



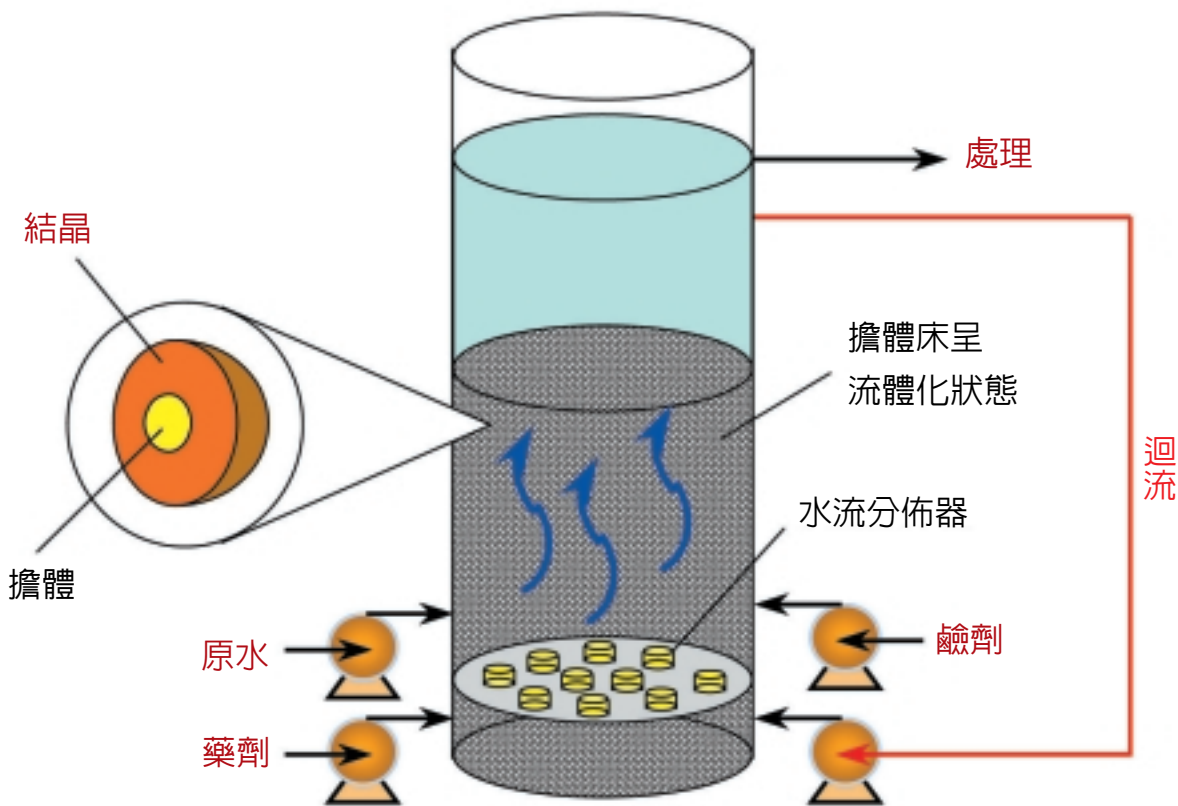
白

來

水

第20卷 第1期 (77)

中華民國九十年二月



流體化床結晶處理裝置示意圖

WATER SUPPLY QUARTERLY

Volume 20 NO.1 February 2001

Water Works Association of the Republic of China(Taiwan)



9 771025 768008

自來水會刊第二十卷第一期(77)目錄

實務研究：

- 流體化床結晶法應用於自來水處理之探討李茂松 3
- 平鎮淨水場初沈池效益探討宋金順等四人 ... 12
- 飲用水水源水質大腸桿菌群、TOC及COD標準之探討 ...張怡怡等四人 ... 23

一般論述：

- 美國對汙水回收作為自來水原水的爭論.....姚關穆 40

研究快訊：

- 澄清湖高級淨水處理模型廠試驗研究第二年
(期末報告摘要).....葉宣顯等五人 ... 44
- 高速膠凝沉澱池懸浮污泥毯操控之研究
(期末報告摘要).....陳兩全等七人 ... 47
- 雙層濾料提高快濾池處理性能之模型場實驗
(第三年)(期末報告摘要)康世芳等六人 ... 48

學術活動：

- 國外研討會 50

特 載：

- 自來水設施耐震工法指南及解說(三)上.....蔡錦松 57

自來水會刊雜誌稿約

- 一、本刊為中華民國自來水協會所發行，係國內唯一之專門性自來水季刊，每年二、五、八、十一月中旬出版，園地公開，誠徵稿件。
- 二、歡迎本會理監事、會員、自來水從業人員，以及設計、產銷有關自來水工程之器材業者提供專門論著、實務研究、一般論述、每期專題、業務報導、專家講座、他山之石、法規櫥窗、協會與你、會員動態、研究快訊、學術活動、出版快訊、感性園地等文稿。
- 三、惠稿每篇以三千至壹萬字為宜，特約文稿及專門論著不在此限。
- 四、本刊原則上不刊載譯文或已發表之論文。
- 五、「專門論著」應具有創見或新研究成果，「實務研究」應為實務工作上之研究心得（包括技術與管理），前述二類文稿請儘量附英文題目及不超過150字之中英文摘要，本刊將委請專家1~2人審查。「每期專題」由本刊針對特定主題，邀請專家學者負責籌集此方面論文予以並列，期使讀者能對該主題獲致深入瞭解。「專家講座」為對某一問題廣泛而深入之論述與探討。「一般論述」為一般性之研究心得。「業務報導」為國內自來水事業單位之重大工程或業務介紹。「他山之石」為國外新知或工程報導。「法規櫥窗」係針對國內外影響自來水事業發展重要法規之探討、介紹或說明。「研究快訊」為國內有關自來水發展之研究計畫期初、期中、期末報告摘要。「學術活動」為國內、外有關自來水之研討會或年會資訊。「出版快訊」係國內、外與自來水相關之新書介紹。「感性園地」供會員發抒人生感想及生活心得。「會員動態」報導各界會員人事異動。「協會與你」則報導本會會務。
- 六、惠稿請用稿紙繕正，如有圖表，請以黑墨繪製以便製版，其大小應顧及刊發後版面之清晰程度，所有圖表及照片以原件為佳，皆應附簡短說明，並依在文中出現之次序分別編號。
- 七、文章內所引之參考文獻，依出現之次序排在文章之末，文內引用時應在圓括號內附其編號，文獻之書寫順序為：期刊：作者，篇名，出處，卷期，頁數，年月。書籍：作者，篇名，出版，頁數，年月。機關出版名：編寫機構，篇名，出版機構，編號，年月。英文之作者姓名應將姓排在名之縮寫之前。
- 八、惠稿請註明真實姓名、通訊地址、服務單位及撰稿人之學經歷簡介與1吋照片一張，以利刊登，來稿文責由作者自負。
- 九、稿費標準為專門論著、實務研究、一般論述、每期專題、專家講座、法規櫥窗、他山之石、特載等文稿1200元/千字，「業務報導」為800元/千字，其餘為500元/千字，文稿中之「圖」、「表」如原稿為新製者500元/版面、如原稿為影印複製者，不予計費。
- 十、本刊係屬贈閱，如擬索閱，敬請來信告知收件人會員編號、姓名、地址、工作單位及職稱，或傳真(02)25042350會務組。本刊將納入下期寄贈名單。
- 十一、本會刊內容自88年5月⑩期起已公布於台灣省自來水公司全球資訊網站（www.water.gov.tw）歡迎各界參閱。

自來水會刊雜誌

發行所名稱：中華民國自來水協會

發行人：林學正

會址：臺北市長安東路二段一〇六號七樓

中華民國自來水協會編譯出版委員會

主任委員：陳榮藏

委員：劉家堯 陳梓濱 張順興 李泰雄 史午康 葉宣顯 蔣本基 廖述良 康世芳

謝永旭 陳重男 沈進宏 曾浩雄 李輝雄 林顯華 蘇金龍 李丁來 林孟臻

秘書：李丁來

總編輯：劉廷政

傳真：(02)25042350

電話：(02)25073832

副主任委員：劉廷政

編輯：林孟臻 李丁來

校對：古貞苓

電話：(04)22244191轉222

印刷：威文彩色印刷公司

地址：台中市工業區23路2-1號

電話：(04)23586977

出版地址：臺中市雙十路二段二號之一

行政院新聞局出版事業登寄證局版台誌字第2995號

中華郵政北台字第0473號執照登記為雜誌交寄

流體化床結晶法應用於自來水處理之探討

李茂松*

摘要

針對水中無機性離子之處理，工研院環安中心成功建立了低污染性的流體化床結晶槽（Fluidized Bed Crystallizer, FBC）處理技術，其主要具備下列優點：1.處理槽中呈流體化狀態的擔體顆粒，提供極大的結晶表面積，因此具備高效率特性，遠較傳統沈澱法所需佔地面積小；2.結晶程序中溶液只需要維持低過飽和度，因此比傳統沈澱法藥品成本低；3.廢水處理後產生的晶體純度高，適於資源化利用；4.晶體脫水容易，省卻昂貴的污泥脫水機。

本文將介紹利用FBC處理技術於自來水水質軟化上之應用，探討FBC中添加異質介質（矽砂）進行晶體成長及水處理上試驗，結果發現處理上主要優點是能夠節省初設成本，降低操作藥品費用，提高操作方便性及污泥減量，在Ca(OH)₂-NaOH系統與傳統石灰軟化法比較，Ca-H去除率由27%提昇至60%；在NaOH-NaOH系統Ca-H去除率及操作方便性可提高，不過比導電度約比自來水增加100 μ

mho/cm，SiO₂比自來水降約1ppm，效果比Ca(OH)₂-NaOH系統略差。

模型廠晶體經由XRD定性分析證明主成份為CaCO₃，同時晶體純度經由ICP定量分析，發現Ca含量約40%，推估CaCO₃純度達99%以上，可當資源回用於水泥業摻配料、鋼鐵業助熔物質、及肥料業農改場之酸性土壤改質等用途。

一、前言

台灣地區年平均降雨量2,500公厘（約900億立方公尺），惟地狹人稠，每人每年平均可分配之雨量僅為世界平均值1/6，顯示台灣地區水質源缺乏，又降雨之時空分佈不均，豐枯水期水量相差懸殊，局部地區經常發生缺水現象。

台灣南部地區，枯水期（11月至4月）降雨量約全年10.2%⁽¹⁾，水量缺乏，水質硬度高，必須增設一套有效設備才能確保一定產水量，若採用混凝石灰軟化法或離子交換樹脂法處理自來水均產生大量污泥，污泥最終處理及處置，將造成極大困擾，因此無污泥化流體化床結晶法不失為

* 工業技術研究院環安中心環科組研究員

4 自來水會刊第二十卷第一期⑦⑦

較佳的選擇。

此項結晶技術始於1970年，荷蘭DHV水處理顧問公司⁽²⁾及美國PERMUTIT公司⁽³⁾率先將此技術應用於飲用水水質軟化方面，1990年DHV公司又陸續將此技術延伸至重金屬及鋁板印刷業含氟廢水。1996年工研院在新竹科學園區漢磊科技公司，建立了全球首座半導體氟系廢水的流體化床結晶槽實廠之後，經過5年的連續運轉測試，証實處理效果非常優越，且能發揮最大的經濟效益；推廣迄今陸續完成立生半導體、茂德科技、奇美電子一、二廠及中美和公司等6家廢水結晶處理實廠建造，相信本項FBC技術的成功，將會為國內相關業界的水處理工作帶來全新的影響。

二、案例介紹

國內某鋼鐵製造廠，86年年產能以粗鋼計算約為805.4萬公噸。產品包括鋼板、條鋼、線材、熱軋鋼品、冷軋鋼品、電磁鋼片、電鍍鋅鋼品、生鐵以及商用鋼胚等。其生產過程中所需要用水量，全廠需要自來水約12.5萬噸/天，其中11萬噸/天用於冷卻水塔當補充水，全廠約25座冷卻水塔區，0.5萬噸/天生活用水，1萬噸/天再經離子交換樹脂純化後當製程用水。

84年6月至11月該廠自來水水質統

計，比導電度、鈣硬度及SiO₂濃度平均值分別約為570 μ mhos/cm，170ppm (as CaCO₃)及13ppm，自來水採用傳統石灰軟化法處理，有3座大型澄清池，純化後水質比導電度及鈣硬度約分別降低12%及27%，可使冷卻水塔濃縮倍率提高至5倍。但產生的大量污泥，需通過酸性洗塵水清洗，形成CaCO₃及鐵化合物，經真空脫水機脫水後，再送至燒結工廠鍛燒形成CaO及鐵化合物，最後轉運至高爐作煉鐵原料。

三、評估方法

3.1 流體化床結晶廢水處理裝置

流體化床結晶廢水處理裝置示意如圖2所示，包括反應槽，內含擔體，欲處理之水係由該反應槽之底部進入並向上流動，而該反應槽外接有一迴流水迴路，用以使該反應槽內部分水加壓後經由水流分佈器迴流，進而使上述擔體流體化，該反應槽還接藥劑入口，用以注入藥劑，使水中欲去除物質在流體化的擔體上結晶，而處理後之水則由該反應槽頂部流出。

3.2 恆氫離子與鈣離子定組成法比較

定組成方法主要的目的在使水溶液中各離子濃度恆定，因而在同樣的條件下進行結晶反應。其原理為當水溶液中形成1 mol的CaCO₃晶體，暫時不考慮水中其他

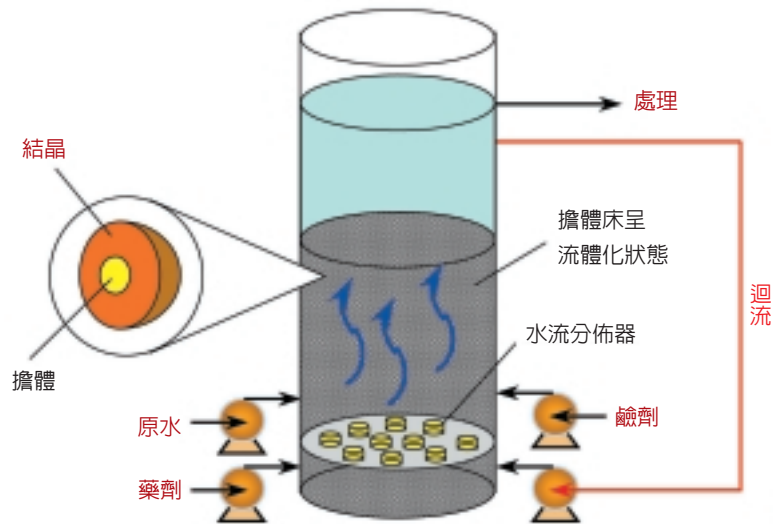


圖1、流體化床結晶廢水處理裝置示意圖

離子影響，以純藥品說明必然會消耗各1 mol的 Na_2CO_3 與 CaCl_2 ，此時若能偵測到 CO_3^{2-} 或 Ca^{2+} 的微量消耗，則能迅速的將這1 mol的 Na_2CO_3 與 CaCl_2 同時補充回水溶液中；假如控制良好，在這段時間內各變數的改變，可以視為微小的擾動，若暫時不考慮水溶液中 Na^+ 、 Cl^- 的累積，如此水溶液就能維持在定組成狀態。對偵測器來說，我們藉由離子電極來量測 CO_3^{2-} 或 Ca^{2+} 的消耗，依電極的不同，其方法有恆氫離子定組成法與恆鈣離子定組成法，使用何法控制，端賴何種離子的消耗較易偵測。

圖2 將生成碳酸鈣操作條件分成五個區域⁽⁴⁾，其中可用定組成方法操作的區域為C、D區，各區域有下列特性：

在A區： $\text{pH} > 13.0$ ，超過電極範圍，無法

控制，故以直接混合法操作。

在B區： $\text{pH} > 10.8$ 、 $\text{Ca}^{2+} > \text{CO}_3^{2-}$ ，電極亦無法控制，故以直接混合法操作。

在C區： pH 介於8.5-13.0、 $\text{Ca}^{2+} < \text{CO}_3^{2-}$ ，因 CO_3^{2-} 濃度高， pH 值較穩定，以恆鈣離子定組成法操作。

在D區： pH 介於8.5-10.8、 $\text{Ca}^{2+} > \text{CO}_3^{2-}$ ，以恆氫離子定組成法操作。

在E區： $\text{pH} < 8.5$ ，溶液法很難達到如此之 pH 值，以通氣法較適當。

四、實驗室結果

4.1 碳酸鈣晶體介穩區界定之操作範圍

為了實驗進行方便，首先以 CaCl_2 -

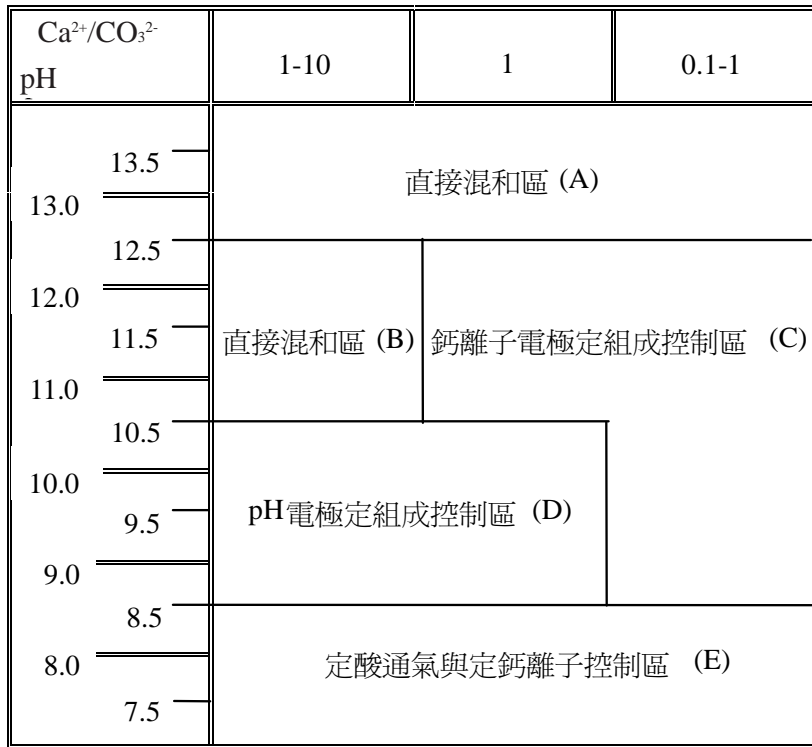


圖2、碳酸鈣結晶操作區域。(C), (D) 面積為定組成法操作區域

Na₂CO₃系統建立碳酸鈣介穩區之範圍⁽⁵⁾，如圖3所示可求FBC床中結晶範圍，圖中飽和濃度曲線（曲線1）與初成核的下限濃度曲線（曲線2），恰好將該圖畫分為未飽和區、介穩區和混濁三個部分，分別為晶體發生溶解、成長與初成核之區域。由曲線2可計算在不同的CO₃/Ca莫耳

比及初始混合CO₃²⁻濃度下，可結晶的Ca²⁺濃度，在實用上，只需量測總Ca離子濃度及總碳酸根離子濃度（CT），即可預測操作範圍是否恰當。曲線2的方程式如下：

由經驗得知CO₃/Ca莫耳比0.6~1.0之

$$P[\text{CO}_3]_{\text{T}} = -0.2528 P[\text{Ca}]_{\text{T}}^2 + 0.6158 P[\text{Ca}]_{\text{T}} + 3.626 \quad (R^2=0.999)$$

$$(1.3 < P[\text{Ca}]_{\text{T}} < 3.3)$$

經濟性較佳且具處理效果，CO₃/Ca莫耳比0.6, 0.8及1.0之等高線分別計算如下

(PCO₃ = -log CO₃) :

以CO₃/Ca=0.6為例，CO₃/Ca=0.6之初

$$\frac{\text{CO}_3}{\text{Ca}} = 0.6, \log \text{CO}_3 - \log \text{Ca} = \log \frac{\text{CO}_3}{\text{Ca}} = \log 0.6 = -0.22, \text{PCO}_3 - \text{PCa} = 0.22$$

$$\frac{\text{CO}_3}{\text{Ca}} = 0.8, \log \text{CO}_3 - \log \text{Ca} = \log \frac{\text{CO}_3}{\text{Ca}} = \log 0.8 = -0.097, \text{PCO}_3 - \text{PCa} = 0.097$$

$$\frac{\text{CO}_3}{\text{Ca}} = 1.0, \log \text{CO}_3 - \log \text{Ca} = \log \frac{\text{CO}_3}{\text{Ca}} = \log 1.0 = 0, \text{PCO}_3 - \text{PCa} = 0$$

成核點（即 $\text{CO}_3/\text{Ca}=0.6$ 與曲線2的交叉點）為 $\text{PCO}_3=3.21$ （ $37\text{mgCO}_3/\text{L}$ ）， $\text{PCa}=2.99$ （ $41\text{mgCa}/\text{L}$ ），表示FBC進水點 CO_3^{2-} 濃度為 $37\text{mg}/\text{L}$ 時，只有 $41\text{mg}/\text{L}$ Ca^{2+} 以結晶的形態被去除，其他的 Ca^{2+} 則以沈澱之型態

被去除。當FBC入口點 CO_3^{2-} 混合濃度高至 $75\text{mg}/\text{L}$ （ $\text{PCO}_3=2.905$ ）時，則只有 $20\text{mg}/\text{L}$ 的 Ca^{2+} （ $\text{PCa}=3.30$ ）以結晶的形態被去除。

- A: $\text{CO}_3/\text{Ca}=0.6$, $\text{pCO}_3-\text{pCa}=0.22$
- B: $\text{CO}_3/\text{Ca}=0.8$, $\text{pCO}_3-\text{pCa}=0.097$
- C: $\text{CO}_3/\text{Ca}=1.0$, $\text{pCO}_3-\text{pCa}=0$

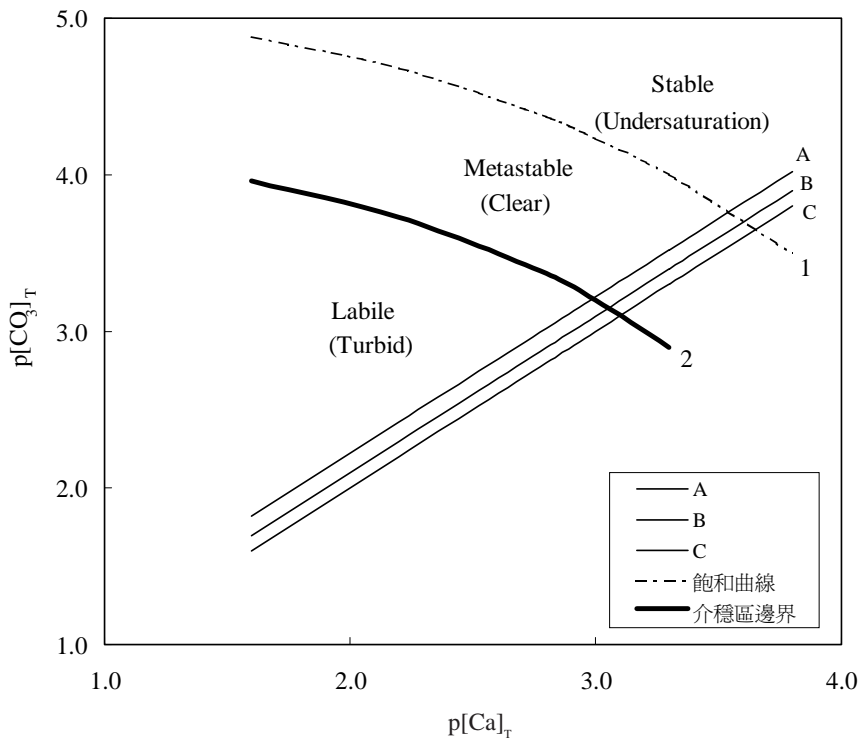


圖3 $\text{CaCl}_2\text{-Na}_2\text{CO}_3$ 系統中碳酸鈣之介穩區 [$\text{pH}=9.5$, $T=25^\circ\text{C}$]

4.2 長期穩定性測試

為了解FBC穩定性，因此利用本中心自來水進行長期試驗，選定Ca(OH)₂/Ca-H 莫耳比約1.0實驗組，實驗條件及結果如

表1及表2所示：發現出流水Ca水質 19~33mg Ca-H/L，Ca-去除率70~83%， SiO₂去除率25~32%非常穩定。

表1 本中心自來水之FBC長期性穩定試驗條件--Ca(OH)₂為藥劑

實驗編號	Qw (ml/min)	Qc (ml/min)	Qr (ml/min)	表面速度 (m/h)	pH 設定值	Hf (cm)	取樣時間 HRT
1	220	44.4	259	100	10	105	70
2	220	44.4	259	100	10	109	140
3	220	44.4	259	100	10	110	210

備註：2 cm內徑結晶管(體積660ml) 擔體量200g。固定床高46cm，Ca(OH)₂/Ca-H (mol/mol)=0.93，Ca(OH)₂藥劑濃度0.4g/L，調pH之NaOH藥劑濃度20g/L；HRTw=3min。

表2 本中心自來水之FBC長期性穩定試驗結果--Ca(OH)₂為藥劑

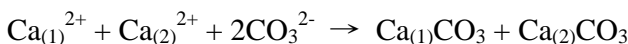
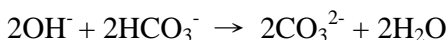
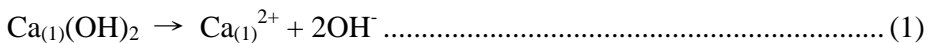
實驗編號	進流水濃度				出流水濃度				去除率 (%)	
	Ca	TH	SiO ₂ mg/l	比導電度 µmhos/cm	Ca	TH	SiO ₂ mg/l	比導電度 µmhos/cm	Ca	TH
1	109	172	12.3	369	27	52	8.4	405	75	70
2	109	172	12.3	369	33	68	9.2	272	70	60
3	109	172	12.3	369	19	58	8.4	387	83	66

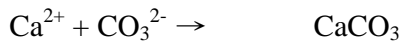
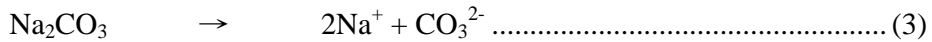
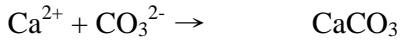
註：鈣及總硬度單位:mg/L as CaCO₃。

五、模型廠結果

污染量及藥劑種類決定了藥劑成本，

針對水質軟化處理有下列3種不同藥劑可供選擇⁽⁶⁾，其化學反應如下：





(3) 式中形成2莫耳Na⁺離子解離，(2) 式則1莫耳Na⁺離子解離，(1) 式則完全反應，因此比導電度 (3) > (2) > (1)。

對水質軟化成效上，由上述反應獲知，CO₃²⁻是關鍵成分，CO₃²⁻來自藥品或是水中存在HCO₃⁻，HCO₃⁻含量即分析項目中M-鹼度，因此M-Alk./Ca-H比值將決定藥劑的選擇。

某鋼鐵廠自來水水質M-Alk./CaH比值約0.5，以成本考量Ca(OH)₂及NaOH較為可行，以操作方便性而言NaOH及Na₂CO₃較有機會，實驗結果如表3所示：以水回用及節水考量唯有選用Ca(OH)₂，能使比導電度、二氧化矽及鈣硬度同時下降，由表3數據計算濃縮倍數可提高至7.4倍以上較為可行，若FBC後段加砂濾塔水質更佳，濃縮倍數更高。

表 3 根據自來水FBC模型廠試驗結果，針對不同藥劑比較

水質 藥劑種類	比導電度 (μ mhos/cm)	CaH (mg/L)	SiO ₂ (mg/L)	元/kgCaH	元/m ³	污泥減量 (%)	操作 方便性
Ca(OH) ₂ - NaOH	609	82	16.2	5.41	0.67	40~60	尚可
Na ₂ CO ₃ - NaOH	798	56	18.0	10.00	1.46	50~70	佳
NaOH- NaOH	747	52	17.0	5.35	0.77	50~70	佳

<備註>：

1. 進流水 CaH 約 200mg/L，比導電度約 680 μ mhos/cm，SiO₂ 約 18.2mg/L。
2. 元/m³ 操作藥品費。
3. 藥劑成本計算基準如下：68% CaO=90% Ca(OH)₂ 2.03元/kg，98% Na₂CO₃ 7.8元/kg，45% NaOH 4.6元/kg。

六、晶體純度分析

建立資源化管道，首先必須驗證晶體純度，由XRD定性分析，發現CaCO₃結晶度良好，同時晶體純度經由ICP定量分析，結果發現Ca含量約40%，推估CaCO₃純度達99%以上，可能含有微量Ca(OH)₂或CaO，可資源回用於水泥業當摻配料、鋼鐵業當助熔物質及肥料業摻雜於有機肥料供土壤改質，也可以將CaCO₃晶體利用鋼鐵廠內燒結廠，加溫至約900°C製成CaO (s) 或CaCO₃晶體加HCl溶解形成CaCl₂ (l) 回用於水處理廠當結晶藥劑或混凝劑。

七、結論與建議

1. FBC應用於水質軟化建議採用恆氫離子定組成法操作，理由如下：
 - (1) 處理相同Ca量，CO₃²⁻/Ca²⁺莫耳比低，其藥品利用率高。當CO₃²⁻/Ca²⁺莫耳比小於1時，CO₃²⁻之消耗所引起pH值之下降，比起Ca²⁺消耗所造成Ca²⁺電位的改變更為明顯，適合以pH電極來控制。
 - (2) 線上pH電極控制器較線上鈣離子控制器便宜且維護容易。
 - (3) 鈣離子非放流水管制項目，允許處理水水質略為變動。
2. 碳酸鈣之介穩區操作圖，可提供計算

FBC藥劑及水混合濃度參考。

3. 雖然Ca(OH)₂溶解度差，但是對於比導電度（限制因子）及SiO₂（限制化合物）去除較為有效，因此對於水質M-Alk./Ca-H比值大於0.5，以成本考量選用Ca(OH)₂為主，NaOH做為pH控制搭配，較為可行。
4. 原水若M-Alk./Ca-H比值小於0.5，藥劑選擇應改考慮NaOH或Na₂CO₃，處理水比導電度勢必增加，則可利用薄膜技術克服，因此建議採用結晶-薄膜組合技術。結晶技術除鈣，當前段可減輕薄膜負荷及減少排水，薄膜當後段，控制比導電度。
5. 流體化床結晶技術經過長期測試，處理水水質穩定再現性高。
6. 台灣某石化廠以FBC技術進行廢水處理，已經運轉兩年，產生的高純度碳酸鈣晶體，可利用資源化公司進行回用。
7. 台灣水資源缺乏尤其當枯水期時，為保持一定產水量，採用此類具節水功能之技術更顯得重要。

參考文獻

1. 歐陽嶠暉等，水體分類、水質標準及目標之訂定及檢討修改程序，全國水污染防治方案研討會，84年5月。
2. Schöller, M., et. al. "Fluidized Bed Pellet Reactor to Recover Metals or Anions"

- Metal Finishing, PP46~50, 1991.
3. Harms, W.D. and Robinson, R.B., "Softening by Fluidized Bed Crystallizers", *Env. Eng.*, 118 (4) 1992.
 4. 陳復邦，以定組成法探討碳酸鈣多晶型之形成，台灣大學化學工程研究所碩士論文，84年6月。
 5. 陳仲裕，碳酸鈣在流體化床中成長動力學之研究，台灣大學化學工程研究所碩士論文，84年6月。
 6. Van der Veen, et. al., "The Amsterdam Water Supply Central Softening by Crystallization in a Fluidized Bed Process", *Sect. Res. Dev.*, pp 1591~1620, 1990.

平鎮淨水場初沈池效益探討

宋金順¹廖福全²張嬉麗³李坤峰⁴

一、前言

由於桃園地區工商業發達，人口快速成長、社區開發迅速，需水量日益增加⁽⁵⁾，八十二年間當時之石門、大湳及龍潭各淨水場皆嚴重超量供水，於是平鎮場一期於八十四年元月興建完成。

平鎮淨水場原水取自石門大圳，在三坑抽水站設置原水取水口，以四台1500馬力抽水機，抽取原水經2000公厘導水管輸送至淨水場⁽³⁾。平鎮一期設計處理水量為三十萬CMD，目前平均每日出水量約為三十七萬噸，淨水處理單元有4池高速膠凝沈澱池，其設計為平底上流污泥氈式，快濾池八池，設有哈丁式自動反洗設備⁽¹⁾。

平鎮場完成後的第一個颱風，即是賀伯颱風。平鎮淨水場於八十五年七月三十一日賀伯颱風侵襲，帶來重大災情，石門水庫連續洩洪長達61小時，原水濁度高達

13000NTU，平鎮場幾乎癱瘓，災情可謂慘重，當時本處即提出，如原水調節池能改為初沈池，將可渡過難關，調節池改為初沉池直至八十八年底施工完成，而本報告即是針對改建完成後的初沈池功能作成報告，希望藉由高濁度時操作模式之探討，作為本處其它無法設立初沉池的淨水場效尤，期使災後能儘速恢復正常供水。

二、狀況說明

本研究是針對歷年颱風時期高濁度狀況，現場實際操作狀況記錄，進行探討分析，尋求現場操作之最佳操作模式，以利將來操作參考，茲將現場實際狀態分成兩種方式說明比較：

(一) 未使用初沈池狀況：

平鎮場於八十四年元月十三日開始試車啓用，次年（85年1月13日）試車完畢，因試車期間未有颱風及高濁度之狀況。惟八十五年七月底賀

- 1.台灣省自來水公司第四區管理處經理
- 2.台灣省自來水公司第二區管理處操作課課長
- 3.台灣省自來水公司第二區管理處檢驗室主任
- 4.台灣省自來水公司第二區管理處平鎮廠工程員

伯颱風侵襲，石門水庫洩洪（61小時之久），原水濁度驟升至13000NTU，被迫減量出水操作並將原水先溢流至調節池，再抽水取用，由於颱風時期淨水處理需非常謹慎，操作須非常注意，檢測濁度、pH值、餘氯、杯瓶試驗、鹼度等狀況，例如當時原水pH值相當低僅約6.8（按平常pH值約7.7），加入PAC混凝劑之後pH值降低更至6以下，此時必須加入液鹼NaOH來補充鹼度。又由於本場使用之沈澱池為高速膠凝沈澱池，此設備最大優點是可減少用地面積，但是處理水量不宜有超量或突增水量情形，又如進水量不穩定亦會使污泥氾流失，又沈澱池最好是在颱風前必須清洗，沈澱池集泥錐排泥閥的控制非常重要，污泥氾控制得宜能使沈澱效果更好。平鎮場快濾池因屬哈丁式快濾設備，亦不宜過高的濁度，不然過濾效果會較差。賀伯颱風過後接連八十六年溫妮颱風，八十七年瑞伯颱風其狀況同八十五年賀伯颱風，雖操作經驗愈多，但只要碰到高濁度（大於5000NTU以上者）情形，仍只有降低出水量、並配合分區供水因應。

（二）使用初沈池狀況：

原水調節池於八十八年八月修改成初沈池，新設導流牆238.5公尺，溢流牆82.35公尺，導流牆每隔7.5公尺開孔1.5公尺，並設置加藥平台、抽水機平台各一座，埋設口徑1800公厘導水管24公尺，500公厘排泥管21公尺，並清除原調節池污泥量約18000噸⁽⁴⁾。初沈池須藉著調整初沉池加藥量及沈澱池前分水井加藥量的控制做最佳淨水處理，八十九年三月梅雨期間開始使用初沉池，當時原水濁度高只有95NTU，設為經初沉池後原水濁度需降至10NTU，又經沈澱池後之沈澱水質為4NTU，淨水處理成效頗佳，八十九年八月碧利絲颱風來襲，操作條件：原水濁度1800NTU，初沈池後為20NTU，沈澱水為4NTU，初沈後水質濁度，以不超過20NTU為原則，主要係大約有60000CMD經初沉池後的水繞流直接進入快濾池進行過濾，以求達到出水量之要求。

- （三）其他淨水處理使用之檢驗設備包含有HACH型號21000AN濁度計，HACH型號44701之PH meter，Phipps & Bird之杯瓶試驗機等。

三、結果與討論

(一) 初沉池的效益分析：

颱風後之水量水質穩定，需二十五天左右，八十五年賀伯颱風後（二十五日）平均日出水量183250CMD（供水需求量為250000CMD），八十六年溫妮颱風平均日出水量233500CMD（供水需求量為275000CMD），八十七年瑞伯颱風平均日出水量241500CMD（供水需求量為290000CMD），八十九年碧利絲颱風平均日出水量345900CMD

（滿足需求量）。

(二) 平鎮淨水場歷年來平均每年有209天濁度範圍處於0~10NTU之低濁度狀態，而濁度大於100NTU的天數雖較少，但是幾乎每年皆有。且都在颱風季節與梅雨季節發生。最高濁度如八十五年七月三十一日賀伯颱風就高達13000NTU。民國八十五年至八十九年十月原水濁度範圍及日數統計（表一）。即可說明此種現象。

表一 平鎮場八十五至八十九年原水濁度範圍統計表

年 度		發 生 天 數					平均 天數
		85	86	87	88	89	
原水 濁度 範圍 (NTU)	0~10	152	260	181	244	208	209
	11~100	183	76	157	127	75	124
	大於 100	30	29	27	0	21	22
	最高濁度值	13000	6000	5500	95	1700	

(三) 高濁度時常造成淨水場處理水量的不穩定，如賀伯颱風時，處理水量從颱風後第一天開始必須到第二十五天處理水量方能穩定，溫妮颱風是至第二十四天處理水量才能穩

定，水質部份賀伯颱風在颱風後三天，處理水量只有100000CMD，但清水濁度卻高達300~600NTU，顯見高濁度會造成水量及水質極不穩定狀況，實在令操作人員難以操

控。

(四) 平鎮場在每次颱風過後1~5天內石門水庫皆可能實施洩洪，使原水濁度驟升，賀伯颱風最高濁度為13000NTU，溫妮颱風最高為6000NTU，碧利絲颱風最高為1700NTU，賀伯颱風前五天之處理水量，第一天處理水量87500CMD，第二天處理水量43000CMD，在第3天處理水量亦只有13000CMD（圖一），且沈澱水濁度亦高達4500NTU（圖三），清水濁度在500NTU（圖七），使得淨水場被迫停止進水處理，賀伯颱風在第三天的原水濁度與溫妮颱風在第四天的原水濁度相近為2000NTU，可處理水量後者為前者兩倍（圖一），且沈澱水濁度後者比前者低15NTU，清水濁度後者比前者低9NTU，見表二及表三。以颱風後6~18天比較，賀伯颱風與溫妮颱風在原水濁度降至1000NTU以下時，發現相同原水濁度下，溫妮颱風能處理水量亦超過賀伯颱風處理水量約有30000CMD（圖四），沈澱水濁度溫妮颱風期間較賀伯颱風期間約低2~4NTU，清水濁度在溫妮颱風期間較賀伯期間約低1~2NTU。由此兩颱風比較下，太高濁度的原

水進入淨水設備處理，會破壞淨水設備，使其功能降低，甚至必須浪費時間整修，延緩恢復全面供水時間。所以高濁度時必須考慮淨水設備的負荷，是否能處理，而颱風過後，是否儘速恢復供水，以供民生之需求，才是淨水操作之重點。因此我們依各高濁度颱風之出水情形建議淨水場之淨水操作應避開高濁度之原水，高濁度期間即使是停場三小時、半天或一天，對維持淨水設備正常使用，有莫大助益。

(五) 本場於八十九年八月二十三日碧利絲颱風來襲，將原水先導入初沈池去除大部份濁度再至淨水設備處理，颱風首日（表五），原水濁度高達1700NTU，處理水量212400CMD，初沈水濁度3.8NTU，清水濁度0.90NTU，雖然效果極佳，但抽取初沈池之抽水機不夠，使得處理水量無法達到需求，經本處增設抽水機，使得在八月二十五日處理水量達到340000CMD，初沈水濁度18NTU，沈澱水濁度1.8NTU，清水濁度0.70NTU，效果良好，次日（八月二十六日）處理水量即達360000~370000CMD，而當時原水濁度都還是千度以上（圖一）。有了初沈池設備之後，幾乎無視颱風

存在，與前面發生溫妮颱風、賀伯
 颱風等必須減量供水數十日才可恢
 復正常供水相比，初沈池發揮了極
 大功效，讓淨水操作人員不再遭受

颱風的威脅，也讓全體大眾能有量
 足、質優的自來水可用。

四、結論與建議

(一) 初沉池的效果良好，如果有腹地建

表二 85年8月賀伯颱風期間水量、水質分析表

日期	85.08.01	85.08.02	85.08.03	85.08.04	85.08.05	85.08.06	85.08.07
處理水量(CMD)	87557	43090	13616	73065	91389	140773	182804
原水濁度(NTU)	13000	12000	12500	2200	1100	650	400
PAC加藥量(PPM)	350	350	350	300	250	220	180
沉澱水濁度(NTU)	5000	4000	4000	40	6.4	6.7	5.5
清水濁度(NTU)	600	300	350	8.9	6.5	3.9	3.5
日期	85.08.08	85.08.09	85.08.10	85.08.11	85.08.12	85.08.13	85.08.14
處理水量(CMD)	212075	197112	209073	196786	200296	227580	233283
原水濁度(NTU)	320	280	230	230	230	190	160
PAC加藥量(PPM)	160	150	140	140	140	110	95
沉澱水濁度(NTU)	4.8	9.5	4.1	4.1	5.7	5.6	3.2
清水濁度(NTU)	2.5	2.5	3.5	2.9	3.3	3.1	2.5
日期	85.08.15	85.08.16	85.08.17	850818	850819	850820	850821
處理水量(CMD)	220008	230431	217595	224195	229312	240515	235161
原水濁度(NTU)	160	130	120	110	110	110	110
PAC加藥量(PPM)	100	70	75	70	70	70	70
沉澱水濁度(NTU)	3.9	4.2	4.5	4.8	5.1	4.7	4.9
清水濁度(NTU)	2.7	1.8	2.3	2.9	3.1	3.2	2.9

註：賀伯颱風開始至恢復正常供水(二十五日)，平均日配水量：183250CMD

表三 86年8月溫妮颱風期間水量、水質分析表

日期	86.08.18	86.08.19	86.08.20	86.08.21	86.08.22	86.08.23
處理水量(CMD)	184090	103229	114727	146136	179624	171790
原水濁度(NTU)	4500	6000	2000	1000	750	450
PAC加藥量(PPM)	220	300	200	180	150	130
沉澱水濁度(NTU)	90	100	25	8.5	5.6	4.5
清水濁度(NTU)	25	35	9.9	6.9	3.5	3.1
日期	86.08.24	86.08.25	86.08.26	86.08.27	86.08.28	86.08.29
處理水量(CMD)	231948	216498	221673	221045	232231	205326
原水濁度(NTU)	380	270	220	190	140	140
PAC加藥量(PPM)	120	110	100	90	80	80
沉澱水濁度(NTU)	4.8	4.8	4.1	4.2	3.9	3.1
清水濁度(NTU)	2.10	0.40	0.50	0.90	2.40	0.70

註：溫妮颱風開始至恢復正常供水(二十五日)，平均日配水量：233500CMD

表四 87年10月瑞伯颱風期間水量、水質分析表

日期	87.10.17	87.10.18	87.10.19	87.10.20	87.10.21	87.10.22
處理水量(CMD)	159489	156839	89794	137188	175797	234037
原水濁度(NTU)	5300	3500	2400	1800	1100	500
PAC加藥量(PPM)	280	200	190	220	180	140
清水濁度(NTU)	15.5	11.9	6.5	5.2	5.7	2.5
日期	87.10.23	87.10.24	87.10.25	87.10.26	87.10.27	87.10.28
處理水量(CMD)	277060	286355	274375	273493	263958	263815
原水濁度(NTU)	220	180	120	80	70	65
PAC加藥量(PPM)	120	100	80	60	60	50
清水濁度(NTU)	3.2	1.3	1.0	1.5	1.5	1.3

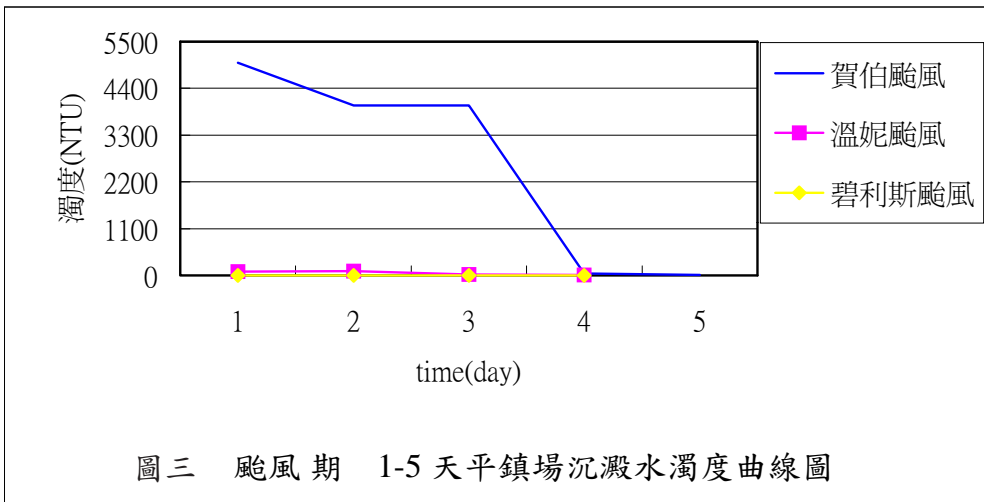
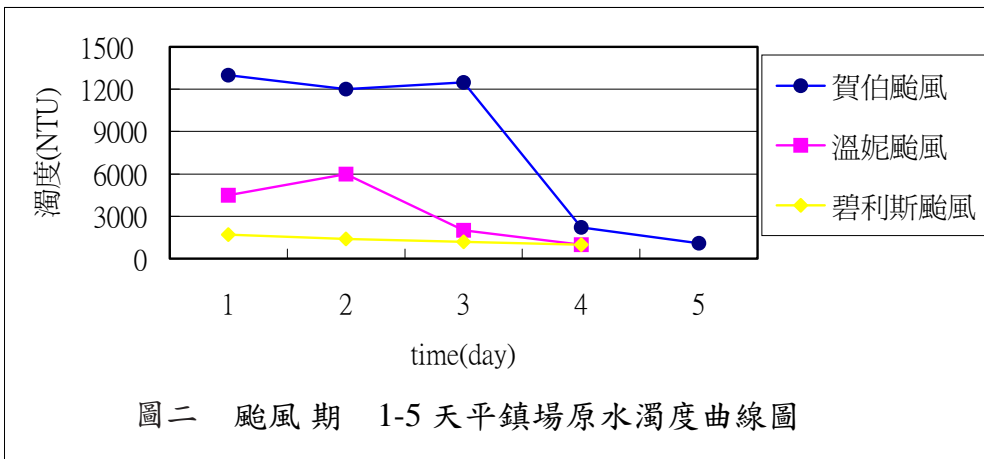
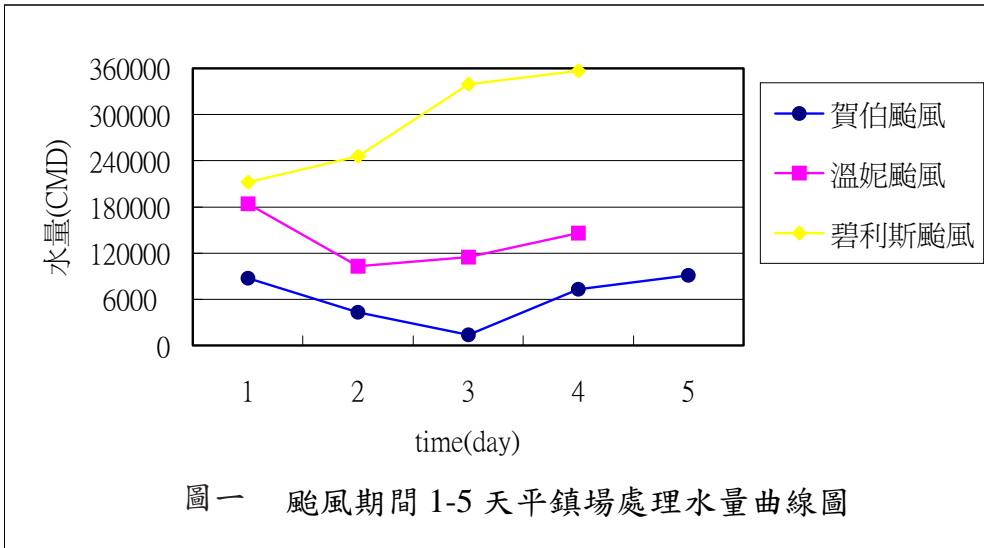
註：瑞伯颱風開始至恢復正常供水(二十五日)，平均日配水量：241500CMD

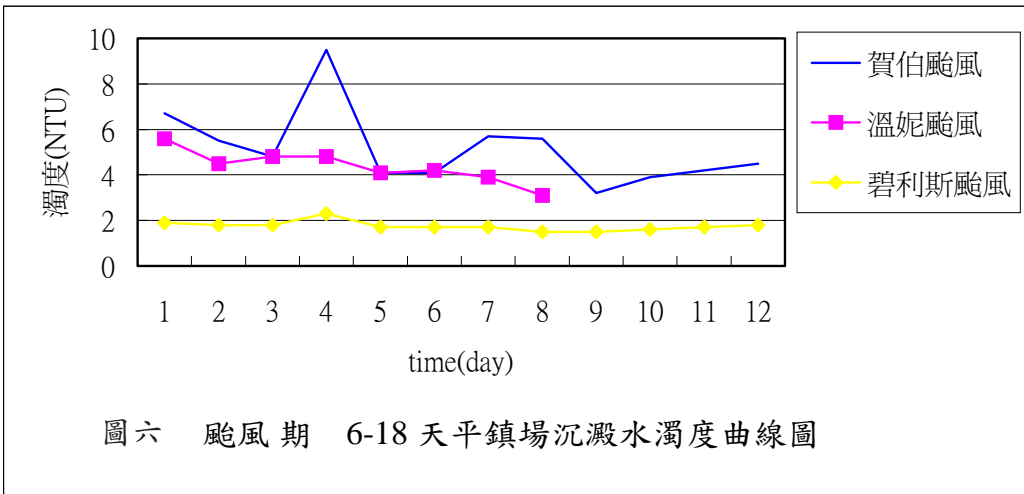
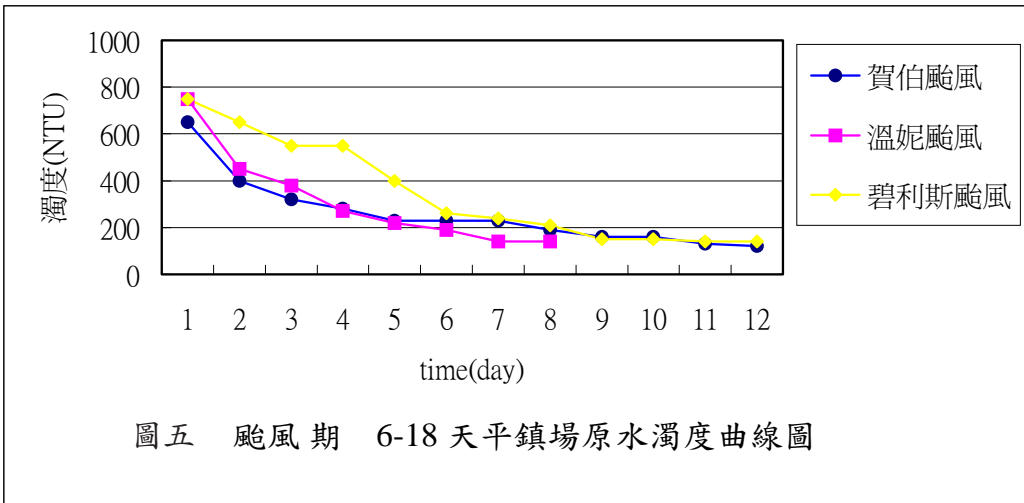
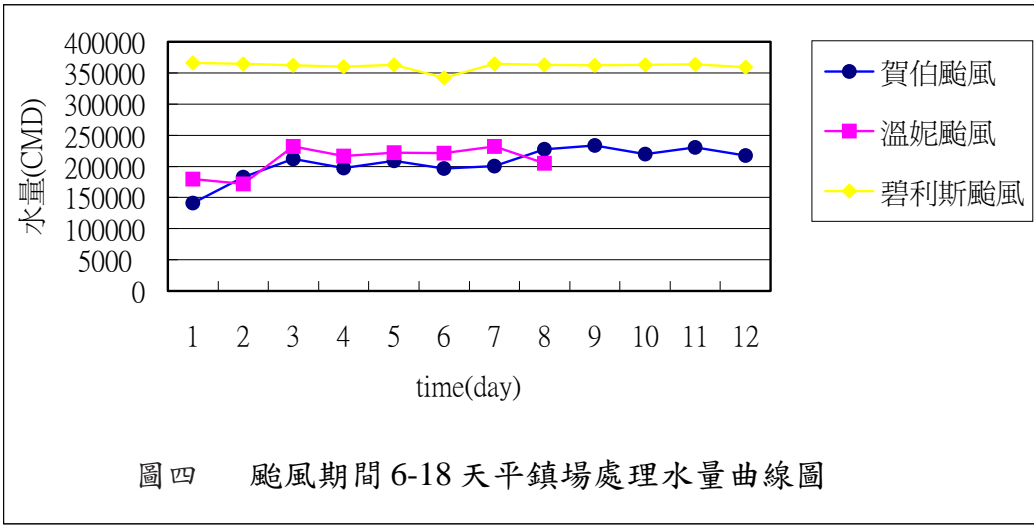
表五 89年8月碧利斯颱風期間水量、水質分析表

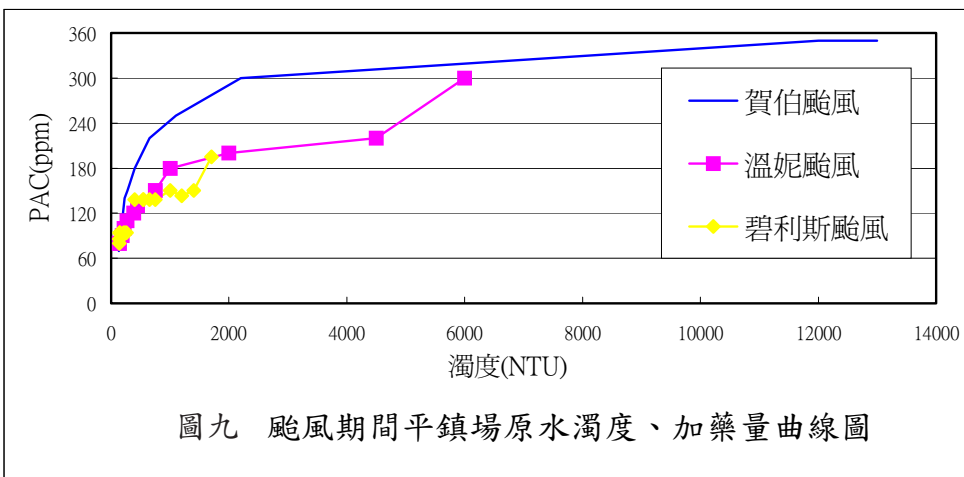
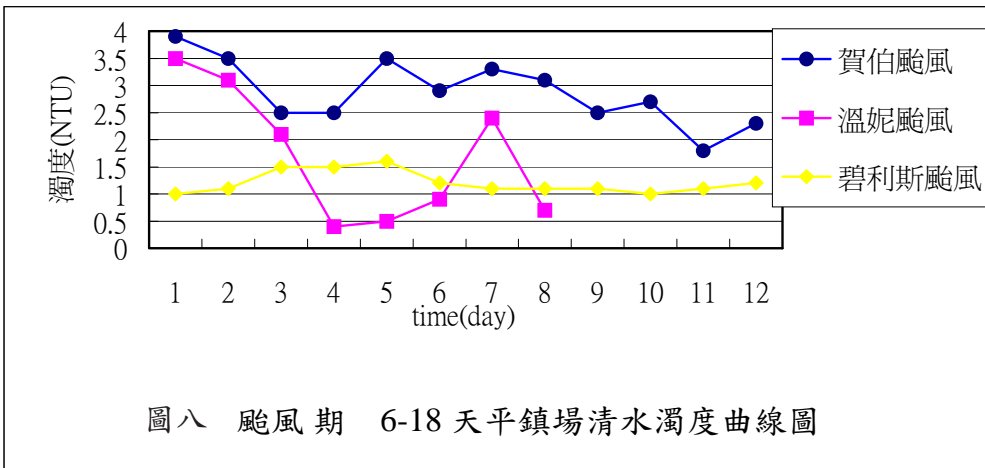
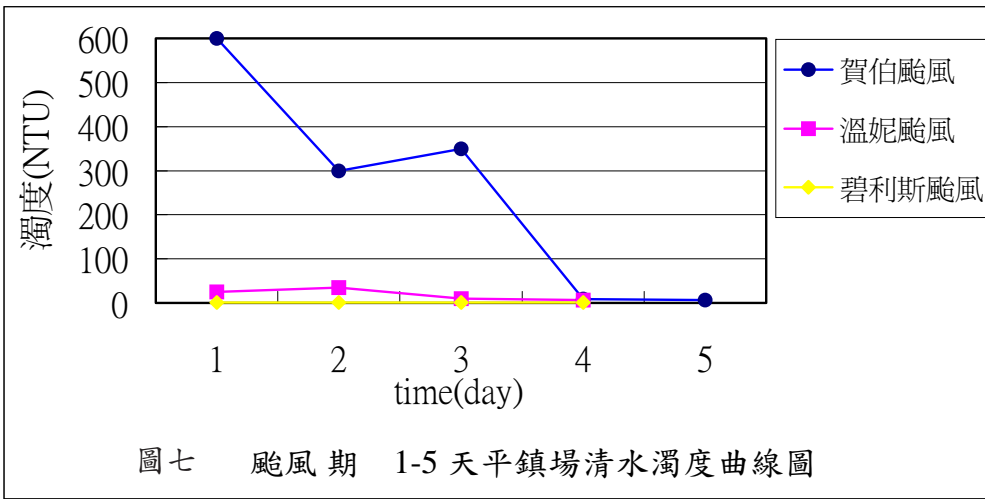
日	期	89.08.23	89.08.24	89.08.25	89.08.26	89.08.27	89.08.28	89.08.29	89.08.30
處理水量(CMD)		212400	246100	339300	357000	366000	364300	362200	360100
原水濁度(NTU)		1700	1400	1200	1000	750	650	550	550
初沉水濁度(NTU)		30	25	18	16	15	13	15	20
沉澱水濁度(NTU)		3.8	3.5	1.8	2.4	1.9	1.8	1.8	2.3
清水濁度(NTU)		0.90	1.00	0.70	0.90	1.00	1.10	1.50	1.5
PAC1加藥量(PPM)		170	110	100	100	100	100	100	100
PAC2加藥量(PPM)		25	40	43	50	38	38	38	38
合計加藥量(PPM)		195	150	143	150	138	138	138	138
日	期	89.08.31	89.09.01	89.09.02	89.09.03	89.09.04	89.09.05	89.09.06	89.09.07
處理水量(CMD)		363200	342200	364400	363200	362600	362700	364000	359200
原水濁度(NTU)		400	260	240	210	150	150	140	140
初沉水濁度(NTU)		10	9.5	9.7	9.5	9.5	9.3	9.2	9.3
沉澱水濁度(NTU)		1.7	1.7	1.7	1.5	1.5	1.6	1.7	1.8
清水濁度(NTU)		1.6	1.2	1.1	1.1	1.1	1.0	1.1	1.2
PAC1加藥量(PPM)		100	70	70	70	70	70	70	64
PAC2加藥量(PPM)		38	24	24	24	24	24	16	16
合計加藥量(PPM)		138	94	94	94	94	94	86	80
日	期	89.09.08	89.09.09	89.09.10	89.09.11	89.09.12	89.09.13	89.09.14	89.09.15
處理水量(CMD)		377602	369473	354600	355125	341070	343900	358305	363477
原水濁度(NTU)		150	150	140	100	100	90	65	40
初沉水濁度(NTU)		9.1	8.9	8.8	8.5	7.9	7.5	7.9	7.8
沉澱水濁度(NTU)		3.7	3.9	4.1	4.3	4.1	3.9	3.2	2.6
清水濁度(NTU)		1.1	1.0	1.1	0.9	0.7	0.6	0.5	0.5
PAC1加藥量(PPM)		64	64	60	50	50	50	40	20
PAC2加藥量(PPM)		16	16	16	16	16	16	10	10
合計加藥量(PPM)		80	80	76	66	66	66	50	30

備註：PAC1加藥量為初沉池之加藥量，PAC2加藥量為分水井之加藥量

：瑞伯颱風開始至恢復正常供水(二十五日)，平均日配水量：241500CMD







造初沉池為良好的淨水措施，可以得到良好的水量及穩定的水質。

- (二) 無初沈池使用時，原水濁度5000NTU以上，應考慮停止操作。勉強供水會造成相當大的傷害（如污泥淤積整個沈澱池），亦會造成恢復正常供水的時間過長。
- (三) 初沈池的使用，能使淨水場淨水設備不致超負荷衝擊，但初沈池中沈積的污泥如何的處理亦是一重要課題，建議池底可設有刮泥設備，累積到某種程度或者原水低濁度時期，即進行處理，此部份亟待更進一步研究。
- (四) 初沈池的作用機制與本處推廣兩段加藥之機能是否相同⁽⁷⁾，正檢討中，為下一個研究的重點。

參考文獻

1. 平鎮淨水場一期淨水設備工程設計規範，國際機械工程股份有限公司
2. 平鎮淨水場一期淨水處理設備工程儀控系统手冊，盟立自動化股份有限公司
3. 平鎮給水廠場、站操作規範暨合理操作計劃書
4. 平鎮淨水場初沉池設備工程合約書
5. 張晉，“水處理工程與設計”，頂茂圖書公司，1994
6. 李坤峰，“平鎮淨水場試車加藥及動力費之檢討”，台灣省自來水股份有限公司，1997
7. 張嬉麗、曾明磨、吳昌堂、黃阿月，“聚氯化鋁兩段加藥之再探討”，台灣省自來水股份有限公司，1998

飲用水水源水質大腸桿菌群、TOC及COD標準之探討

張怡怡* 蔣本基** 趙素慧* 李美足* 蔡湘萍*

壹、前言

「飲用水管理條例」於民國86年5月經總統頒布執行⁽¹⁾，內容中第六條規定「地面水體及地下水體需符合飲用水水源水質標準，始得做為飲用水之水源」，又基於現實考量中，如無替代水源、時間急迫或成本考量等因素存在，可能產生不合格水源仍需持續使用之必要情況，也擬定了彈性條文相因應，即「經主管機關核准者不在此限」，以給予法規在過渡時期執行上之空間，而能避免窒礙難行。「飲用水管理條例」修正案中第三條中規定，飲用水之來源包括：(1) 自來水 (2) 地面水體 (3) 地下水體 (4) 其他經中央主管機關指定之水等四種。使用以上來源做為飲用水者，大致可區分為四大類：自來水、簡易自來水、礦泉水及包裝飲用水。自來水水源水質變異性大，且每日處理水量較大，故所使用之處理流程較完整而複雜，且由於供水人口多，影響層面廣大，

受相關單位之長期監督與管理，出水水質已有飲用水標準予以把關。

貳、飲用水水源水質標準之研擬

(一) 分級管制之可行性

以世界各國現有之水源標準來觀察，是否分級看法不一，美、加及澳洲是單一標準，日本、法國及EC是分級訂定⁽²⁻⁹⁾，我國現行水污染防治法之水體分類及標準屬後者⁽¹⁰⁾。基於水源水質之差異性，以及各種不同類型之淨水程序，分級訂定水源標準應較為適切。

但以台灣地區之水源標準，若採以分級方式來研擬標準，現階段在執行時仍存在許多困難，理由如下：

1. 以技術上而言，分級標準必須先確立各級處理設施內容，方能針對去除效率來擬定適用之標準限值，因此在工程上需經審慎之評估。
2. 過去在地方上，常因少數水質項目（如

*台北醫學大學醫學系

**台灣大學環境工程研究所

氮、微生物等），在短期內不合於標準，而受到民眾強烈攻擊並要求增設高級處理設備，甚至被要求停止取水，因此若採分級標準而嚴格加以執行，在水源匱乏、水源污染及成本增加等不利條件下，恐窒礙難行。

3. 目前世界各國對水源管理政策上，以美國、加拿大、澳洲為例，皆訂定基準或準則（Guidelines/Criteria），來替代強制性之標準（Standards）。故水源管理上以「標準」要求水源水質，在今日水資源欠缺而污染日趨嚴重，執行上將尤其困難。

由以上說明，以水源保育觀點來衡量，分級標準較能合理評估水質進而促使污染減量，但現階段在實際執行時將存在許多困難，影響執行之成效。故以宏觀且長遠的角度來考量，建議制定兩階段的水源標準來執行，各階段目的及制定原則說明如下：

第一階段：以單一標準為制定方式，並以具代表性之管制項目（毒性物質、水質綜合指標項目），以及較為鬆寬之限值為訂定原則，以因應水源惡化導致供水單位水源取得困難之現況，並可減低地方環保稽查單位之困擾及負擔。此階段水源標準制定精神在於對飲水供應者加以管理，以促使各供水單位因應水質變化而適時調整處理技術。

第二階段：在第一階段執行成效良好且相關水源保護措施獲得初步成效後，進而採用分級標準的方式。第二階段應增加管制項目，並規範處理單元，配合水質現況來提昇標準，結合其他相關法規，以改善水源水質為主要目的，期能促使水源水質早日回復自然狀態，再以提昇淨水處理技術為輔，方能從根本而持續性提昇飲用水水質。

（二）管制項目之選定

公共給水水源標準管制項目之選定上，主要包括有下列四點考量方向：

1. 水質污染上具代表意義之指標項目：用以評定水質良窳之指標項目，主要包含工程技術評定要項及人為污染多寡之代表性項目。在第一階段時項目不必過多，以增加其可行性，避免造成執行上困難與成本消耗。如微生物、溶氧（DO）、化學需氧量（COD）、生化需氧量（BOD₅）、總有機碳（TOC）或需氯量（Chlorine Demand）均屬此類。
2. 國外水源標準：可借重先進國家已制定之水源標準或基準，如美、加、法、德、日、EC、澳等，探討其管制項目並引以為參考。
3. 有害性項目：飲用水中有害物質包括兩種，一是傳統處理程序無法有效去除原

水中所含之有害物質，二是在處理程序中產生有害性前驅物質。例如重金屬、農藥及消毒副產物等。建議在第一階段將重金屬列入管制項目之中，惟以水質背景中出現頻率較高者優先。而對於危害性有機物如農藥及VOCs，由於種類繁雜且多屬瞬間污染，在飲用水標準中已予管制，建議不列入。

4. 可行性評估：評估實際執行上之困難程度，考量是否已公告檢驗方法，以及執行後成本增加之程度。另外如影響適飲性之項目，由於飲用水水質標準已予以管制，在水質代表意義並不顯著，基於成本效益考量，水源標準應無管制之必要，但水源水質影響操作負荷時，淨水單位應有單元水質控管機制。

對於第二階段之水源標準，除第一階段已研擬納入管制者以外，將再針對下列因素來考量是否增列：

1. 在第一階段因水質背景資料不足而未納入管制者，在本土性背景統計結果較為充分後，優先考慮列入評估。
2. 對於有害性項目將逐步擴大範圍，如重金屬及危害性無機鹽類等非屬瞬間污染性項目，以過去國內水質背景中檢出不合格次數較多，或是過去國內曾發生污染事件而導致重大危害者優先列入考慮。
3. 現行水污染防治法中水體分類標準之管

制項目。

(三) 標準值之研擬

研擬現階段標準值所考慮之因素如下：

1. 各國標準/基準值：由於各國水資源分佈狀況、國情及政策上的不同，且制定水源標準之基本精神及目的各異，應特別納入國內現況，並配合全球性發展。
2. 現行及未來之飲用水水質標準：由於水源標準制定之主要目的之一，在於先期管制水質，使水質經處理後即能符合現行飲用水標準之要求。制定水源標準時，必需考量未來研議之飲用水標準，使得所制定之水源標準能具前瞻性。
3. 國內水質背景資料：水源標準由於未來將配合罰則施行，因此為考量適用性，標準之制定有必要參考近年本土水質統計結果，將來執行後才不致造成過大的衝擊。為顧及供水單位可能面臨處理成本巨增之困境，初期標準訂定以配合國內現況為主，並以由寬漸嚴之方式做為訂定原則，以減少供水單位之衝擊。
4. 國內淨水場處理設施評估：在考慮水源標準時，同時需針對國內淨水場處理效能做一評估，方能估計多數水場之最大容許負荷能力，以做為現階段標準值評定之依據。
5. 可行性評估：現今台灣新水源難覓，當

水源水質檢項不合格時，並非以罰則或要求停止取水為手段，而以提出改善方案以促成處理技術提昇為目的。因此針對標準值施行後可能造成之衝擊，如環境、工程及成本，進行可行性評估，以減少爾後法規推動上之阻力。

綜合以上，對於選定之管制項目中，屬危害性項目之砷、鉛、鎘、汞、鉻、硒，以強調其安全性為優先，在傳統淨水處理無法有效去除之前提下，將以現行及未來飲用水水質標準為主要擬定因素。另

外參考現行其他國家之水源標準限值，及近年國內水質背景統計結果。指標項目之訂定，如大腸桿菌群、氨氮、化學需氧量、總有機碳等，除了參考現行水體分類標準及其他國家之水源標準外，將強調本土性水質背景，評估不同限值下對於國內水源水質背景之適用程度，此外供水單位及專家學者所提出之行政考量也是標準研擬時之重點考慮。初步擬定之公共給水水源水質標準建議值如表1。

表1 現階段單一標準公共給水水源標準建議值(1997)

水質項目	單一標準	分級標準		備註
		第一級	第二級	
大腸桿菌群密度 (MPN 或 CFU/100 mL)	10000	50	10000	※未來分級標準制定原則： 第一級標準 針對僅經簡單過濾或消毒即做為飲水用途之水源(包括地表水及地下水)。 第二級標準 為現階段擬定之標準值，針對經完整之傳統處理程序後方可做為飲水用途之水源(不包括地下水)。
氨氮	1	0.5	1	
化學需氧量	25	20	25	
總有機碳	4	2	4	
砷	0.05	0.05	0.05	
鉛	0.05	0.05	0.05	
鎘	0.01	0.005	0.01	
汞	0.002	0.001	0.002	
鉻	0.05	0.05	0.05	
硒	0.05	0.01	0.05	

註：1.未註明單位者均為 mg/L。

參、水源水質TOC、COD及大腸桿菌群有污染之虞淨水場

87年淨水場以TOC、COD及大腸桿菌群三項水源水質有不符「飲用水水源水質標準」之虞提出水源水質改善計畫書者，計有台灣省自來水公司第一、二、七、十二區管理處以及金門縣自來水場，共13個淨水場，各淨水場水源水質狀況不盡相同，但所提報之水源水質改善計畫書或改善執行成果報告內容，彙整後有以下共同之結果。

1. 水源保護：台灣地區13處淨水場水源受

季節性之枯水期造成水質惡化外，包括水源區活動污染、垃圾場滲漏水、工廠廢水及水庫優養化。金門地區水源主要因生活污水及畜牧廢水污染較為嚴重，部分湖庫亦有優養化、鹽化之跡象。

2. 傳統加藥：目前提出有不符水源水質標準之虞的淨水場，多數並無替代水源。面臨水源難覓的先天自然資源侷限下，對於水源水質惡化之原因及遭遇問題之解決無詳細說明和因應對策，多以傳統處理單元加藥克服。

3. 綜合效能評估：各淨水場對提報不符合水源水質項目已加強進行監測，但未依

表3 台灣省淨水場原水大腸桿菌群年平均值大於20000 CFU/100 mL之統計結果

84~85 年原水水質檢驗統計結果 (n=313)		86~87 年原水水質檢驗統計結果 (n=336)	
場別	平均值(範圍) CFU/100 mL	場別	平均值(範圍) CFU/100 mL
一區		一區	
六堵	103131 (8100~320000)	六堵	45350 (6800~100000)
長興	31100 (9300~45000)	暖暖	67655 (640~220000)
雙溪	23963 (3200~57000)	中幅	30163 (4300~75000)
暖暖	30031 (110~330000)	六區	
中幅	38906 (4200~89000)	山上	33513 (220~160000)
二區			
石門	29838 (1100~120000)		
四區			
坪頂(竹山營運所)	24142 (9~96000)		
朴子口(石岡埧)	47225 (17~16000)		
六區			
鏡面	20282 (170~90000)		
山上	35038 (1100~160000)		
七區			
九曲堂取水站 (澄清湖第一抽水站)	32967 (33~480000)		
九曲堂取水站 (澄清湖第二抽水站)	41183 (110~300000)		
港西	116453 (220~960000)		

表2 十三處淨水場評估結果說明

自來水事業單位	可能不合格項目	改善計畫期程	評估結果
成功(七區)	TOC、COD	88.4.2 ~ 89.12	<ol style="list-style-type: none"> 1. 水庫水源低水位時植物蔓生，腐質物易溶出，水源水質難改善，無替代水源。原水 COD 平均濃度 19.7 mg/L，TOC 平均濃度 5.88 mg/L，大腸桿菌群檢驗結果平均 8.2×10^2 CFU/100 mL。 2. 淨水場自行評估單元成效，清水濁度小於 1.0 NTU，THMs 約 70 µg/L。 3. 原水 COD、TOC 變化與濁度有良好相關性。 4. 混凝單元 TOC 去除率為 40%，濁度去除率 95%，已達加強混凝成效。 5. 加氯點後移，未見清水中 THMs 有改善成效，改善測試中(87.10) 有多次接近管制值，且 THMs、COD 未按加強檢驗頻率檢測。
港西(七區)	大腸桿菌群 COD	87.5.21 ~ 87.12 87 年 12 月因管線工程尚未完工提出展延。 88 年 12 月展延結束，改為工業用水。	<ol style="list-style-type: none"> 1. 東港溪污染嚴重，原水中氨氮及有機物含量高，申報原水 COD 平均值為 32 mg/L，大腸桿菌群平均 2.2×10^4 MPN/100 mL (86.10 ~ 86.12)。 2. 87/5 ~ 88/9，原水 TOC 平均值 3.5 mg/L，有 29% 超出 4 mg/L，COD 平均值 20 mg/L，6% 不合格，大腸桿菌群平均 1.8×10^4 MPN/100 mL，不合格率為 54%。 3. 採樣結果原水 COD 皆合格，平均 17 mg/L。TOC 不合格率 60%，平均 4.86 mg/L。大腸桿菌群 40% 不合格，平均值 4.7×10^4 MPN/100 mL，呈下降趨勢。 4. 清水大腸桿菌群均為小於 2 MPN/100 mL，餘氯平均值 1.0 mg/L，THMs 為 70.69 µg/L。 5. 應提報 TOC 為水源水質不符標準項目，並記錄加氯量及增加 THMs 檢測頻率。 6. 89 年 7 月確定改為工業用水，民生用水改由牡丹淨水場供應。
紅山(金門)	TOC、COD	87.7.13 ~ 93 年度	<ol style="list-style-type: none"> 1. 西湖原水 COD 平均 54 mg/L，TOC 9.22 mg/L，蓮湖原水 COD 平均 37 mg/L，TOC 6.11 mg/L (86.12 ~ 87.5)。 2. 清水濁度平均 1.0 NTU，最大值為 2.8 NTU，14.2% 超過第二階段標準(2 NTU)。自由餘氯變化大，N.D. ~ 2.0 mg/L。 3. 改善期間 TOC 提報頻率為每季一次，檢驗頻率不足，應將檢驗頻率提高。 4. 金門自來水場僅提供西湖原水及少部分蓮湖原水資料，應確定是否為混合後原水水質分析。 5. 水源 COD 及 TOC 問題未見有效解決，應對此作探討，且檢討加氯控制策略。

表2 十三處淨水場評估結果說明 (續)

自來水事業單位	可能不合格項目	改善計畫期程	評估結果
板新 (十二區)	大腸桿菌群	87.5.21 ~ 88.5.20 88.8.31 ~ 89.10.31	<ol style="list-style-type: none"> 1. 天候異常時, 水源水質不穩定, 申報大腸桿菌平均值為 3.1×10^4 CFU/100 mL (83.8 ~ 83.10)。 2. 87.5 ~ 88.8 例行操作, 原水大腸桿菌群平均為 2.5×10^3 CFU/100 mL。88 年 10 月兩次採樣結果平均 7.9×10^2 MPN/100 mL。改善期間(87.5 ~ 88.9)未有大腸桿菌群檢驗結果超過標準。 3. 清水大腸桿菌群皆 < 2 MPN/100 mL, 餘氯量符合現行飲用水標準(0.2 ~ 1.5 mg/L), THMs 平均值為 16.04 μg/L。 4. 88.9 持續提報改善計畫書, 數據資料與 87 年提報相同。
暖暖(一區)	大腸桿菌群	87.5.21 ~ 88.5.20 88.9 ~ 89.10.31	<ol style="list-style-type: none"> 1. 基隆河污染嚴重, 提出 83.7 ~ 86.4 原水大腸桿菌群六次平均為 2.5×10^4 CFU/100 mL, 不合格率為 25 %。 2. 88 年 9 月提出成果報告, 加強檢驗結果平均(n=45)為 3.8×10^4 CFU/100 mL, 最大值 1.3×10^6 CFU/100 mL, 不合格率降低為 13 %, 變化未明顯與季節相關。 3. 清水大腸桿菌群檢驗結果皆合格, 濁度最大值 2.1 NTU, 應加強改善。 4. 兩次呈報執行成果報告(88 年 9 月), 改善期程相同, 但配水中總三鹵甲烷及濁度最大值不同, 應查驗數據正確性。配水濁度平均高於過濾水, 應查明原因。
六堵(一區)	大腸桿菌群	87.5.21 ~ 88.5.20 因替代水源尚未完工提出展延	<ol style="list-style-type: none"> 1. 基隆河污染嚴重, 大腸桿菌群平均為 6.1×10^4 CFU/100 mL (83.7 ~ 88.8), 提報瑪陵坑溪為替代水源。 2. 89.4 ~ 89.10 瑪陵坑溪原水大腸桿菌群採樣結果, 平均為 9.7×10^3 MPN/100 mL。 3. 清水中自由餘氯維持 1.0 mg/L, THMs 平均濃度 33.70 μg/L, 符合現行標準。 4. 淨水場提報改善期間, 加強檢驗大腸桿菌群頻率, 符合提報, 消毒效率皆達 99.99 % 以上, 89 年 7 月淨水場告知停用基隆河水源, 未說明替代水源水質狀況。 5. 提出淨水處理全程容積及消毒接觸時間, 與改善計畫書中自來水事業淨水設施基本資料表有所不同, 且 CT 值實驗及計算過程未詳細說明, 無法反映正確性。 6. 瑪陵坑溪原水形成膠羽較小, 不易沉降, 操作參數應有實驗數據支持。 7. 應加設濁度連續監測器於單元中, 並改善加氯機型式。

表2 十三處淨水場評估結果說明（續）

自來水事業單位	可能不合格項目	改善計畫期程	評估結果
太湖(金門)	TOC、COD	87.7.13 ~ 95 年度	<ol style="list-style-type: none"> 1. 水源污染嚴重，申報原水 COD 平均 54 mg/L，TOC 平均為 7.28 mg/L (86.12 ~ 87.05)。 2. 89 年 1 月至 89 年 10 月四次採樣結果原水 TOC 平均為 9.94 mg/L，COD 平均為 32 mg/L，不合格率分別為 100 % 及 75 %。 3. 清水濁度僅 1 次未小於 1.0 NTU，THMs 平均為 52.23 µg/L，自由餘氯差異大，應加強餘氯監測與管理。 4. 未按規定每三個月填寫進度表送環保署備查。 5. 水源水質保護未見顯著成效。應將 TOC 納入例行重點監測項目，並加強進行消毒副產物之監測，檢驗頻率應增加。
榮湖(金門)	TOC、COD	87.7.13 ~ 92.6	<ol style="list-style-type: none"> 1. 水源位城鎮下游，污染嚴重，並有優養、鹽化跡象(與太湖同)。原水濁度 90 % 小於 15 NTU，COD 平均為 41.5 mg/L，TOC 平均為 8.27 mg/L (86.12 ~ 87.05)。 2. 採樣結果 TOC 平均為 10.23 mg/L，COD 平均為 28 mg/L，不合格率分別為 100 % 及 40 %。 3. 清水濁度 50 % 高於 1.0 NTU，THMs 平均為 85.54 µg/L。 4. TOC 未在例行檢驗中，清水 THMs 僅規畫檢驗，但結果資料不足，未按規定每三個月填寫進度表送環保署備查。 5. 應了解混凝單元對有機前質 TOC 去除，以降低三鹵甲烷生成，並建議單元中增加 UV₂₅₄、餘氯等連續監測項目。 6. 應訂定淨水場處理目標值，規範出水濁度應 < 1.0 NTU。 7. 水源水質保護未見顯著成效，應避免反沖洗廢水進入湖庫。
石門(二區)	大腸桿菌群	87.5.21 ~ 88.5.20 88.9 ~ 89.10.31	<ol style="list-style-type: none"> 1. 水源遭養豬及社區廢水污染，遇季節性豪雨水源水質即有違反標準之虞，原水大腸桿菌六次平均為 3.3×10^4 CFU/100 mL (84.7 ~ 87.9)，原水濁度與大腸桿菌群變化相關。 2. 改善期間原水大腸桿菌為 $5.9 \times 10^4 \sim 3.0 \times 10^3$ MPN/100 mL，平均為 1.8×10^4 MPN/100 mL，不合格率 38.6 %。不合格情形集中於 87 年 7 ~ 9 月和 88 年 3 ~ 5 月。 3. 清水大腸桿菌群皆 < 1 CFU/100 mL，清水 THMs 為 4.5 ~ 18.1 µg/L。 4. 成果報告資料中，前加氯後沉澱水大腸桿菌群可高達 10^4，請了解是否前加氯功能不彰。清水濁度最大值為 2.6 NTU。 5. 高濁度時應以提高 CT 值方式，且清水濁度應自我要求小於 1.0 NTU，確保出水安全。

表2 十三處淨水場評估結果說明（續）

自來水事業單位	可能不合格項目	改善計畫期程	評估結果
中幅(一區)	大腸桿菌群	87.5.21 ~ 88.5.20 88.9 ~ 89.10.31	<ol style="list-style-type: none"> 1. 瑪練溪受養豬、工廠及家庭廢水污染，申報原水大腸桿菌群背景值為 5.3×10^4 CFU/100 mL。 2. 87.7 ~ 88.5 瑪練溪污染防治已降低原水大腸桿菌群，平均為 8.2×10^3 CFU/100 mL，有 6.8 % 不合格。 3. 清水大腸桿菌群皆合格。 4. 缺乏相關操作資料，例如原水濁度、加氯量及清水 THMs 檢測結果。 5. 對於申報資料的數據正確性應加以確認。
安樂(一區)	大腸桿菌群	87.5.21 ~ 88.5.20 88.9 ~ 89.10.31	<ol style="list-style-type: none"> 1. 改善期間原水大腸桿菌群未有不合格狀況發生，最大值 1.8×10^4 (MPN/100 mL)。 2. 原水大腸桿菌群已有改善，但原水氨氮似有超出標準之虞。 3. 清水餘氯範圍 0.4 ~ 1.3 mg/L，加氯量需考量第二階段飲用水標準。
新山(一區)	大腸桿菌群	87.5.21 ~ 88.5.20 88.9 ~ 89.10.31	<ol style="list-style-type: none"> 1. 原水大腸桿菌群平均為 1.4×10^4 CFU/100 mL，不合格率為 27 %，，87 年 7 月至 88 年 5 月，計發生 12 次不及格，原水受基隆河豐、枯水期變化大。 2. 執行成果中配水濁度最大值 3.8 NTU，已超過下階段飲用水水質標準，原水微生物過高，應加強清水濁度小於 1.0 NTU 操作目標。
西安(七區)	TOC、COD	88.4.2~ 89.12	<ol style="list-style-type: none"> 1. 水庫水源低水位時植物蔓生，腐質物易溶出，水原水質難改善，無替代水源。原水 COD 平均濃度 21.3 mg/L，TOC 平均濃度 5.41 mg/L。 2. 淨水場自行評估單元成效，清水濁度平均 2.39 NTU，清水 THMs 平均 59.73 µg/L。 3. 原水 COD、TOC 變化與濁度有良好相關性，評估混凝單元 TOC 去除率為 33 %，但濁度去除率僅 51.42 %。 4. 加氯點後移，清水中 THMs 已稍降低，但仍達下階段 THMs 管制標準(80 µg/L)。 5. 建議加強集水區及取水口之環境管理。

微生物消毒安全或消毒副產物生成疑慮，一併加強其他相關檢項，例如配合單元水質濁度、餘氯、THMs等，作成處理效率評估。

4. 研發技術：大腸桿菌群不合格淨水場，CT值計算及實驗方式不盡詳實正確，未確實建立有效完全殺菌時，清水中濁度目標值（1.0 NTU）。

各場評估，見表2。

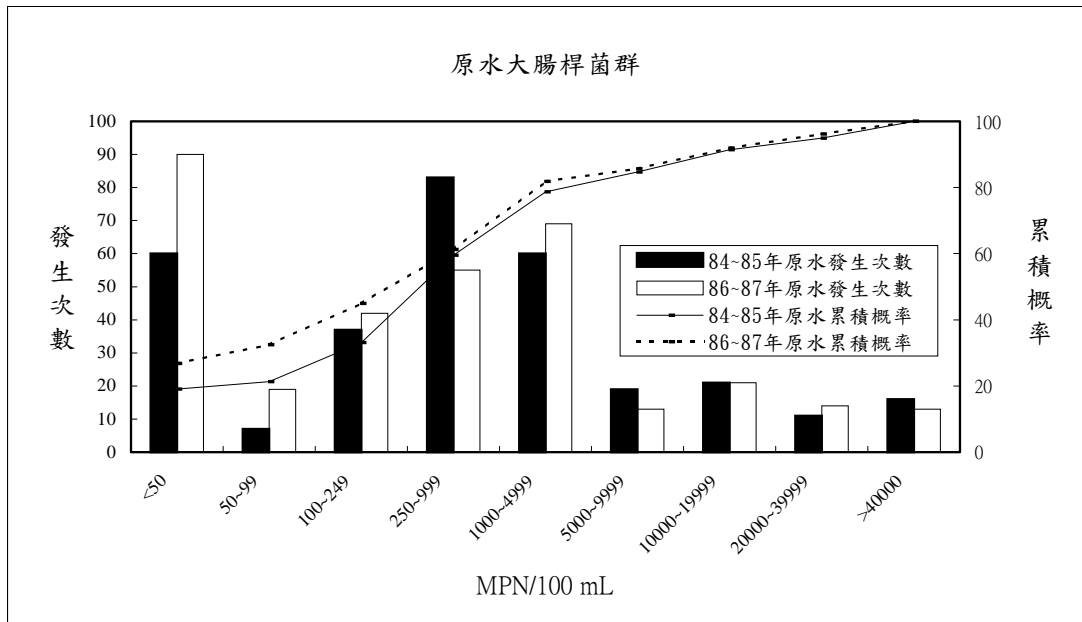
肆、檢討現行水源水質大腸桿菌群、TOC及COD標準

(一) 大腸桿菌群

依據台灣省自來水公司84~85及85~86年水源水質檢驗結果報告^(11, 12)，發現國內主要淨水場原水中大腸桿菌群平均值分佈相當廣（0~116452 CFU/100 mL）。由表3可知86~87年平均值大於20000 CFU/100 mL之淨水場原水較84~85年減少，且其平均值亦有降低的趨勢，顯示水源中大腸桿菌群已稍有改善。

水公司84~85及86~87年間原水發生分布情形（圖1）顯示，原水中大腸桿菌群大於20000 CFU/100 mL者，分別佔全數9%及8%，數值大於10000 CFU/100 mL者，則分別佔全數之15%及14%。

圖1 國內原水中大腸桿菌群最大值發生分布圖



(84~85年：n=314；86~87年：n=336)

(資料來源：台灣省自來水公司84~87年水源水質檢驗結果報告)

提報水源大腸桿菌群不合格淨水場大部份已設置前加氯處理單元，板新、安樂、新山、石門改善期間清水水質自由餘氯與THMs均符合現行標準，未出現超量加氯所衍生餘氯及消毒副產物過高的疑慮。新山、石門於改善期間水質不合格率仍約三、四成，恐仍難符合現行標準。板新、安樂、中幅改善情況較佳，但以目前水源保護成效、處理技術提昇及替代水源可行性，均難提昇並落實水源水質標準。

我國現行水源中大腸桿菌群標準值為20000 MPN/100mL（具備消毒單元者），50 MPN/100mL（未具備消毒單元

者），目前美國加州、加拿大聯邦及日本，依處理技術採三級標準。我國「地面水體分類及水質標準」中規範大腸桿菌群基準值即依處理技術區分一級、二級、三級公共給水（表4）。水體分類與標準乃以達成河川污染防治目標為主要目的，使各水體逐漸符合各分類用途之要求，水源水質大腸桿菌群標準建議比照「地面水體分類及水質標準」採更明確分級標準，並避免法源之間的衝突，漸進達成水源保護目的。建議下階段飲用水水源水質標準修訂內容如下：

90年	20000 (需經混凝、沉澱、過濾、消毒等一般通用之淨水方法處理) 50 (需經消毒處理)
93年	20000 (需經活性碳吸附、離子交換、逆滲透等特殊或高級處理) 10000 (需經混凝、沉澱、過濾、消毒等一般通用之淨水方法處理) 50 (需經消毒處理)
94年	10000 (需經活性碳吸附、離子交換、逆滲透等特殊或高級處理) 5000 (需經混凝、沉澱、過濾、消毒等一般通用之淨水方法處理) 50 (需經消毒處理)

同時考量加氯消毒完整性及造成消毒副產物（THMs）過高之虞，淨水場應確認消毒效率（以CT值評估），並應加強單元濁度及THMs監測。

（二）總有機碳

目前世界各國僅德國萊因河整治計畫

訂定溶解性有機碳（DOC）之期望值為3 mg/L，其餘各國並未列入管制。但基於健康及淨水工程上之代表意義，USEPA在ICR（Information Collection Rule）中規範⁽¹³⁾，對使用地表水或地下水並供水超過100,000人之公共供水系統，要求進行之消毒副產物監測中，包含原水中總有機

碳的測定。除上述監測，ICR亦規範去除DBP前質之批次實驗及模型場試驗要求，但對於THMs（四季平均濃度）小於40 $\mu\text{g/L}$ 及HAAs小於30 $\mu\text{g/L}$ ，或其進流水

之TOC年平均值不超過4.0 mg/L ，可提出申請免除處理試驗要求。在D/DBP rule stage 2（2002年實施）對系統TOC值要求小於2 mg/L ，且TTHM/THAA測值須合於

表4 各國水源中大腸桿菌群標準值

國名 (制定時間)		標準值	單位	說明
我國 (1997)	I	20000 (具備消毒單元者) 50 (未具備消毒單元者)	MPN/100mL 或	I. 地面水體或地下水體作為自來水及簡易自來水之飲用水水源者 II. 地面水體或地下水體作為社區自設公共給水、包裝水、盛裝水及公私場所供公眾飲用之連續供水固定設備之飲用水水源者 (我國「地面水體分類及水質標準」： 甲類：50 以下；乙類：5000 以下；丙類：10000 以下 CFU/100mL。)
	II	6 (作為盛裝水水源及公私場所供公眾飲用之連續供水固定設備水源者) 50 (作為社區自設公共給水、包裝水之水源者)	CFU/100mL	
USEPA (1972)		< 20000	CFU/100mL	公共自來水用水水質基準
美國 加州	A1	50~100 (月平均)	MPN/100mL	A1-水質優良，經消毒後即可飲用 A2-水質尚可，經一般淨水處理方可飲用 3-水質不良，需經高級或特殊淨水處理後方可飲用 每日測值中，允許樣本中 20%以內可超過 5000 MPN/100 mL；允許樣本中 5%以內可超過 20000 MPN/100mL。
	A2	240~5000 (月平均) *		
	A3	10000~20000 (月平均)		
加拿大 聯邦 (1995)	I	0	CFU/100mL	I. 不需處理 II. 只需消毒處理 III. 需部分之傳統處理 IV. 需完整之傳統處理 **允許 10%以內樣本測值超過該限值
	II	10**		
	III	100**		
	IV	N/A (不適用)		
加拿大聯邦 亞伯達省 (Alberta, 1993)		5000 (以幾何平均數計算)	CFU/100mL	表面水基準
日本 (1975)	1類	50	MPN/100mL	1類--地下水、地表水、泉水、溪流水，經簡易淨化後飲用 2類--地表水、污染較小之河流水，經一般淨化處理後供飲用 3類--地表水、污染較大之河流水，經高級淨化處理後供飲用
	2類	1000		
	3類	5000		
澳洲(1992)		1. 單一樣本測值<10。 2. 一年內採集樣本數 95 %以上不得檢出含有。	CFU/100mL	所制定之基準值僅適用於經過初篩或消毒即可飲用之原水。大腸桿菌群管制值與飲用水水質標準相同。

表5 研究計畫檢測各淨水場原水TOC結果整理

場別	原水 TOC 平均值	原水 TOC 分布範圍	樣品數	調查時間
板新	1.37	0.59~2.73	45	83/3~88/10
豐原	0.83	0.47~1.35	25	83/8~86/3
澄清湖	2.56	1.42~7.20	23	83/8~86/4
大湳	1.10	0.63~3.16	9	84/9~86/3
嶺口	0.28	0.24~0.32	4	85/9~86/3
東興	1.00	0.44~1.90	19	84/9~88/6
潭頂	2.20	0.95~8.03	13	84/9~88/4
拷潭	1.64	0.81~3.41	10	87/9~89/10
斗南	0.60	0.29~1.15	7	87/2~88/6
翁公園	1.50	0.68~3.40	5	87/9~88/6
六堵	2.26	1.16~5.04	6	88/10~89/10
蘭潭	1.80	1.50~2.20	5	88/10~89/10
港西	4.86	3.82~6.57	5	88/10~89/10
榮湖	10.22	7.03~14.41	5	88/10~89/10
太湖	9.94	8.99~11.54	4	89/1~89/10

40/30 $\mu\text{g/L}$ 之規定。87年7月申報TOC不符合現行水源水質標準之虞共計5處淨水場，3處為金門的淨水場（太湖、榮湖、紅山），2處為七區淨水場（成功、西安），目前仍難符合水源水質標準。

依本研究在89年間對7處淨水場採樣中（ $n=32$ ）⁽¹⁴⁾，原水TOC介於4~2 mg/L，TTHM超過40 $\mu\text{g/L}$ 佔57%，原水TOC低於2 mg/L（ $n=12$ ），TTHM超過40 $\mu\text{g/L}$ 僅佔8%，顯示TOC標準值若降低至2 mg/L，確能大幅降低消毒副產物之風險，我國目前TOC管制，應設法由此達到管制消毒副產物生成問題。以83~89年間，環保署委託研究計畫⁽¹⁴⁻¹⁹⁾對具代表性淨水場之單次分析結果（表5），TOC大於2 mg/L佔25%（ $n=46$ ），曾超

出此標準淨水場包括板新、澄清湖、大湳、潭頂、拷潭、翁公園、六堵、蘭潭、港西、榮湖、太湖。TOC大於3 mg/L佔13%，曾超出此標準淨水場不包括上述板新、蘭潭、翁公園，共8處。若以各場平均值觀察，大於2 mg/L計澄清湖、潭頂、六堵、港西、榮湖、太湖等6處，平均值大於3 mg/L計港西、榮湖、太湖等3處。由以上統計數據，國內水源TOC尚無過多異常情形。提昇法規標準應不致造成過大衝擊。建議92年起實施最大限值為3 mg/L，94年起降低最大限值為2 mg/L，同時在我國水源標準管理之施行上，可參考ICR之規範，在水源TOC超過標準值時，TTHM/THAA測值須合於40/30 $\mu\text{g/L}$ 之規定，否則須提出改善措施。

(三) 化學需氧量

各國管制水源水質COD情形中，法國訂定1A標準為20 mg/L，2A標準為20~25 mg/L，EC 僅對A3級水源標準訂有非強制性之基準值（Guideline Values），另日本以KMnO₄為氧化劑之標準（表6）。87年水公司提報COD有不合格之虞淨水場計6場，3場為金門的淨水場（太湖、榮湖、紅山），3場為七區淨水場（成功、西安、港西），均面臨水源水質尚難改善，6場中除港西外，其餘5場亦提報COD項目。

目前申報各場雖無顯著改善，但依據水公司86 ~ 87年主要地面水水源背景值

（40場）（圖2）⁽¹²⁾，COD平均值高於15 mg/L約佔6 %（2場），若以發生最大值評估，最大值高於15 mg/L佔27 %（11場），最大值高於20 mg/L佔7%（3場），環境背景值頗低，因此以保護水源的觀點，現行標準25 mg/L過於寬鬆，將無法達成提昇水源水質之目的。依本計畫對7處淨水場採樣中（n = 32）⁽¹⁴⁾，原水COD介於25 ~ 15 mg/L（n = 8），TTHM超過40 μg/L佔63 %；原水COD低於15 mg/L（n = 19），TTHM超過40 μg/L佔32 %，顯示COD標準值若降低至15 mg/L，能大幅降低消毒副產物之風險，原水水質現況亦能符合限值。但由於低濃度COD測定，除應使用較低濃度重鉻酸鉀與硫酸亞鐵銨標

表6 各國水源中COD標準值

國名 (制定時間)	標準值	單位	說明	
我國 (1997)	I	25	mg/L	I. 地面水體或地下水體作為自來水及簡易自來水之飲用水水源者 II. 地面水體或地下水體作為社區自設公共給水、包裝水、盛裝水及公私場所供公眾飲用之連續供水固定設備之飲用水水源者
	II	-		
日本 (1975)	1類	1	mg/L*	*日本水源標準中之化學需氧量標準，以KMnO ₄ 為氧化劑。
	2類	2		
	3類	3		
法國	1A	20	mg/L	
	2A	20~25		
EC** (1975)	A1	-	mg/L	A1--簡易的物理處理及消毒，如快濾及消毒。 A2--一般物理、化學處理及消毒，如預氯、混凝、膠凝、過濾及消毒。 A3--加強物理與化學處理，如折點加氯、混凝、膠凝、過濾、吸附(活性碳)及消毒(臭氧或後加氯)。 **E C僅對 A3 級水源標準訂有非強制性之基準值 (Guideline Values)。
	A2	-		
	A3	30		

準溶液，必須具備良好的分析技術，因此在修訂COD管制值同時，為避免低濃度分析之爭議，建議於93年提昇標準至20 mg/L（與法國1A標準相同），94年提昇標準至15 mg/L，並建議環檢所能於標準實施前對公告方法中確認低濃度COD分析之精密度及準確度，以提供修訂依據。

伍、結論

本研究經國內、外相關資料之收集、彙整，以及近年國內水質背景之統計分析，並召開諮詢座談會，做成水源水質標準修訂。建議逐年修訂水源水質中大腸桿菌群、TOC、COD等項目（表7）。對於UV254、需氯量、腐植物質螢光強度，適合作為淨水場操作監測指標，且暫不建議

增訂其他微生物項目。

目前飲用水水質及水源標準日漸提昇，但污染情形不易改善，為確保飲水安全，建議淨水單位應自發性規畫理想目標值，做成往後近、中、長程營運標的，並配合法規目標值建立「工程處理技術」等相關研究資料/資訊。

致謝

本研究承環保署毒管處及水保處提供經費及支持。研究期間，承自來水事業單位多位專家及教授們多次研商討論，特此致謝。

參考文獻

1. 行政院環境保護署，「環境保護法律

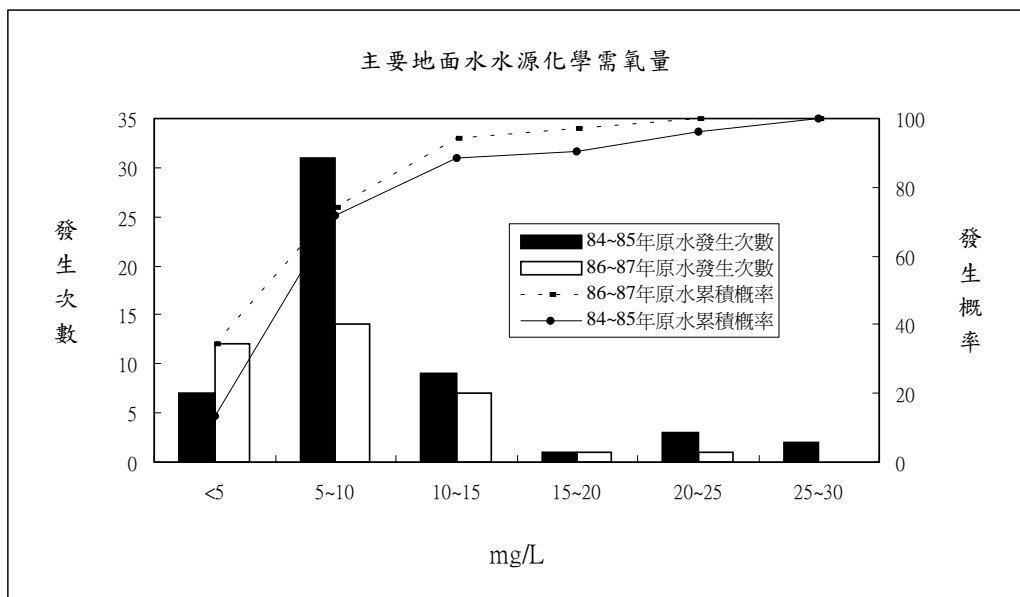


圖2 國內主要地面水水源中化學需氧量年平均發生分布圖

表7 建議水源水質標準大腸桿菌群、TOC、COD修訂表

水質項目 (單位)	水源最大限值	90年	91年	92年	93年	94年以後
大腸桿菌群 (MPN 或 CFU/100 mL)	20000 (具備消毒單元者)	○	○	●		
	50 (未具備消毒單元者)	○	○	○	○	●
		20000 - 需經混凝、沉澱、過濾、消毒等一般通用之淨水方法處理 50 - 需經消毒處理 20000 - 需經活性碳吸附、離子交換、逆滲透等特殊或高級處理 10000 - 需經混凝、沉澱、過濾、消毒等一般通用之淨水方法處理 50 - 需經消毒處理 10000 - 需經活性碳吸附、離子交換、逆滲透等特殊或高級處理 5000 - 需經混凝、沉澱、過濾、消毒等一般通用之淨水方法處理 50 - 需經消毒處理				
1 未來分級標準建議配合「地面水體分類及水質標準」依照處理技術採更明確分級標準，目前美國加州、加拿大聯邦及日本，皆依處理技術採三級標準。 2. 考量加氯消毒完整性及造成消毒副產物(THMs)過高之虞，淨水場應確認消毒效率(以 CT 值評估)外，並應加強單元濁度及 THMs 監測。						
TOC (mg/L)	4	○	○	○	○	●
		○	○	○	○	●
		(3*) (2*)				
1. USEPA ICR 規範批次實驗及模型場試驗要求，對 THMs (四季平均濃度)小於 40 µg/L 及 HAAs 小於 30 µg/L，或其進流水之 TOC 年平均值不超過 4.0 mg/L，可提出申請免除處理試驗要求，我國應設法由此達到管制消毒副產物生成問題，並在實施上具彈性做法。 2. USEPA D/DBP rule stage 2 (2002 實施)對系統 TOC 值要求小於 2 mg/L，且 TTHM/THAA 測值須合於 40/30 µg/L。 3. 依本計畫對 7 處淨水場採樣中(n=32)，原水 TOC 介於 4~2 mg/L，TTHM 超過 40 µg/L 佔 57%，原水 TOC 低於 2 mg/L(n=12)，TTHM 超過 40 µg/L 僅佔 8.3%，顯示 TOC 標準值若降低至 2 mg/L，確能大幅降低消毒副產物之風險。 4. 以 83~89 年間研究計畫對具代表性淨水場之單次分析結果(n=185)，TOC 大於 2 mg/L 佔 25% (n=46)，11 場會超出此標準，TOC 大於 3 mg/L 佔 13%(n=24)，9 場會超出此標準，若以平均值觀察，大 2 mg/L 計 6 場，大 3 mg/L 計 3 場。						
COD (mg/L)	25	○	○	○	○	●
		○	○	○	○	●
		(20) (15)				
1. 以現行標準衡量，台灣省水質背景在最大值及平均值統計合格率均十分理想，將無法達成提昇水源水質目的。 2. 依本計畫對 7 處淨水場採樣中(n=32)，原水 COD 介於 25~15 mg/L(n=8)，TTHM 超過 40 µg/L 佔 63%，原水 COD 低於 15 mg/L(n=19)，TTHM 超過 40 µg/L 佔 32%，顯示 COD 標準值若降低至 15 mg/L，除能大幅降低消毒副產物之風險，亦較符合原水水質現況，達到管制的目的。 3. 考量低濃度於分析之爭議，建議於 93 年度實施標準 20 mg/L(與法國 1A 標準相同)，並建議環檢所確認公告方法中低濃度 COD 分析之精密度、準確度及方法偵測極限，以提供修訂依據。						

註：○：建議值頒布時間 (Proposed Regulations) ◎：定案值時間 (Final Regulations)

●：法規有效時間 (Regulations Effective)

*：原 TOC 超過標準值時，TTHM/THA 測值須小 40/30 µg/L，否則須提出水源水質改善計畫。

- 彙編」，1995。
2. National Academy of Sciences, National Academy of Engineering, Water Quality Criteria, Funded by USEPA, 1972.
 3. Water Quality Branch, Environmental Protection Department, Ministry of Environment, Lands and Parks, Approved and Working Criteria for Water Quality-1995, 1995.
 4. Canada of Health and Welfare, Guidelines for Canadian Drinking Water Quality, the 5th Edition, 1993.
 5. Code of Federal Regulations, Safe Drinking Water Act, USEPA 40 CFR Parts 100 to 149, 1991.
 6. Australian and New Zealand Environment and Conservation Council, Australian Water Quality Guidelines for Fresh and Marine Waters (1992).
 7. S. Kikuchi, Quality Management, Japan's Water Works Yearbook, p.22-23, 1995.
 8. 蔣本基、張怡怡，「飲用水中消毒副產物調查及處理技術之評估」，行政院環境保護署委託計畫，EPA-86-E3J1-09-01，1997。
 9. Official Journal of the European Communities, Council Directive: Concerning the Quality Required of Surface Water Intended for the Abstraction of Drinking Water in the Member States, 75/440/EEC, 1975.
 10. 行政院環境保護署，「水污染防治法規」，2000。
 11. 台灣省自來水公司，「台灣地區84～85年度水質檢驗統計」，1997。
 12. 台灣省自來水公司，「台灣地區86～87年度水質檢驗統計」，1999。
 13. 王根樹譯，美國環保署1996年發布資訊收集規則，行政院環保署，1999。
 14. 張怡怡，飲用水水源中TOC、COD及大腸桿菌群調查及水源標準之檢討，EPA-89-J102-03-1093，行政院環境保護署，2000。
 15. 張怡怡，「飲用水中無機物、微生物及濁度管制項目及管制標準之合理性分析（I）」，EPA-84-J102-09-06，1995。
 16. 張怡怡，「飲用水中無機物、微生物及濁度管制項目及管制標準之合理性分析（II）」，EPA-85-J102-09-05，1996。
 17. 張怡怡，「飲用水中無機物、微生物及濁度管制項目及管制標準之合理性分析（III）」，EPA-86-J1-02-09-07，1997。
 18. 張怡怡，「飲用水水質處理藥劑安全性之評估」，EPA-87-J1-02-09-05，1998。
 19. 張怡怡，「飲用水水質處理藥劑安全性之評估—基本資料表建立」，EPA-88-J1-02-03-402，1999。

美國對污水回收作為自來水原水的爭論

姚關穆*

近日在本刊第十九卷第四期讀到謝發清先生有關台灣地區水資源有效利用的大作，深感其中資料豐富，分析週詳，是極為難得的好文章。很多國外有關水資源的論著，大概由於雨量沒有台灣地區豐沛，總多少會提到污水的再利用。有些地方，這種再利用甚至包括作為自來水水源在內。千禧年前夕及年初，美國曾掀起一場從污水到自來水的爭論。專家們大多認為技術沒有困難，但一般民眾卻又覺得難以接受，也有一些專家保持比較保守的態度。本文是對美國這項爭論的介紹和一些背景說明，供國內有興趣同仁參考。這項爭論跨越了世紀，也具有相當的象徵意義，因為污水再利用很可能是西元二十一世紀水資源發展的主要課題之一。

在台灣一提到「公投」，不少人會有如履薄冰的感覺。但是在老牌民主的美國，卻是到處都在「公投」，天天都在「公投」，稀鬆平常。不過美國的「公投」，只限於州及州以下地方性事務。有關全國性重大議題，必須通過修憲。這修憲手續包括先要經過中央民意機關議決，再由

各州議會一一確認。因此完成一項修憲，往往要費好多年，真所謂慎重其事。即使是限於地方性的「公投」，有時也有深遠影響，例如西元1999年3月，在Y2k陰影之下，美國加州南部著名海軍基地，風光如畫的聖地牙哥市舉行市民「公投」，結果否決了市政府提出，利用處理後污水作為自來水水源的計畫，加上同年一月美國佛州坦帕市居民「公投」，也否決了類似的計畫（1），使一群本來信心滿滿的環境工程師大為沮喪。作為幕後推手的聯邦環保署，也弄得灰頭土臉。這件事還得從水資源的再利用說起。

其實普天之下，並沒有真正「新生的水」。今天在你家裡淋浴龍頭噴出來的水，很可能是當年楊貴妃「溫泉水暖洗凝脂」的水。大自然自從有地球生活圈以來，就不斷在循環再利用水資源。並且在循環過程中，利用太陽能蒸發和大氣層凝結雙重機制，達到最高度的水淨化處理。據估計，在水循環中，可供人類和陸地上萬物利用的水量，每天約為373,000億立方公尺。供應這些水量所需能量，約計達

* 國立中央大學兼任教授

580兆千卡，相當於850倍今日地球上的總發電量（2）。不過目前一般人所說的水資源再利用，通常是指人類活動中用過的水，經過處理後再予以利用。台灣向來以雨量充沛自豪。近年由於人口增加，經濟大幅度發展，已經淪為缺水地區，除了提倡合理分配和節約用水外，也在積極推動工業廢水回收再利用。如前些日子鬧得風風雨雨的聯華電子第五圓晶廠，通過擴廠環境影響評估時，五個附帶條件中，有一個便是「廢水回收再利用率應提高到85%以上」（3），相當嚴格。不過，大致說來，對於城市污水回收再利用，並未受到注意。

在水資源永續發展的方程式中，污水再利用可能是不可忽視的一項。有些嚴重缺水國家，早已將污水再利用作為水資源規劃的一部份。如中東地區的約旦，據估計西元2000年時全國全年需水量為15.39億立方公尺，實際可供應水量為9.8億立方公尺，缺水達5.59億立方公尺，佔需水量的36%。事實上年安全出水量只有8.43億立方公尺，目前實際供應水量已經是超限使用。約旦政府計畫利用處理後的城市污水和現有灌溉水混合使用，每年可增加供水0.61億立方公尺，用來彌補部份超限使用水量（4）。筆者曾在西元1985年參觀該國所設，據說是全世界最大的氧化塘污水處理設備，處理首都安曼的部份污

水，目的就是要再利用。

目前各國污水再利用，大多限於農業和工業用途。至於利用污水作為自來水水源，還是一個相當有禁忌的話題。環工界把利用污水作為自來水水源，分為間接和直接兩大類。間接再利用是指將妥善處理後的污水，排入已有水體，再從這水體取水作為自來水原水。至於直接再利用，則是指將污水處理廠放流水，經過妥善再處理，不加稀釋，逕即作為自來水原水。間接再利用也有兩種方式。一種是處理後污水流入河川等天然水體，下游城鎮取水作為自來水原水。這種方式事實上已經普遍存在，環工界稱之為「非故意性回收利用」。另外一種是將妥善處理後污水，刻意排入自來水水源蓄水庫，作為自來水原水的一部份，通常稱為「故意性回收利用」。

加州聖地牙哥市和佛州坦帕市的污水再利用計畫，都屬於「故意性回收利用」。污水來源都是三級污水處理廠放流水，經過再處理後，注入自來水水源蓄水庫。聖地牙哥市的再處理系統包括微過濾、逆滲透、脫氮及臭氧處理等單元。坦帕市的再處理系統則有加石灰、過濾、活性炭吸附及臭氧處理等單元。兩者都已通過十五年以上模型廠試驗，內容包括物理、化學、微生物及健康影響等項目。再處理後的污水除了完全符合聯邦環保署的自來水原水水質標準外，也充份確保所有想像得

到的水質安全因素（5）。如以台北地區來打比方，上述做法等於是把台北市興建中的內湖污水處理廠，升格為三級處理，處理後的放流水，經過再處理，然後以抽水機送排入翡翠水庫，補充自來水水源。

聖地牙哥市的污水再利用計畫，事實上已經得到環保及衛生機關核可，想不到在居民「公投」中一敗塗地。經辦人員事後分析，認為居民瞭解不足和媒體負面報導，是失敗的主要原因（1）。不料這一判斷卻引起國際環工界前輩，美國北卡大榮譽教授歐肯先生（Daniel A. Okun）的不滿。他在西元1999年6月及7月以公開信方式，指出聖地牙哥市的「故意性回收利用」系統，雖然經過詳細測試，但中間畢竟仍然有不可知的健康風險。居民「公投」反對，不見得完全是由於民眾缺少公共教育和媒體負面報導，可能多少也反映民眾內心的想法。因此主其事的應該把這種再利用限制在極端缺水，如長期乾旱情況下，而且別無其他水源可求。同時應該避免給人以一種技術萬能，再利用污水和天然水源一樣好的「誤導印象」。尤其像聯邦環保署這種自來水主管機關，更不應該任由從事污水工程的外行人士，來對於自來水水源水質的安全性，擅作主張。

對聖地牙哥市污水再利用計畫有深切瞭解的一位水質專家，在同年11月也發表公開信反駁歐氏。他認為缺水嚴重地區的

缺水事實，應該比已經經過已知最安全再處理，所遺留下來並不十分確定的水質健康風險來得重要。至於媒體的負面報導，也不是空穴來風。其中殺傷力最大的一個例子，是一家平面媒體，把污水再利用計畫，描寫成為從抽水馬桶接到自來水龍頭，並且用插圖來加強氣氛，圖中顯示一根水管從抽水馬桶底下的馬桶，直接接到自來水龍頭（6）。

對於上述反駁，歐肯先生又在西元2000年2月以公開信回應。他並不否定污水處理技術可以達到高度水質安全標準，但是無可諱言，仍然有其健康風險。他也承認在極其乾旱缺水狀況下，污水再利用的利益應該高於要承擔的安全風險。不過他覺得在南加州，有大量水質良好的水資源，以廉價供給農民，用於灌溉，因此並沒有真正迫切理由，讓聖地牙哥市居民去冒這種水質安全風險。看起來主持污水再利用計畫人員，多少抱著污水再利用有什麼不好的心態，漠視民眾觀感。類似的污水再利用計畫，在佛州坦帕市也遭到居民「公投」否決，不正是顯示民眾對這種污水再利用，具有相當普遍性的疑慮（7）？

這項爭辯從西元1999年拖到西元2000年，應該算得上是跨越了世紀。間接性污水「故意性回收利用」，經過這兩次「公投」否決挫折，至少短期內在美國難免要

被擱置起來，直接回收利用目前自然更不必提了。值得深思的是，工程師應該如何在水資源缺乏技術、健康風險、民意和民眾認知之間，取得平衡點。台灣當局，正在大力推動污水下水道建設，在不久的將來，水資源主管機關和自來水事業機構，可能遲早要面對類似的污水再利用問題，不妨未雨綢繆，先作一點心理準備。

參考文獻

1. "Public Opposition Sidelines Indirect Potable Reuse Project", *Water Environment & Technology*, Water Environment Federation, USA, Vol. 11, No.15, May 1999, pp.16-18.
2. 姚關穆，「談談水資源開發及其環境影響」，*環境工程會刊*，中華民國環境工程學會，第6卷，第3期，民國84年8月，pp.42-54。
3. 「聯電廠、茂德廠擴廠環評過關」，*中國時報*，民國89.4.29。
4. M.Nansour & F.J. McNeill, "Middle East Thirsty", *Water Environment & Technology*, Water Environment Federation, USA, Vol.10, No.11, Nov. 1998, pp. 44-48.
5. "Using Reclaimed Water to Augment Potable Water Resources", *Water Environment Federation*, USA, 1998.
6. "Water Reuse Debate Continues", *Water Environment & Technology*, Water Environment Federation, USA, Vol. 11, No. 11, Nov. 1999, p.6.
7. "Water Reuse Clarification", *Water Environment & Technology*, Water Environment Federation, USA, Vol. 12, No. 2, Feb, 2000, p.8.

「研究快訊」一

計劃名稱：澄清湖高級淨水處理模型廠試驗研究（第二年）（期末報告摘要）

委託單位：台灣省自來水公司

研究單位：國立成功大學環境工程學系

研究人員：葉宣顯、鄭幸雄、曾怡禎、黃志彬、林財富等

研究期間：自民國八十八年十一月一日至八十九年十月三十日

為求改善大高雄地區之自來水水質，乃在民生用水最主要供應者之澄清湖淨水廠內建立模廠，就不同處理單元組合成之各式流程進行試驗，比較出水水質及操作上之優缺點。所試驗之淨水單元包括混凝、沉澱、砂濾及消毒之傳統處理單元及包含臭氧、粒狀活性碳、結晶軟化及薄膜(UF, MF, NF)之高級處理程序。

經由模廠二年以來之操作與研究，可獲得下列之結論：

1. 澄清湖原水目前氨氮及溶解性有機碳(NPDOC)之含量均不高，水質問題在於藻類代謝物所引起之異臭味，湖內之優勢藻種隨季節及水溫而變，但以綠藻、矽藻及藍綠藻為主。當矽藻優勢時，可產生魚腥味，而藍綠藻優勢時，為土霉味。
2. 澄清湖實廠目前採前加氯、混凝、沉澱

(或浮除)過濾、消毒之方式處理，清水水質如濁度、鐵、錳、三鹵甲烷等均能符合國內現行飲用水水質標準。但因採前加氯之方式，將生物活性排除於整個處理程序之外，致溶解性有機物無法去除，且有可能與藻體或其代謝物反應生成有異臭味之物質。同時亦使清水之生物可利用有機碳(AOC)含量升高，可促進配水管網內生物膜之生長及增加餘氯在管網內之耗減速率。如此亦迫使水廠在出廠之清水內必須維持較高之餘氯，以確保配水管網末端之餘氯仍能符合法規之要求。故水廠清水之味道主要為強的氯味，但當用戶燒開水，餘氯被去除後，則多種之異臭味再被釋出，此為民眾抱怨之主因。

3. 在混凝、沉澱、過濾傳統處理流程之改進上，包括避免前加氯，使處理程序生

物活性化；GAC床取代無煙煤/矽砂雙層濾料濾床，GAC取代雙層濾料濾床上層之無煙煤，或者是雙層濾料濾床串聯GAC床。雖然此些措施，較之現有實廠之前加氯、混凝、沉澱、過濾之流程，均有增進NPDOC、THMFP之去除，降低TTHM之生成，提昇清水生物穩定性（低AOC值）的功能，但在味道、口感之改進上，未臻理想。且硬度方面亦未能降低。

4. 以高錳酸鉀取代氯為前氧化劑，可大幅提昇混凝沉澱對藻類之去除，但對溶解性有機物去除之增加有限。
5. 加強混凝對澄清湖原水中溶解性有機物去除之增加有限，可能因該原水中所含溶解性有機物以親水性有機物為主，不利於混凝去除。
6. 前臭氧、混凝、沉澱、無煙煤/矽砂雙層濾料濾床、後臭氧、結晶軟化及GAC床之高級處理程序，較之前述數種傳統淨水程序，在清水濁度、NPDOC、THM、THMFP、及生物穩定性等水質參數上可得到進一步提昇，同時硬度亦可處理至低於150 mg/L as CaCO₃，但總溶解固體物之降低有限。
7. 前臭氧之加量會影響到後續溶解性有機物之去除效率，其加量與原水NPDOC之比值以1.5~2左右為宜。後臭氧之操作則以達到消毒所需之Ct值為主要目標。GAC床之空床接觸時間（EBCT）則以15分鐘左右為宜。
8. 結晶軟化單元於維持流體化床上升速度100公尺／小時，pH值控制在9.0左右，可得良好之結晶及穩定的硬度去除，總硬度去除率在55至60%左右，其中以鈣硬度之去除為主約70%，而鎂硬度之去除約只有10%，但總溶解固體物（TDS）之降低只有10%左右。另軟化後清水之鈉及硫酸鹽含量均遠低於我國及先進國家之飲用水水質標準。
9. 結晶軟化單元之前處理程序越完備者，則結晶軟化槽出水之濁度越低，且所產生碳酸鈣晶體之純度愈高。再者軟化槽出水經調整pH值回中性後，如經砂濾床，再流入後續之GAC床，則GAC操作約150天後，才需要反沖洗。如繞流砂濾床直接進入GAC床，則GAC床約二星期需要反洗一次。
10. NF薄膜對總硬度及TDS分別有90及85%左右之去除率，NPDOC之去除率約75%，濾液濁度平均值只有0.02 NTU，THMFP值低於偵測極限。水質生物穩定性參數AOC值可達到荷蘭所要求小於10 μg-C/L之穩定性指標，餘氯穩定性亦最高，致病性原蟲孢子可完全阻絕。臭味物質可完全去除，處理水達到無臭味之要求。另外，口感方面經數次消費者之盲樣測試亦最受

肯定。故包含NF之流程可產生最佳之清水水質。

11. NF程序成敗之關鍵在於阻塞 (fouling) 之控制。根據模廠實際操作之經驗，適當之前處理，進流水pH之控制及抑垢劑之適當添加均為必要者。前處理方面，傳統之混凝、沉澱、過濾程序

不足以確保NF程序之順利運轉。UF及MF可將進流水之SDI值降低至小於1，對防止膠體物及顆粒物之阻塞有很大之幫助。然而薄膜程序之高耗能量、耗水量及缺乏長期、大規模實廠操作之經驗，為其實際運用時，必須考量之因素。

「研究快訊」二

計劃名稱：高速膠凝沉澱池懸浮污泥毯操控之研究（期末報告摘要）

委託單位：台灣省自來水公司

研究單位：國立臺灣大學化學工程學系

研究人員：李篤中、陳兩全、吳容銘、林文煒、宋尚軒、王之仲、鍾瀚億

研究期間：自民國八十九年二月一日至九十年二月二十八日

本計劃針對台灣省自來水公司板新及平鎮廠所使用之高速膠凝池進行操控性研究。自89年2月21日起對平鎮淨水廠及板新淨水廠進行採樣分析，共採取1,700個水樣，分析包括毛細吸引時間（CST）、重量百分濃度（wt%）、界達電位（zeta potential）、粒徑分析（particle size）、以及顯微照相等泥毯特性約5,000次分析；並探討階段性改變加藥後之污泥毯動態特性；藉此闡明一階段加藥程序與二階段加藥程序之差異，作為將來改善高速膠凝沉澱池之操控性參考。根據研究之結果可獲得以下幾點結論：

1、對於板新淨水廠懸浮層型高速膠凝池而言，除了膠羽性質外，流力循環是淘漸的主因。對於平鎮淨水廠高速膠凝池而言，除了膠羽性質外，超量操作為泥毯淘漸的主因。

- 2、使用二階段加藥程序不但可使高速膠凝沉澱池之污泥毯更加穩定，也可在第一階段加藥下將原水濁度快速下降。其主因之一在於第一階段程序中將原水中之有機質大幅移除所致。
- 3、平鎮淨水場一期淨水設備（使用平底式污泥毯澄清池）因其反應時間（ t_r ）遠大於控制時間（ t_c ），故在現有之硬體架構下具有操控性。採用二階段加藥程序可大幅增加其反應時間（ t_r ），使操控更為穩定。
- 4、板新廠的 t_r 與 t_c 之級數相近，以致板新三期淨水設備（使用固體接觸澄清池/反應池）在現有之硬體架構下不具操控性。板新三期淨水設備可容許之平均負荷較平鎮廠更低。

「研究快訊」三

計劃名稱：雙層濾料提高快濾池處理性能之模型場實驗
(第三年)(期末報告摘要)

委託單位：台灣省自來水股份有限公司

研究單位：淡江大學水資源及環境工程學系

研究人員：康世芳、李奇旺、秦孝偉、李佑昇、林弘仁、
黃明樟等

研究期間：自民國八十九年一月二十一日至九十年一月二十日

本研究於板新淨水場設置小型過濾模型廠，濾料採用無煙煤、石英砂與石榴石，板新一期工程沉澱水為過濾進流水，使用陰離子、陽離子高分子與多元氯化鋁(PAC)為助濾劑，實驗期間連續監測損失水頭變化、水中濁度、水中顆粒數目及其粒徑分布，依實驗條件之濾程為48-72小時，共計進行36個試程。研究目的為(1)調查板新淨水場水中濁度之粒徑分布與顆粒數目，(2)評估粒徑分佈與顆粒數目應用於淨水場水質監測及過濾功能，(3)評估濾料填充厚度、濾速及添加助濾劑等操作變數對提高過濾性能之影響。

研究結果顯示板新淨水場一期工程沉澱水、清水之濁度(TUR)與總顆粒數目(PN)具良好相關性($R^2=0.92$ 以上)，以清水為例之相關性為 $PN=3,109 TUR-129$ ，濁度0.20-0.50 NTU之相對PN值約為

500-1,400個/mL。沉澱水、清水殘留濁度顆粒之粒徑以2-5 μm 以下為主，佔總顆粒數目85%以上，清水中2-5 μm 以下粒徑顆粒數多寡可代表清水中顆粒數目。此外，濁度0.20 NTU以下時，由於濁度計不易辨別水質差異，但可依顆粒數目辨別水質差異，故顆粒數目可輔助濁度計間測低濁度過濾水濁度(0.2 NTU以下)。

濾層厚度相同時(70 cm或90 cm)單層石英砂易形成表面過濾，於濾程22小時即達可利用損失水頭，相對地雙層及三層濾料之濾程可達40小時，顯示單層石英砂過濾性能較雙層及三層濾料性能差，故建議不採用單層石英砂過濾。三層濾料過濾可提高過濾水中2-5 μm 以下粒徑之去除效果，且較雙層濾料濾程長及濁度貫穿慢。以修正過濾能力係數(F_n)值比較雙層與三層濾料過濾性能， F_n 值愈大表示過

濾性能愈不佳，雙層濾料過濾Fn值為三層濾料過濾Fn值之2倍，濾料過濾。若過濾水於低濁度時(0.2 NTU以下)，總顆粒數較濁度適合於判斷及比較過濾性能之差異。300 m/d高濾速易造成濁度貫穿，濾程縮短之現象，操作濾速以200 m/d為宜。三層濾料石榴石填充厚度5 cm或10 cm對改善過濾水質與濾程無顯著差異，故石榴石填充厚度5 cm即可有效地降低過濾水中濁度及總顆粒數。

高分子助凝劑於濾層中抑留濁度主要機制為架橋作用，研究中高分子非離子助濾劑無改善過濾性能之效果，但陽離子助濾劑適量地添加0.075~0.04 mg/L，可改善過濾性能及延長濾程。相對地，多元氯化鋁於濾層中抑留濁度機制主要為電荷中和與共沈作用，無法改善過濾性能，且添加量5 mg/L時形成表面過濾，造成濾程縮短，故多元氯化鋁與高分子非離子助濾

劑不適作為助濾劑，高分子陽離子助濾劑可作為助濾劑。

由於無煙煤與石榴石之每立方米單價分別為石英砂之2.5倍及7倍，濾層厚度70-90 cm時，三層與雙層濾層構造之濾料成本分別約為石英砂單層之1.86-2.0倍與1.51-1.55倍，雙層或三層濾料過濾可改善單層石英砂過濾效果，建議可於工程設計予以規範，並擇一淨水場之石英砂快濾池一池進行印證實驗，以確認實場規模改善過濾水質效果。粒徑分布監測儀可較濁度計提早發現低濁度貫穿，建議可於淨水場適用其成效，以利後續引進淨水場。高分子助濾劑可提高過濾性能，可與環保署協商不受高濁度250 NTU限值，於平時亦可使用，但使用添加量須於某一濃度以下。國內對過濾反沖洗研究相當欠缺，應加強此方面研究，以配合濾層改善工程之所需反沖洗技術。

「學術活動」

一、IWA (International Water Association) 舉辦之研討會 (詳情請至 www.iwahq.org.uk 查詢)

March 2001

Aquatech Asia 2001

6-8 March 2001, Bangkok, Thailand

Contact: Ms Barbara Jane Tandog, Asian Expo Convention and Mangement Group, 1014 Medical Plaza Building, San Miguel Avenue, Ortigas Centre, Pasig City, Philippines. Tel: +632 636 6933; Fax: +632 633 9327; E-mail: aquatech@asianconventions.com

Workshop on Quality Services to Customers

www.info.gov.hk/wsd/iwa/index.htm

20-22 March 2001, Hong Kong, China

Contact: Mr M C Wong, Water Supplies Department, Room 4812, 48/F, Immigration Tower, 7 Gloucester Road, Wan Chai, Hong Kong, China. Tel: +852 2829 4709; Fax: +852 2588 1594; E-mail mc_wong@wsd.gcn.gov.hk

Sludge Management Entering the 3rd Millennium - Industrial, Combined and Waterwork Residues

25-28 March 2001, Taipei, Taiwan

Contact: Dr D J Lee, Department of Chemical Engineering, National Taiwan University, Taipei 106, Taiwan. Tel: +886 2 2362 5632; Fax: +886 2 2362 3040; E-mail: djlee@ccms.ntu.edu.tw

Odours and VOCs: Measurement, Regulation and Control Techniques

www.odour.civeng.unsw.edu.au

25-29 March 2001, Sydney, Australia

Contact: Dr John Kaiyun Jiang, Centre for Water and Waste Technology, School of Civil Engineering, University of New South Wales, Sydney 2052, Australia. Tel: +61 2 9385 5452; Fax: +61 2 9313 8624; E-mail: j.jiang@unsw.edu.au

7th Federal Interagency Sedimentation Conference water.usgs.gov/wicp/SED7FISC_crf.html

25-29 March 2001, Reno, NV, USA

Contact: Dr John Kaiyun Jiang, Centre for Water and Waste Technology, School of Civil Engineering, University of New South Wales, Sydney 2052, Australia. Tel: +61 2 9385 5452; Fax: +61 2 9313 8624; E-mail: j.jiang@unsw.edu.au

7th Federal Interagency Sedimentation Conference water.usgs.gov/wicp/SED7FISC_crf.html

25-29 March 2001, Reno, NV, USA

Contact: Douglas Glysson, U.S. Geological Survey, Tel: +1 703 648 5019; Fax: +1 703 648 5722; E-mail: gglysson@usgs.gov

Water Pipeline Systems: managing pipeline assets in an evolving market

www.bhrgroup.co.uk/confsite/wp01home.htm

28-30 March 2001, York, UK

Contact: Mrs Lorna Brooker, Conference Organiser, BHR Group Limited, Cranfield, Bedford MK43 0AJ, UK. Tel: +44 01234 750422; Fax: +44 01234 750074; E-mail: lbrooker@bhrgroup.com

April 2001

Advances in Rapid Granular Filtration in Wastewater Treatment

4-6 April 2001, London, UK

Contact: Erica Hammond, Terence Dalton Ltd, 47 Water Street, Lavenham, Suffolk CO10 9RN, UK. Tel: +44 1787 249290; Fax: +44 1787 248267; E-mail: erica@lavenhamgroup.co.uk

HYDROTOP 2001 - The Euro-Mediterranean Water Forum

www.hydrotop.com

24-26 April 2001, Marseille, France

Contact: Ahmad MONHEM, Commissaire General, BCI - Groupe ADHESION, 71 rue des Tilleuls, 92771 BOULOGNE Cedex, France. Tel: +33 1 41 86 41 86; Fax: +33 1 46 03 86 26; E-mail: adhesfr@calva.net

May 2001

NOVATECH 20001 - innovative technologies in urban storm drainage

<http://www.insa-lyon.fr/Services/graie/nova1qb.htm>

14-16 May 2001, Lyon, France

Contact: Elodie Brelot, GRAIE, BP 2132, Villeurbanne Cedex, France. Tel: +33 4 7243 8368; Fax: +33 4 7243 9277; E-mail: graie@urgc-hu.insa-lyon.fr

June 2001

1st IWA Conference on ICA and Sensors

www.iea.lth.se/ICA2001

3-7 June 2001, Malmø Sweden

Contact: Professor Gustaf Olsson, Department of Industrial Electrical Engineering and Automation (IEA), Lund Institute of Technology (LTH), Box 118, S-22100 Lund, Sweden. Tel: +46 46 222 4788; Fax: +46 46 142114; E-mail: ICA2001@iea.lth.se

Diffuse/Nonpoint Pollution and Watershed Management

www.mu.edu/environment/iwa-page.htm

10-15 June 2001, Milwaukee, USA

Contact: Professor Vladimir Novotny, Institute for Urban Environmental Risk Management, Marquette University, Milwaukee, WI 53201-1881, USA. Tel: +1 414 288 3524; Fax: +1 414 288 7521; E-mail: environment@marquette.edu

Frontiers in Urban Water Management: deadlock or hope?

www.unesco.org/water/ihp/events/marseille/

18-20 June 2001, Marseille, France

Contact: Dr J Alberto Tejada-Guibert, Division of Water Sciences, UNESCO, 1 rue Miollis, 75732 Paris cedex, France. Tel: +33 1 4568 4096; Fax: +33 1 4568 5811; E-mail: symposium2001@unesco.org

July 2001

6th International Conference on the Biogeochemistry of Trace Elements

30 July-3 August 2001, Guelph, Ontario, Canada

Contact: ICOBTE, c/o Dr. Les Evans, Conference Chair, Department of Land Resource Science, University of Guelph, Guelph, Ontario, Canada N1G 2W1. E-mail: icobte@lrs.uoguelph.ca

August 2001

The Role of Water in History and Development

www.iwha.net/events/call4papers.htm

10-12 August 2001, Bergen, Norway

Contact: Alv Terje Fotland, Centre for Development Studies, University of Bergen, Strømgaten 54,

N-5007 Bergen, Norway. Fax: +47 55 58 98 92; E-mail: Alv.Fotland@sfu.uib.no

September 2001

Membrane Technology for Wastewater Reclamation and Reuse

9-13 September 2001, Tel-Aviv, Israel

Contact: Gideon Oron, Ben-Gurion University of the Negev, Blaustein Institute for Desert Research Environmental Water Resources, Kiryat Sde-Boker 84990, Israel. Tel: +972 7 659 6901; Fax: +972 7 659 6909; E-mail: mmbnext1@bgumail.bgu.ac.il

ASIAN WATERQUAL 2001

www.pu-kumamoto.ac.jp/~asia2001/

12-15 September 2001, Fukuoka City, Japan

Contact: Professor Minoru Koga, Prefectural University of Kumamoto, 3-1-100 Tsukide, Kumamoto 862-8502, Japan. Tel: +81 96 383 2929; Fax: +81 96 384 0096; E-mail: asia2001@pu-kumamoto.ac.jp

October 2001

2nd IWA World Water Congress

www.iwa-berlin.de

15-19 October 2001, Berlin, Germany

Contact: IWA 2001 Berlin German Organizing Committee, DVGW Deutsche Vereinigung des Gas- und Wasserfaches e.V., Technische-wissenschaftlicher Verein, Josef-Wirmer-Strasse 1-3, D-53123 Bonn, Germany. Tel: +49 228 9188600; Fax: +49 228 9188990; E-mail: info@iwa-berlin.de

Filtech Europa 2001

www.filtechexhibitions.de/

16-18 October 2001, seldorf, Germany

Contact: Suzanne Abetz, Filtech Exhibitions Germany, Brehmstr. 84, Germany - 4023 9 seldorf Germany. Tel: +49 211 64 11 879; Fax: +49 211 64 11 912; E-mail: Info@FiltechExhibitions.de

November 2001

Biwako 2001 - 9th International Conference on the Conservation and Management of Lakes

11-16 November 2001, Shiga, Japan

Contact: Shiga Prefectural Government, Environmental Policy Division, 4-1-1 Kyomachi, Shiga, 520-8577, Japan. Tel: +81 77 528 3466; Fax: +81 77 528 4849; E-mail: lake2001@pref.shiga.jp

April 2002

3rd IWA World Water Congress

www.wateraus.net.au/iwa/

7-12 April 2002, Melbourne, Australia

Contact: IWA World Water Congress 2002, c/- Quitz Event Management, PO Box 632, Willoughby, NSW 2068, Australia

September 2002

4th International Symposium on Artificial Recharge

www.clw.csiro.au/CGS

22-26 September 2002, Adelaide, Australia

Contact: Borvin Kracman (Conference Chairman). E-mail: borvin.kracman@arup.com.au

April 2004

9th World Filtration Congress

19-23 April 2004, New Orleans, USA

Contact: Charlotte Stripling, Administrative Manager AFS Society, PO Box 1530, Northport, AL 35476, USA. Tel: +1 205 333 6111; Fax: +1 205 333 6446; E-mail: afs@dbtech.net

二、AWWA (American Water Works Association) 舉辦之研討會 (詳情請至 www.awwa.org查詢)

○ **Annual Conference & Exposition**

Contact April DeBaker at (303)347-6156 or e-mail at

adebaker@awwa.org; or contact Rick Harmon at (303)347-6195 or e-mail at rharmon@awwa.org

- 2001...Washington, DC, June 17-21
- 2002...New Orleans, Louisiana, June 16-20
- 2003...Anaheim, California, June 15-19
- 2004...Orlando, Florida, June 13-17
- 2005...San Francisco, California, June 12-16
- 2006...San Antonio, Texas, June 11-15
- 2007...Toronto, Canada, June 17-21
- 2008...Atlanta, Georgia, June 8-12

○ **Distribution System Symposium**

Contact Rick Harmon at (303)347-6195 or e-mail at rharmon@awwa.org

- 2001...San Diego, California, September 23-25

○ **Information Management and Technology Conference**

Contact Bill Irvine at (303)347-6181 or e-mail at birvine@awwa.org

- 2001...Atlanta, Georgia, April 8-11

○ **Infrastructure Conference**

Contact Rick Harmon at (303)347-6195 or e-mail at rharmon@awwa.org

○ **Joint Management Conference (WEF/AWWA)**

Contact Joe Bernosky at (303)347-6209 or e-mail at jbernosky@awwa.org

○ **Membrane Technology Conference**

Contact Clare Haas Claveau at (303)347-6194 or e-mail at chaas@awwa.org

○ **Water Quality Technology Conference**

Contact Clare Haas Claveau at (303)347-6194 or e-mail at chaas@awwa.org

■ 2001...Nashville, Tennessee, November 11-15

■ 2002...Seattle, Washington, November 10-14

○ **Water Sources Conference & Exhibition**

Contact Clare Haas Claveau at (303)347-6194 or e-mail at chaas@awwa.org

■ 2002...Las Vegas, Nevada, January 27-30

自來水設施耐震工法指南及解說（三）—上

蔡錦松*

3.耐震工法、對策和構造細則

3.1 貯水（蓄水）設施

3.1.1 貯水池

設置貯水池時，爲了防止地震或洪水造成之災害，必須徹底瞭解流入河川與貯水池周邊的地形、地質狀況。且此結構物必須有足夠之安全性、耐震性、水密性，及良好的耐久性。

【說明】

貯水池設施是利用現存的湖沼或窪地等處建成的蓄水水壩，爲防止地震或洪水來臨時造成下游地區的災害，因此結構物必須具備充分的安全性、水密性及耐久性。爲此，不論新設或既存的貯水池均需要充分把握流入河川與貯水池周圍的環境、地形及詳細地質狀況。在平時，對於此流域之山腹和周圍（集水區、淹沒區）均需努力加以維護。而在地震時，必須依照漏水量、變形量等之計測管理，檢討滑動或液化可能性，以確保安全。在險峻地形或地質不良的場址，由於長年的雨水的侵蝕、大雨或地震等原因造成滑動和山崩，而使周圍的環境惡化、貯水池內堆積土砂，因而造成有效貯水量減少並使得貯水池內的水質受到影響。

*國立成功大學土木工程研究所教授

3.1.2 水壩與附屬工作物

水壩與附屬工作物的耐震設計，必須考慮以下各項。

1. 壩的形式，需要考慮地形、地質、基礎狀態、氣象和水文條件，以及周邊環境等然後再選定。
2. 壩的高度，必須達到所要求的貯水量，且可容納地震及風力產生之異常波浪。
3. 壩的設計震度，需考慮壩的地域分區、基礎的狀態與壩的種類等再做決定。
4. 混凝土壩的耐震計算，原則上依據震度法實施，並考慮①地震時慣性力，②地震時動態水壓，③地震時波浪之影響，同時針對壩體與壩址等實際狀況加以決定。一般不考慮動態泥壓之影響。
5. 土石壩（fill dam）的耐震計算，原則上依據震度法實施，且考慮地震時由自重產生之慣性力和孔隙水的影響。藉由堤體和基礎之穩定計算以決定斷面大小。一般不考慮動態泥壓及動態水壓之影響。
6. 水壩是爲了調節洪水，因此必須設立洩洪口。洩洪口的形式須適合水壩地點的水文、地形、地質狀況與壩的形式。
7. 閘門或閘門必須具備正常之開關功能，並且需要有良好的水密性、抗壓性和耐久性，同時必須有預備閘門或預備動力設備等構造。
8. 爲維持對壩的正常管理，必須設立計測設備。
9. 其他關於壩的設計及施工，可根據相關準則實施。

【說明】

兵庫縣南部地震後，爲了重新評估壩的耐震性，根據建設省的委託，設置「壩的耐震性評估檢討委員會」，在水壩處設置觀測站觀測地震特性，並檢核以震度法設計之現存水壩的耐震性。結論指出，以「震度法」設計之壩具有充分的耐震性。詳細內容可參考前述委員會的報告書。

以下表示水壩與附屬工作物耐震設計所考慮的標準。其中，適用於各細部之具體設計，應參考相關準則或專門書籍等經過充分檢討後再進行，並根據河川管理者的指導實施。

1. 關於壩的形式，依壩體的使用材料分為混凝土壩、土石壩。混凝土壩又可分為重力壩、中空重力壩、拱壩等。土石壩依構造區分為均一型壩（土壩；earth dam）、區域型壩（堆石壩；rock fill dam）、表面遮水型壩。

重力壩，是現在使用最多的形式，其受到地形、地質、洪水量的限制較少。就結構而言，乃是將作用在上游面之荷重、自重與地震時慣性力等，經由壩體傳達到下方岩盤之結構物，藉著壩體和岩盤的剪力強度抵抗荷重。然而，上揚壓力卻成為壩的重要穩定因素。當壩的高度變大時，則傳達至岩盤的力量變大，因此需要相當堅硬的岩盤提供高的抗剪強度，但兩岸上部的岩盤則不需如此。此外，假如岩盤有產生較大沈陷量或差異沈陷之疑慮，則不許建造。

拱壩，是根據水平的拱作用和垂直的懸臂樑作用，將作用在上游面荷重傳達至側方岩盤與下方岩盤的結構物，地形上以狹谷較有利，若頂端寬度是高度的 3 倍以上，則仍以重力壩較為經濟有利。就地質而言，到上部均須有堅硬岩盤，而河床部之抗剪強度則不需如重力壩的限制，但對於上部的岩盤，因有相當大的力量作用，因此抗剪強度的限制也變嚴格。

此外，若拱壩為薄層拱壩時，不能將洪水沿著下游面洩洪，因此當洪水量較多時應慎重地檢討。

堆石壩，由於基礎面擴大，因此從岩盤強度考量時，單位面積之基礎岩盤上的作用力遠比混凝土壩小，又容許有某些程度的差異沈陷，故在地質上的限制較少。然而就地形而言，因為洩洪口需要設置於壩體外，且其大小的限制較混凝土壩為大，加上漏水量比混凝土壩多，因此對於小流域且枯水期水流量少的河川，若要建造時則必須加以檢討。

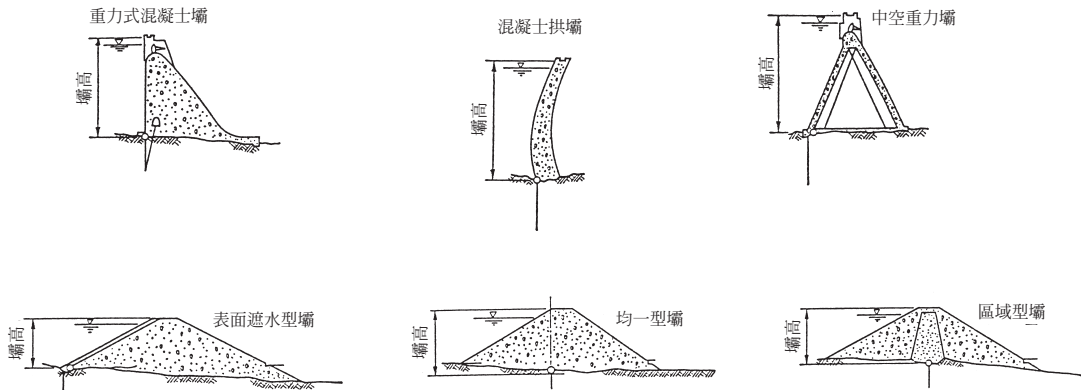


圖-3.1.1 壩的形式和高度（河川管理設施等構造令）

均一型壩（土壩）比區域型壩（堆石壩）所受限制少，在砂質地盤或粘土質地盤上均可建造。但是若壩高過高時，則須加以檢討。

近年來，由於瞭解到壩的穩定性是受岩盤的特性所影響，因此壩的設計重點轉移至基礎岩盤上。必須明確把握基礎岩盤的力學特性和止水特性，並選擇最適合此特性的形式。萬一需要進行岩盤改良時，仍以岩盤的穩定性為考量，實施基礎處理設計。

- 若有溢流流過非溢流區時，則壩體的安全性明顯減少，因此壩的高度必須能有充分額外能力抵抗因風、地震等產生之異常波浪。關於壩堤體非溢流區的高度，根據「河川管理設施等構造令」第 5 條要點，其計算式如表 3.1.1

表-3.1 壩高的計算式

區分		壩體非溢流區的高度
(1)	具有排洪閘門之壩	$H_n + h_w + h_e + 0.5(h_w + h_e < 1.5, H_n + 2)$ $H_s + h_w + \frac{h_e}{2} + 0.5\left(h_w + \frac{h_e}{2} < 1.5, H_s + 2\right)$ $H_d + h_w + 0.5(h_w < 1.5, H_d + 1)$
(2)	沒有排洪閘門之壩	$H_n + h_w + h_e (h_w + h_e < 2, H_n + 2)$ $H_s + h_w + \frac{h_e}{2} \left(h_w + \frac{h_e}{2} < 2, H_s + 2\right)$ $H_d + h_w (h_w < 1, H_d + 1)$

但是，沒有排洪閘門之堆石壩，壩之設計洪水流量下的流水，從排洪口往下流時，在溢流區之水深為 2.5 m 以下者，則定為「 $h_w + h_e < 2m$ 時， $H_n + 2m$ 」，「 $h_w + h_e < 1m$ 時， $H_n + 1m$ 」，而「 $h_w + \frac{h_e}{2} < 2m$ 時， $H_s + 2m$ 」改為「 $h_w + \frac{h_e}{2} < 1m$ 時， $H_s + 1m$ 」。在此表中， H_n ， h_w ， h_e ， H_s ， H_d 表示的意義如下。

H_n ：平常時之滿水位 (m)

h_w ：因風引起之波浪，從貯水池水面起算之高度 (m)

h_e ：因地震引起之波浪，從貯水池水面起算之高度 (m)

H_s ：超載水位 (m)

H_d ：設計洪水位 (m)

(河川管理設施等構造令)

對於風或地震引起之波浪，可依據以下方法求得。

1) 因風引起之波浪由貯水池水面算起的高度 (h_w) 之求法。

風速與對岸距離及浪高的關係有各種公式，在此採用 S.M.B 方法 (註 1) 作成圖-3.1.2 所示關係。

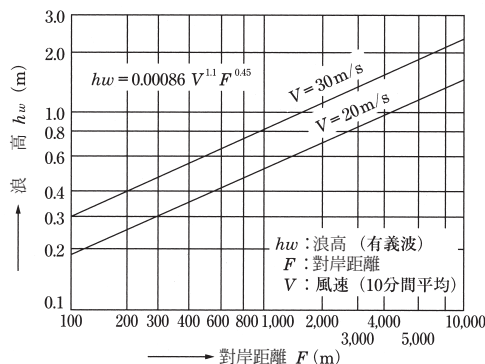


圖-3.1.2 根據 S.M.B 方法求得的浪高 (建設省河川砂防技術基準(案)設計編)

註 1) S.M.B 方法

Sverdrup 與 Munk 的研究認為，一定風速的風，產生之風波所造成的浪高和周期，是依吹送距離和時間而定，這些無因次量之間存在一定的關係。

記述風波發生的關係式，通常可稱為的推算式，這個推算式，是由 Bretschneider 將 S.M.B 方法改良而成。細節可參考土木學會編，「水力公式集」，昭和 60 年修訂版，P.486。

例如，貯水池的對岸距離 $F=4Km$ ，風速 $V=30m/s$ 時，浪高有 $h_w=1.6m$ ，如在混凝土壩，其上游面略微垂直時，則其平均水位面之上升高度 h_w 考慮為其反射波浪之全浪高

對於堆石壩，上游面傾斜時，則其打水高度之概略值可參考圖-3.1.3，此圖是根據 S.M.B 方法所求得的浪高、波長，與根據 Saville(註 2)所導出之斜坡、坡面保護材料與浪高的關係，並以對岸距離、風速與浪高求得打水高度 R 。

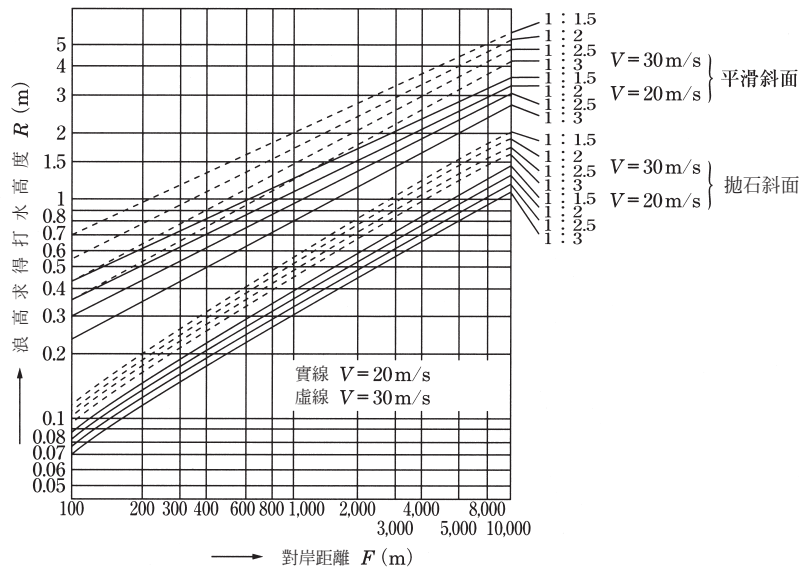


圖-3.1.3 合併使用 S.M.B 方法與 Saville 的方法求得打水高（包含波高）
（建設省河川砂防技術基準(案)設計編）

例如，對岸距離 $F=4Km$ ，風速 $V=30m/s$ 時，假如斜面坡度 1：3.0，平滑坡面 $R=2.6m$ ，拋石坡面 1.0m。由圖-3.1.3 之打水高，因坡面保護材料不同而大有差異，然而，拋石坡面的打水高，則比在垂直壁面的浪高小。此圖的平滑斜面，是由鋪石、混凝土塊等形成比較平滑的坡面。

註 2) Saville

J . Saville : "Free board allowances for waves in inland reservoirs" *Proc. ASCE*, Vol. 88, No. WW 2, 1962.

拋石坡面則是為大塊岩石構成之坡面。因此，介於此二者間的情形，則依據粗度來分類。例如，粒徑 20~90 cm 的拋石，坡面上之厚度為 60~90 cm 時，則採取拋石坡面曲線側 1/4 處沿著平滑坡面的曲線。

- 2) 因地震所引起波浪，從貯水池的水面起算的高度 h_e 可以下式求得
對於地震造成之波浪，在浪高比較大時，可採用佐藤清一的公式。

$$h_e = \frac{K\tau}{2\pi} \sqrt{g \cdot H_0}$$

其中， h_e ：因地震引起之波浪，自貯水池水面起算的高度(地震波浪的半波高)(m)

K ：設計震度

τ ：地震周期(s)

H_0 ：水深(m)

當 $K=0.15$ ， $\tau=1$ (s)， $H_0=60\sim 100m$ 時，因地震造成之平均水位面上昇的高度為 0.6~0.7m

3. 對於壩的設計震度，則應考慮地域分區、基礎岩盤的條件與壩的種類等，然後再參考表-3.1.2 來決定。

表-3.1.2 設計震度

	壩的基礎條件	重力式混凝土壩	拱式混凝土壩	區域型堆石壩	均一型土壩
強震帶地域	一般岩盤	0.12~0.15	0.24~0.30	0.15	0.15~0.18
	土質基礎	-	-	0.18	0.2
中震帶地域	一般岩盤	0.12	0.24	0.12~0.15	0.15
	土質基礎	-	-	0.15~0.18	0.18~0.20
弱震帶地域	一般岩盤	0.10~0.12	0.20~0.24	0.10~0.12	0.12
	土質基礎	-	-	0.15	0.18

表列值，應當先考慮該地域的地震歷時、地質條件、壩體的動力學特性，然後再訂出。

(建設省河川砂防技術基準(案)設計編)

強震帶，中震帶，弱震帶的地域分區可依據表-1.3.3 決定之。地震對壩體產生之彈性振動大小，拱式混凝土壩約為一般重力式混凝土壩的 2 倍。

但是，若在壩址附近，過去曾發生大規模的地震，或是有特殊地質狀況時，則應考慮該地域的地震歷時、壩體的動力學特性等再訂出表-3.1.2

之值。

當水壩為空池時及超載水位時，其設計震度值為本表的 $1/2$ 。然而在設計洪水位時，則不考慮地震時之慣性力及地震時之動態水壓荷重。

堆石壩在完成後進行安全檢討或水位急速下降時的穩定計算，其設計震度值為本表的 $1/2$ 。

4. 作用在混凝土壩體與基礎岩盤之荷重，依照壩的種類和貯水池的水位而不同。平常時，考慮壩體的自重、貯留水產生之靜水壓、貯水池內堆積泥土產生之泥壓、貯留水產生之上揚壓力和壩體內部的溫度變化產生之應力等。

在地震時，耐震計算必須考慮地震的影響，特別是①地震時之慣性力，②地震時之動態水壓，③地震時之波浪。

地震時之慣性力，是為自重乘以設計震度之值，對於混凝土重力壩而言，則是作用在與壩軸垂直方向。對於中空重力壩的交織構造，則應考慮壩軸方向的地震慣性力。對於拱壩，則作用在拱的半徑方向，然而，若是上下方向的慣性力對壩體的穩定性產生甚大的影響，則也應該考慮上下方向的慣性力。

地震時之動態水壓，可根據「1.6.1 地震時之動態水壓」的說明 1。地震時之波浪，根據本節的說明 2。

混凝土壩的穩定計算，是要求在上述荷重作用下，並不產生滑動或是轉倒現象，因此確保了壩體和基礎岩盤的安全性，計算基本原則如下所述。計算時若無法達到所需要的安全性，則應修正形狀再計算，或對基礎岩盤進行處理。

1) 混凝土重力壩

壩體的橫斷面形狀一般而言是根據二向度設計(註 3)，並須滿足以下的條件。

- (1) 上游側沒有產生在垂直方向的張應力。亦即是，外力和自重的合力作用在基本三角形的中央 $1/3$ 內。

(2) 壩體可以抵抗剪力。此外，壩體與基礎岩盤之接觸面及岩盤內部須有足夠之抗剪能力。

(3) 根據(2)定出的壩體斷面的上下游側的主應力不得超過容許應力。

2) 中空重力壩

中空重力壩混凝土重力壩除(1)、(2)和(3)的條件需要檢討外，也需要將交織構造頂部的應力狀態加以檢討。

3) 拱壩

壩體的應力及基礎岩盤承受力的方向或應力狀態，是依據壩的形狀而有差異，壩體形狀的設計需要適當的選擇中心角和厚度，並謀求壩體應力的均衡和基礎岩盤的安全。但壩體應力的均衡和基礎岩盤的安全存有矛盾要素，因此拱座的形狀，應考慮岩盤的性質和狀態以定出大概形狀。

壩體的應力計算，因其形狀和束制條件會影響應力需加以考慮，必須採用能夠適當地判定壩體的應力狀態之方法來分析。

重力壩的應力計算，一般在壩軸的垂直方向進行二向度的應力計算。

重力壩在空池時，需要考慮地震力者，在壩體的下游側，預期會有三向度的作用力(註 4)作用時，壩體一部份會產生張應力，對此應力，一般在上游側產生之張應力和堤體與基礎岩盤接觸面垂直方向的張應力相較之下，其影響是較小的，其大小、方向和位置等對壩的穩定沒有重要的影響。此外，壩體的一部份有局部的張應力產生時，需要進行局部的應力分析。

註 3) 二向度設計法

將水壩視為單位懸臂梁元素之連結，各元素之荷重依據重力作用傳達到基礎岩盤，而與鄰接元素間並無力量傳遞的設計方法。

註 4) 三向度設計法

實際的壩，是在懸臂樑元素橫向接縫設有榫或加以膠合成一體，因而，單位懸臂樑元素荷重的一部份，可傳遞到鄰接元素的設計方法。

拱壩之應力分析通常使用荷重分割法，視其需要只考慮半徑方向，或是半徑方向和切線方向的變位和傾角等來定出。

近年也試著以有限元素法分析。

考量自重應力時，有依照其形狀或施工方法，將自重以懸臂樑負擔方法，或是由懸臂樑和拱分擔之方法等。

高度 100 m 以上的混凝土重力壩，對於壩體自然周期長與地盤的自然振動周期相近時，應該依照動態分析法分析。此時，壩的高度、接縫的構造、地形、地質與以往的地震記錄和衰減常數均應考慮。

中空重力壩，在壩軸方向承受地震之慣性力時，撐牆恐怕有張應力產生，因此，應該進行動態分析。

拱壩在地震時，堤體會產生彈性振動，因此壩體反應就會變大。此時，壩體震度必須更加精密地檢討，而對其振動形態，則必須以動態分析法檢討。

5. 堆石壩的穩定計算必須考慮荷重、壩體的自重、孔隙水壓力（壩體內部和基礎地盤的滲透水壓）、蓄水的靜水壓和地震的影響。

在壩體完成後進行安全性檢討時，對於自重的考慮，若在滿水時和中間水位時，壩體的濕潤線以上的部分採用濕潤重量，以下的部分則採用飽和重量。但是當水位急速下降時，在止水區，水位下降前浸潤線以下部分需採用飽和重量。

孔隙水壓，是以垂直方向作用在滑動面上，對於壩體在剛完成後的安全性檢討，應採用建造過程中的孔隙水壓，而在滿水時和水位緩下降時，應採用蓄水滲透產生之孔隙水壓，然而，當水位急速下降時，則需採用蓄水的孔隙水壓和殘留之孔隙水壓。

貯水池的容量比放流設備的能力更大時，對於水位不會產生急速下降的壩，在進行水位急速下降的安全性檢核時，該壩體的設計震度應採用地盤震度之 1/2 來計算。

地震時作用的動態水壓，與外力相較之下非常地小，又泥壓作用在安全側，故可不予考慮。

堆石壩的穩定計算，可以上述預測之荷重而不造成滑動破壞或滲流破壞來加以檢討。特別是地震的影響，會造成堆石壩自身的強度、剛性和衰減等物性的變化必須加以注意。關於滑動或滲流破壞的安全性檢討要領，可參考「建設省河川砂防技術基準（案）設計編」之規定進行。

1) 滑動破壞之安全性

對於堤體與基礎的安全性，須檢討在下列情況下是否會造成滑動破壞。

- (1) 貯水池在常時滿水位，滲流處於穩定狀態。
- (2) 在超載水位，且滲流處於穩定狀態。
- (3) 在設計洪水位，且滲流處於穩定狀態。
- (4) 貯水池剛完成時，仍留有殘存之孔隙水壓。
- (5) 貯水池在中間水位時，且滲流處於穩定狀態。
- (6) 水位急速下降之情況。

對於上述各個情況滑動破壞的安全性檢討，原則上考慮成圓形滑動面，並以切片法計算，安全係數須在 1.2 以上。

$$n = \frac{\Sigma\{Cl + (N - U - N_e)\tan\phi\}}{\Sigma(T + T_e)} \dots\dots\dots (3.1.1)$$

- T*：各切片滑動面上所作用荷重之切線分力
- U*：各切片滑動面上所作用之孔隙水壓
- N_e*：各切片滑動面上所作用地震荷重之垂直分力
- T_e*：各切片滑動面上所作用地震荷重之切線分力
- φ*：各切片滑動面之材料內部摩擦角
- C*：各切片滑動面之材料粘著力
- l*：各切片滑動面之長度

當滑動面圖形不是以直線、曲線或其所組合時，其安全性檢討須根據複合圓切片法、楔形法或是修正 **Fellenius** 方法加以檢核，此時安全係數應以 1.2 以上為原則。

2) 滲流破壞之安全性

壩體與基礎地盤因滲流而產生管湧，故滲流速度須加以限制，其滲流速度可由流線網求得。

流線網是以計算或模型實驗來繪製。流線網之實例如圖-3.1.5 所示。

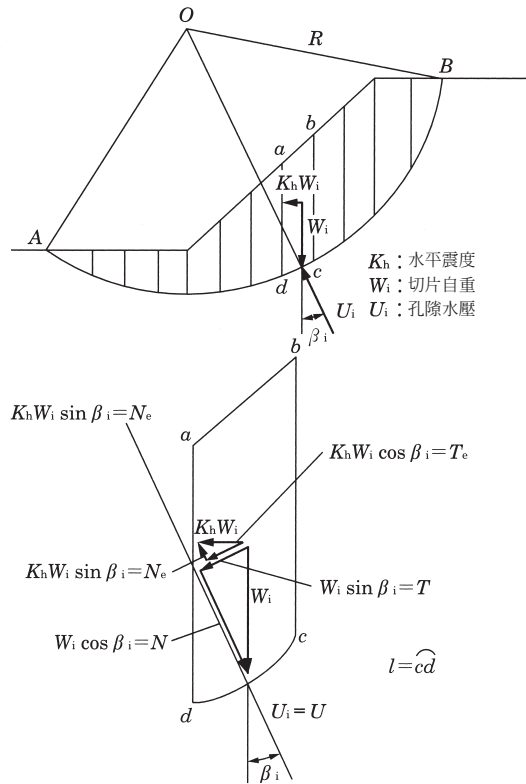


圖-3.1.4切片法說明圖

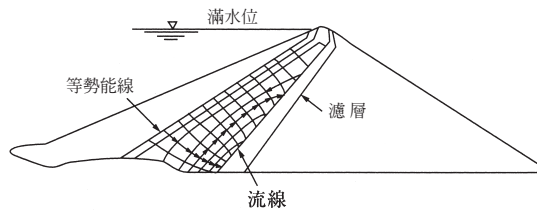


圖-3.1.5 流線網圖例

壩體與基礎地盤的透水性為非等向性，其水平向之透水係數比垂直向之透水係較大。此時，壩之水平向尺寸，以垂直向之透水係數與水平向之透水係數比，予以縮小之變形斷面來繪製流線網，將此以原形斷面加以擴大者，則為此時之流線網。

然而，壩體或基礎地盤內之土粒，依垂直向上滲流所移動之臨界流速，可由 Justin 提倡的下列理論式求得。

$$v = \sqrt{\frac{W_1 \cdot g}{A \cdot \gamma_w}} \dots\dots\dots (3.1.2)$$

其中， v ：臨界流速 (cm/s)

g ：重力加速度 (cm/s^2)

W_1 ：土粒的水中重量 (N)

A ：土粒受到滲流的面積 (cm^2)

γ_w ：水的單位重 (N/cm^3)

壩體或基礎地盤中，滲流之容許流速可參考臨界流速來檢討並決定之。而利用流線網，可以下式求出壩體或基礎地盤內之滲流量。

$$q = \frac{N_f}{N_p} k \cdot h \dots\dots\dots (3.1.3)$$

其中， q ：壩軸方向每單位長之滲流量 (m^3/m)

N_f ：流槽數

N_p ：等勢能線之分割數

k ：透水係數 (m^2/m)

h ：總水頭 (m)

若對傾斜心牆型壩 或具不透水性護坦型壩，求其流線網困難時，可利用計算求得滲流量。

特別地是對大規模之堆石壩，須考慮其材料特性加以進行動態分析檢討。

6. 排洪道是由流入部、導流部與減能設施等所構成。各部之形式之選擇與

決定須適合壩址之水文、地形、地質條件、地理環境、壩之形式與構造。流入部有溢流式、孔口式與虹吸式。導流部有瀉槽式、隧道式與壩體流下式等。減能設施有跳水式、滑雪式與自由落下式等。

而排水管主要用於洪水調節用之壩，與流入部和導流部併成。

對混凝土壩而言，排洪道通常設置在壩體上較為適合，而設置在堆石壩壩體則較為困難且危險，故設置在壩體外時，排洪道通常為殼式或隧道式。堆石壩之排洪道若採用孔口式流入部或隧道式導流部時，其放流能力應一併採用有較大餘裕型式之排洪道。

溢流部在溢流時，為使不產生負壓或危險振動，而導致穴蝕，故須選用安全之形狀。

流入部與導流部詳細的構造或耐震應留意之事項應以「3.3 導水設施」為標準。

減能設施的設置是為了防止下流河川之沖刷不會影響河川、河岸之相關結構物及其他物件並在地震、洪水等外力作用下適時的保護壩體本身，故必須將排洪道所放流之流水能予以減低。

7. 閘門構造應留意之事項。

- 1) 在假想預期之荷重作用下須能充分的確保其安全性與剛性。
- 2) 不會產生危害的振動。
- 3) 對波浪具有安全的高度。
- 4) 須有充分之水密性與耐久性。
- 5) 容易操作。
- 6) 易於檢查或修理。

上列中，作用於閘門之荷重包括：閘門自重、儲水之靜水壓、水庫內堆積之泥壓、結冰時之冰壓與閘門之開關所產生之作用力外，尚有地震時閘門之慣性力及儲水之動水壓。可以依這些荷重所產生之應力予以檢核。而關於閘門振動之原因以閘門接觸處與下端部形狀等影響較多。因此閘門下端部儘量減少水平部分為宜，而閘門接觸之下流部附有削楔，可防止放流時負壓之產生。

主動閘門或水閥發生故障時，爲了修理需要，有設置預備閘門之必要。又閘門及水閥之操作，大多在出水時，且在風雨期間發生故障的機會較大。此時若不能操作閘門及水閥，就會引起大災害，故必須在主要電源以外設置預備電源或預備動力設備。

8. 依「河川管理設施等構造令」，壩之種類、規模與壩之計測裝置如表-3.1.3。而現存壩高未滿 15 m 者亦須設置計測儀表。但高度 100 m 以上之壩，或依特殊設計之壩者，除依表-3.1.3 所示之外，還須加設與管理該壩相關之計測儀表。若能在最大加速度 25 gal 以上或是震度 4 以上之地震情況下進行臨時點檢，依其報告結果設置地震計爲佳。

在洪水或地震發生時需根據壩體之計測裝置檢核漏水量、變形、上揚力與浸潤線等以確保其安全性。

表-3.1.3 壩之計測裝置

區分		計測事項	
土石壩	壩之堤體大約爲均一之材料	漏水量、變形、浸潤線	
	其 它	漏水量、變形	
混凝土壩	重力式	50 m 未滿	漏水量、上揚壓力
		50 m 以上	漏水量、變形、上揚壓力
	拱壩	30 m 未滿	漏水量、變形
		30 m 以上	漏水量、變形、上揚壓力

(河川管理設施等構造令)

9. 關於壩的設計與施工可根據「建設省河川砂防技術基準(案)設計編」、「日本大壩會議制定第 2 次改訂壩之設計基準」、「昭和 51 年 7 月 20 日政令第 199 號河川管理設備等構造令」及「土木學會制定混凝土壩標準示方書」。

參考文獻

- | | |
|--------------------------------|-----------------------------|
| 1. 土木学会：土木工学ハンドブック 1989 | 和53年1月20日付建設省河川局開発課長通達) |
| 2. 昭和51年7月20日政令199号：河川管理施設等構造令 | 5. 地震後のダム臨時点検要領(案)(ダムの管理例規集 |
| 3. 建設省河川砂防技術基準(案)・設計編昭和60年 | 平成5年版ダム水源環境整備センター編山海堂発 |
| 4. 地震発生後のダム臨時点検結果の報告について(昭 | 刊) |

3.2 取水設施

3.2.1 取水堰

取水堰於耐震設計時，須考慮下列各項。

1. 取水堰必須考慮河床變動、地質、地形與河川狀況，原則上儘可能與河川流向垂直。結構本體主要為鋼筋混凝土結構，而可動堰的閘門則為鋼結構。
2. 取水堰的耐震設計，原則上採震度法，而設計震度則依據「3.1.2 水壩與附屬工作物」(準則)施行。
3. 設置取水堰時須設置護坦，且在堰的本體和連接此護坦之上下游應設置護床工。
4. 取水堰(包含護坦與護床工)築造時，須深嵌入河的兩岸或堤防下方，同時上下游需有適當長度之護岸設施。
5. 閘門的構造和動力設備依據「3.1.2 水壩與附屬工作物」實施。

【說明】

1. 取水堰之結構本體主要為鋼筋混凝土。在河床變動顯著之處應設置混凝土塊等形式之固定堰。然而，最近也有採用橡膠壩型式(rubber dam)。閘門原則上為鋼結構，而在某些特殊場合則使用鑄鐵、不鏽鋼製等。

為避免洪水或地震力等影響，取水堰設置場址最好選在河床變動少且良質、堅固的地盤上。在兵庫縣南部地震中，部分取水堰由於岩石崩落造成無法取水，因此在這些設置場址必須對岩石崩落有充分的因應對策。然而若設置在河川下游的軟弱地盤上，則必須特別加強基礎工程，以確保翻倒或滑動之穩定性，並可設置止水壁以加長滲流路徑、減少上揚壓力。

在河川狹隘段或蛇行處等兩岸不平行部分，取水堰無法設置成與河川垂直之形式，在洪水來時對堰之衝擊力及對河床顯著之洗掘力將會對結構物的穩定性造成極大的影響。故若不得已必須設置在河川彎曲段時，則應將堤防等護岸設施大為加高，此為治水上必要措施。

2. 取水堰的設計震度，可依據「壩(準則)」施行。但若規模特別大且有其

他明顯的影響因素或特別理由時，得另做考慮。

考慮之荷重包括堰體、捲揚機、閘門、管理橋等的自重及地震時之慣性力、上揚壓力、靜水壓、泥壓、地震時動態水壓、溫度荷重、波壓、殘留水壓、土壓、風荷重、雪荷重與車輛荷重等，應針對下列情況進行穩定計算。

計算時相關之荷重組合包括洪水與地震、波壓與地震、風荷重和地震等，並不考慮其同時作用之情況。

1)常時

(1)設計滿水位時

(2)設計高水位時

(3)洪水時

2)地震時

(1)設計滿水位時

3)施工時

這些荷重組合可參考表-3.2.2～表-3.2.3。

3. 當取水堰的基礎地盤為岩盤時，必須加以錨定。若堰體和岩盤的接著部份有被水滲透之可能時，則需將上游堰底部份錨定於基礎岩盤深處。

原則上護坦為鋼筋混凝土製，護坦與基礎板的接續部位會因兩側水密性不同而有不同沈陷量。護坦的長度要能充分避免河床受到沖刷。下游護坦的厚度應考慮上揚壓力、水的重量及施工時的上載荷重再決定，一般為50 cm。為了減少上揚壓力，應設置止水工以增長滲流路徑。

止水工，原則上為混凝土構造或是鋼板構造。而上游面護坦的長度與厚度，應為下游側的1/2~2/3。但是為了安全，此長度不列入滲流路徑長度。護床工是為降低流速及整頓水流以達成保護堰體與護坦之目的。在構造方面原則上採取可撓性設計，一般常用混凝土塊、拋石、沈箱、木工沈箱與改良沈箱等。

護坦與護床工的長度必須依照水力學計算、水理模型實驗、河床材料、河道形狀（單、複斷面）、河床坡度、堰寬、上揚壓力、止水壁形狀

等進行檢討並與過去的經驗做綜合判斷後再行決定之。

計算公式如下：

$$W = \alpha \cdot 0.6C\sqrt{D}$$

$$L = \alpha \cdot (0.67C\sqrt{D \cdot q})$$

$$P = L - W$$

其中， D ：下游護坦面到堰頂的高度 (m)

q ：單位寬度設計高水流量 ($(m^3/s)/m$)

C ：滲透係數 (參考表-3.2.1)

W ：護坦長度 (m)

L ：護坦加上護床工的長度 (m)

P ：護床工長度 (m)

α ：可動堰為 1.5，固定堰為 1.0 (m)

表-3.2.1 滲透係數 C

區	分	C
極細砂	或是沈泥	18
細	砂	15
粗	砂	12
砂、砂礫	混合物	9
礫石	混合粗砂礫	4~6

下游面護坦厚度可根據下式求得。

$$t = F_s \cdot \frac{U_{pm} - h_2 \cdot W_0}{\gamma_c - 1}$$

t ：最小護坦厚度 (m)

U_{pm} ：作用在護坦內之上揚壓力最大值 (kN/m^2)

γ_c ：混凝土單位重 (kN/m^3)

F_s ：安全因數 (4/3)

h_2 ：參考圖-3.2.2 (m)

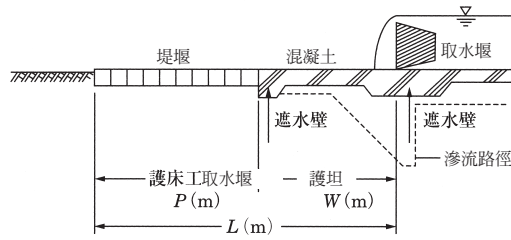


圖-3.2.1 護坦、護床工之構造圖

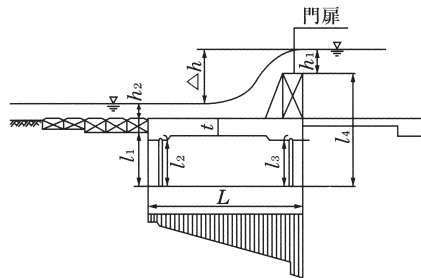


圖-3.2.2 護坦之詳圖

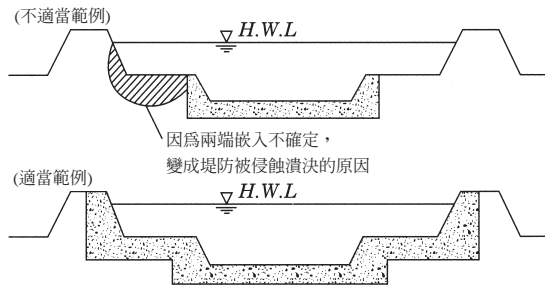


圖-3.2.3 護床之方法（河川管理設施等構造令（案））

W_0 ：水的單位重 (kN/m^3)

$$U_{px} = \left(h_2 + \Delta h \frac{\Sigma l - l_x}{\Sigma l} \right) \cdot W_0$$

U_{px} ：任意點 x 處之上揚壓力 (kN/m^2)

Δh ：上下游水位差 (m)

l_x ：到任意點 x 的滲透路徑長 (m)

Σl ：總滲透徑路長 ($= L + l_1 + l_2 + l_3 + l_4$) (m)

W_0 ：水的單位重 (kN/m^3)

安全因數 F_s ，一般而言可使用 $4/3$ 。

4.取水堰（包含護坦與護床工）兩端需要嵌入堤防下方深處，因為當水流不穩定時，會對河岸和堤防產生極大之沖刷力。

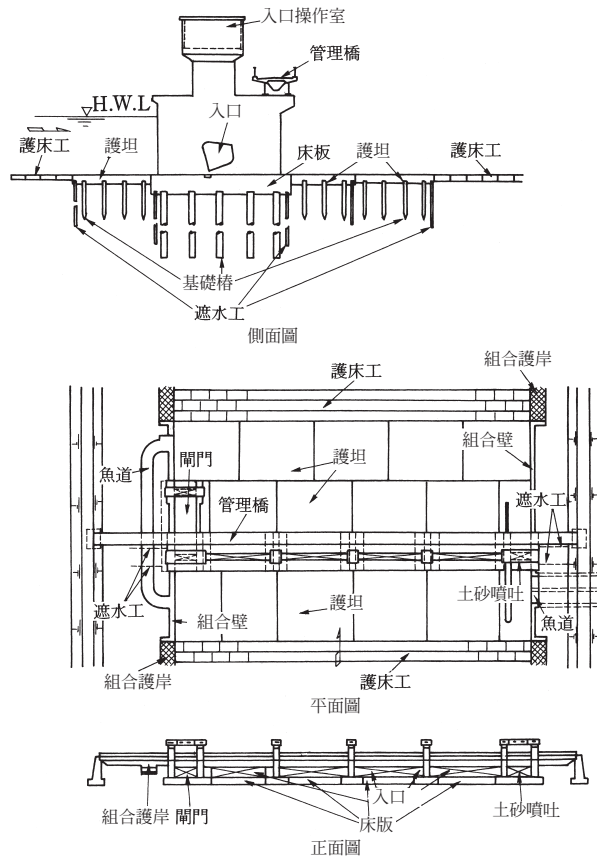


圖-3.2.4 有上昇式閘門之可動堰的各部名稱
 (建設省河川砂防技術基準(案)設計編)

滿水時的影響主要是來自滲透水（壓）與波浪拍擊河岸而造成堤防崩壞，使得上游側河川工作物受到極大的影響，因此對於護岸正面之防護應儘可能涵蓋滿水影響區域。另外，洪水時上游水面上昇對堰造成的影響必須加以注意。而且，爲了處理水流的不穩定狀態，下游側也應適當的加長護岸長度。

表-3.2.2 中央堰柱的荷重條件(1)

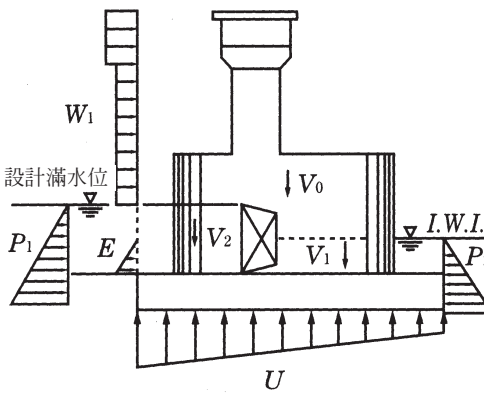
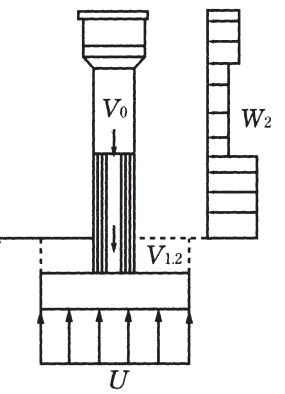
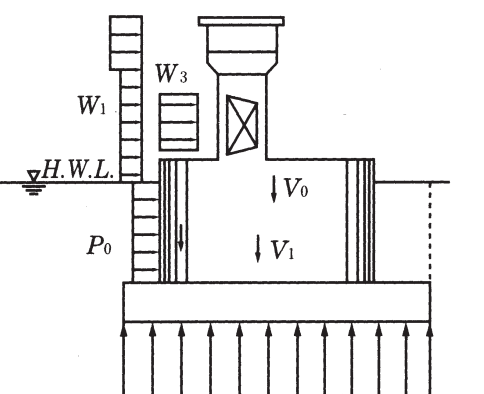
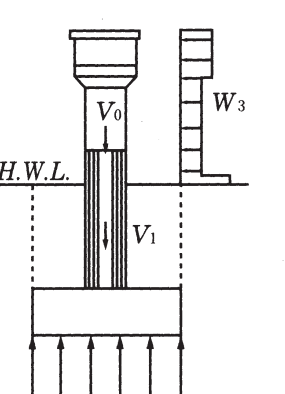
	水流方向	垂直水流方向
常時 (設計滿水位時)	 <p> V_0 : 本體 (包含管理橋) 的重量 V_1 : 上游側水重 V_2 : 下游側水重 P_1 : 上游側水壓 P_2 : 下游側水壓 U : 上揚壓力 W_1 : 風荷重 (作用於操作室、操作台、門柱、框柱、管理橋) E : 泥壓 (必要時) </p>	 <p> W_2 : 風荷重 (作用於操作室、操作台、門柱、框柱) $V_{1.2}$: 上下游水重 </p>
常時 (設計高水位時)	 <p> P_0 : 水流壓力 V_1 : 水重 W_3 : 風荷重 </p>	

表-3.2.2 中央堰柱的荷重條件(2)

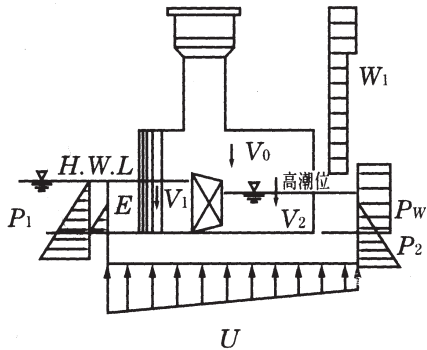
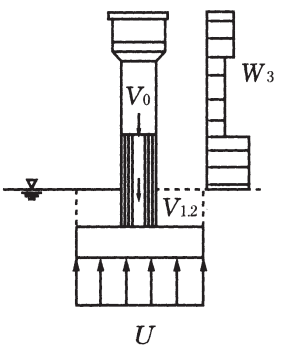
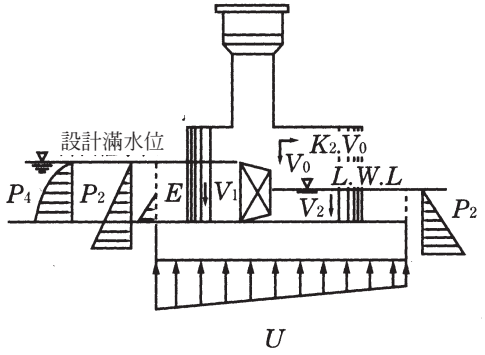
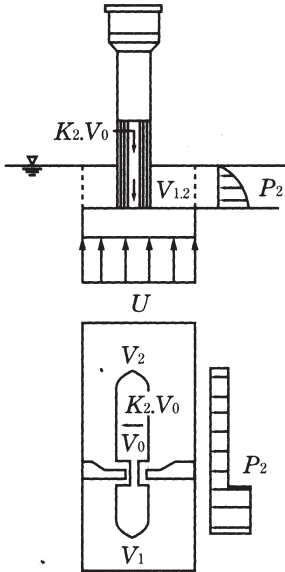
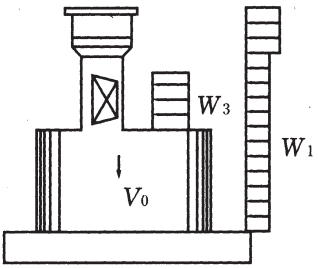
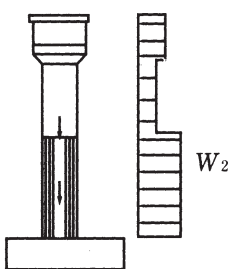
	水流方向	垂直水流方向
常時 (洪水時)	 <p>P_w : 下游側波壓 由設計波求得之波壓</p>	
地震時 (設計滿水位時)	 <p>P_4 : 地震時動態水壓</p>	
施工時		

表-3.2.3 端堰柱的荷重條件(1)

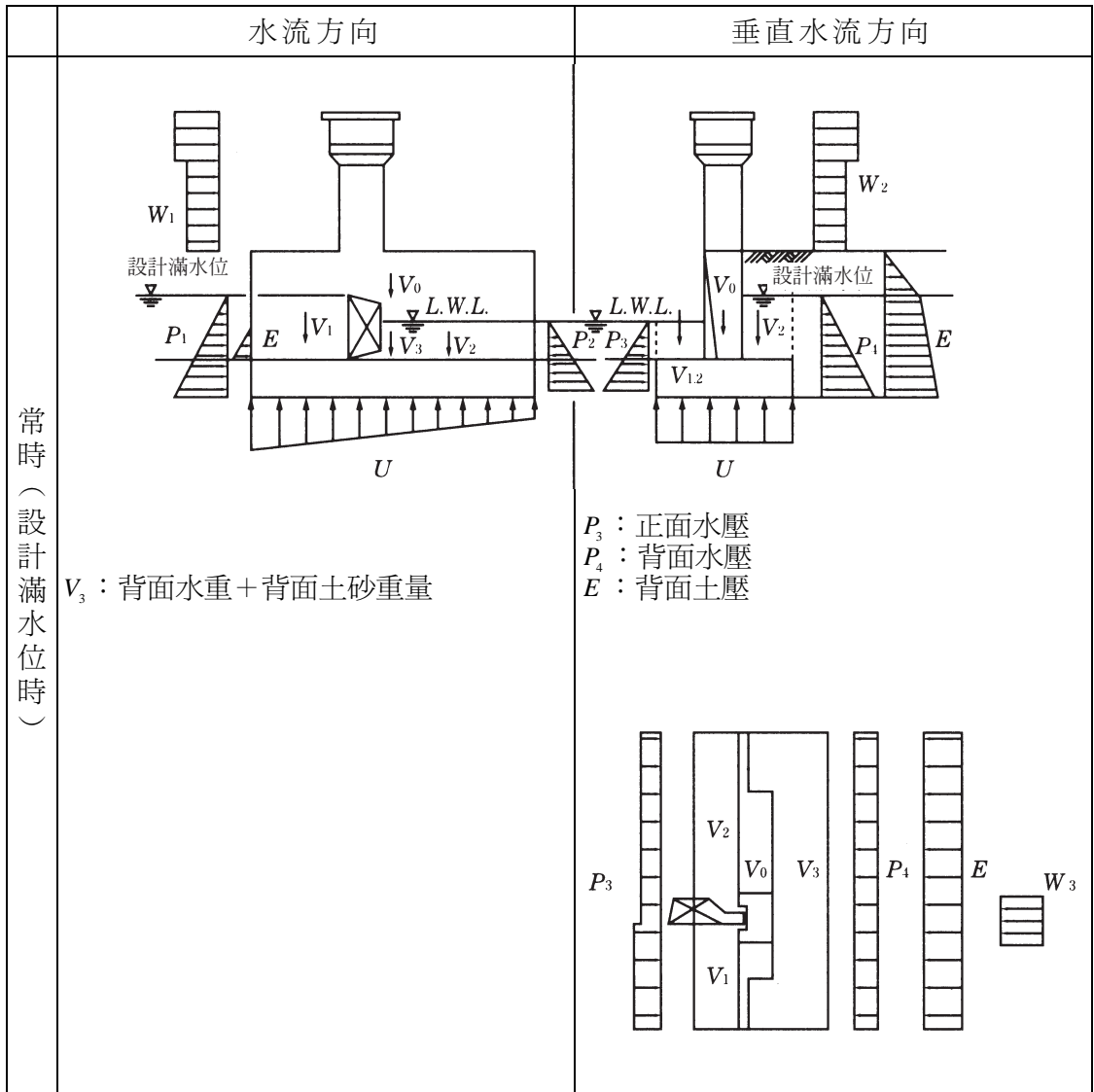


表-3.2.3 端堰柱的荷重條件(2)

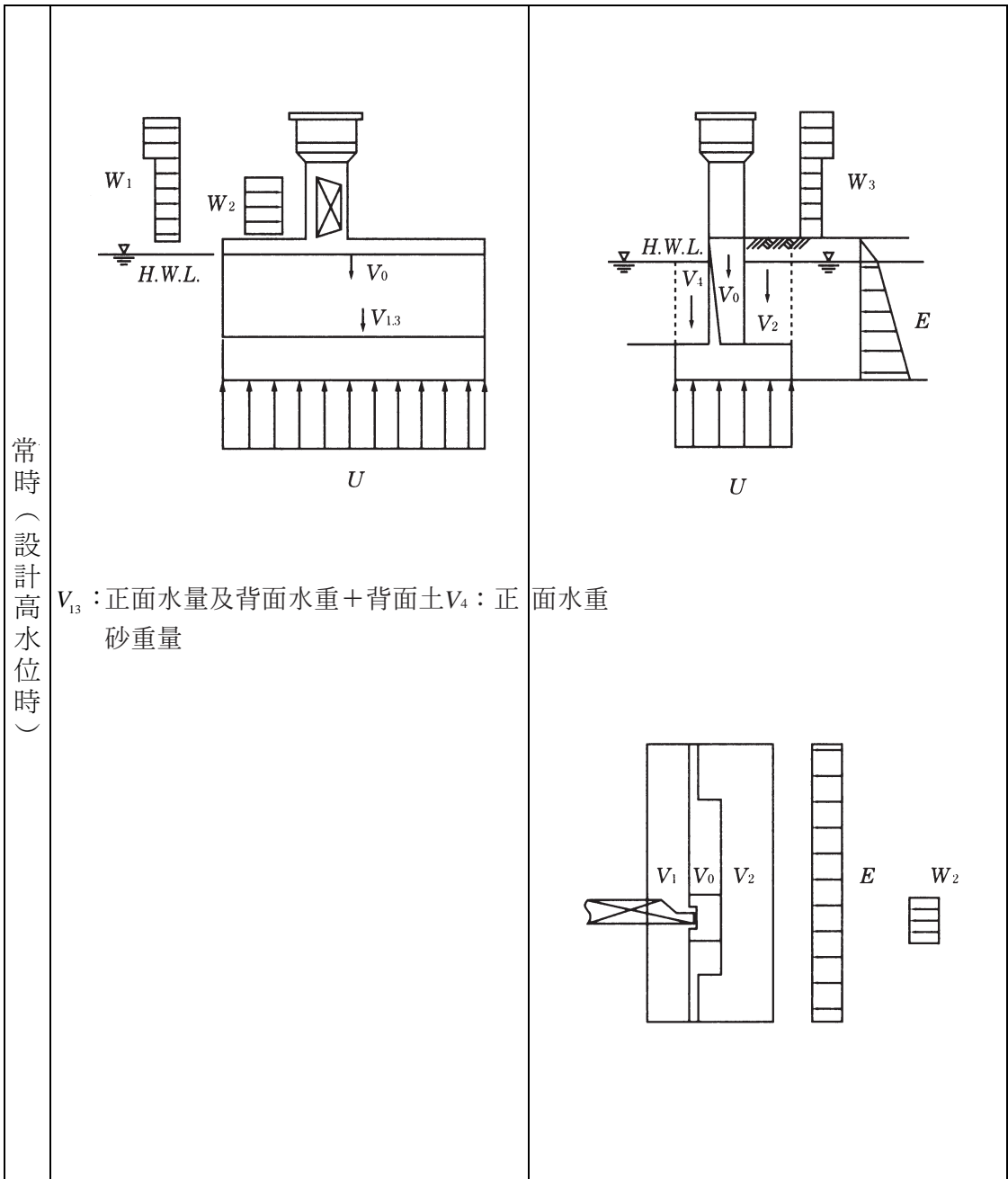


表-3.2.3 端堰柱的荷重條件(3)

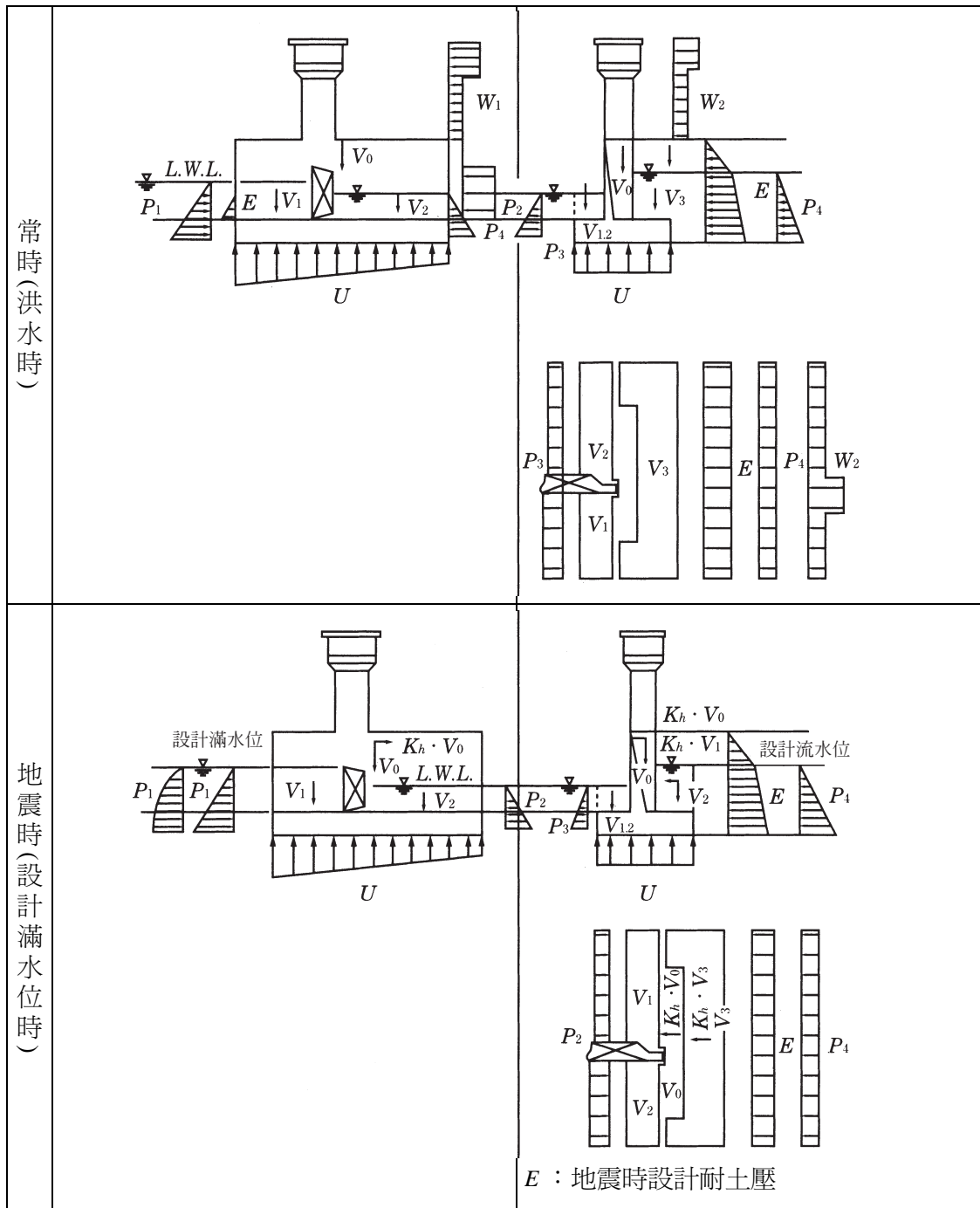


表-3.2.3 端堰柱的荷重條件(4)

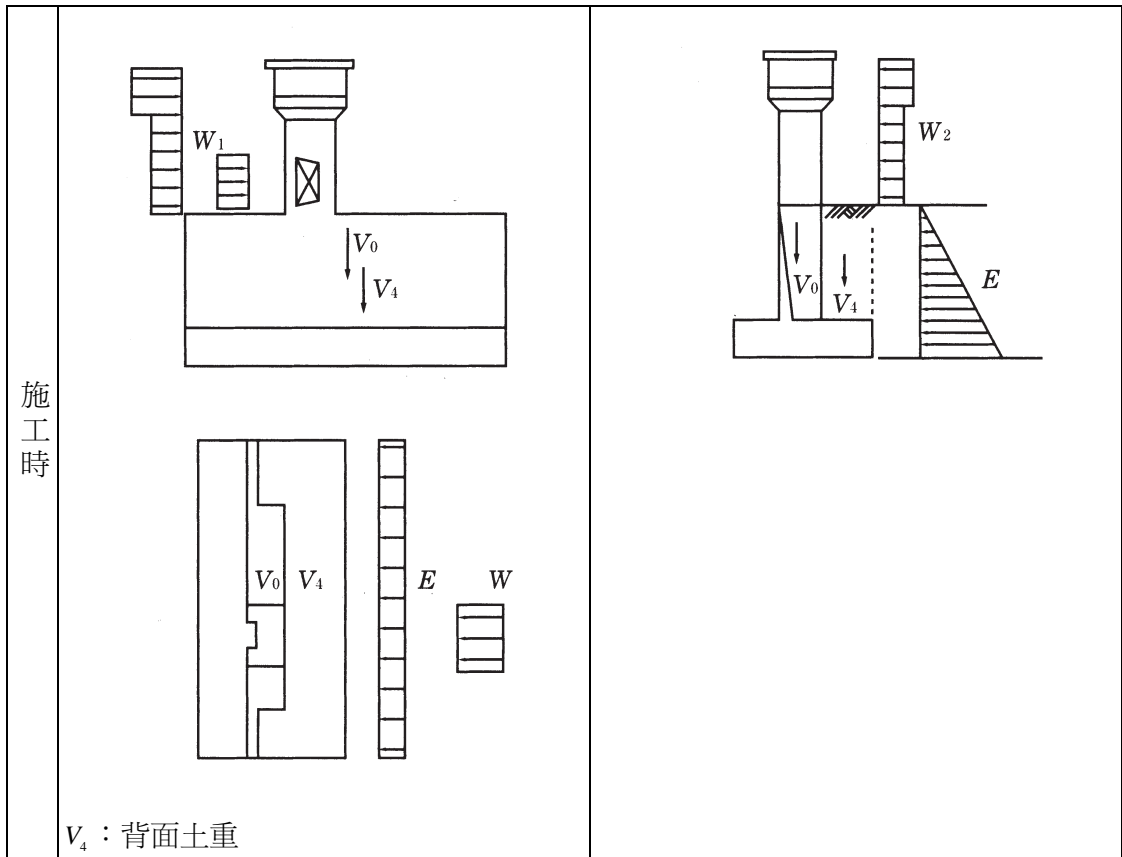


表-3.2.4 取水堰穩定計算荷重組合表例（神奈川縣內域水道企業飯泉取水堰）

區分	荷 重		V	H	x	y	z	M_x	M_y	M_z
①	堰柱自重	W_1	15,667.8	-	7.41	-	5.64	116,099.1	-	88,366.9
	捲揚機	W_2	49.0	-	6.60	-	6.70	323.6	-	328.5
	閘門	W_3	204.9	-	6.49	-	5.92	1,329.6	-	1,212.8
	操作橋	W_4	588.4	-	12.2	-	5.95	7,178.5	-	3,501.0
	Σ_1			16,510.1	-	-	-	-	124,930.8	-
②	洪水時水重	W_5	7,869.2	-	8.38	-	-	65,944.3	-	-
	洪水時上揚壓力	W_6	-13,556.7	-	8.00	-	-	-108,453.7	-	-
	風壓	P_4	-	96.6	-	13.07	-	-	1,262.5	-
	Σ_2			-5,687.5	96.6	-	-	-	-42,509.4	1,262.5
③	堆砂壓	P_3	-	0	-	-	-	-	0	-
	土壓	P_5	-	181.7	-	1.13	-	-	205.4	-
	Σ_3			-	181.7	-	-	-	205.4	-
④	滿水時水重	W_5	1,440.9	-	2.65	-	-	3,818.3	-	-
	滿水時上揚壓力	W_6	-5,083.8	-	5.33	-	-	-27,096.5	-	-
	靜水壓垂直力	W_7	77.5	-	6.40	-	-	495.8	-	-
	靜水壓	P_1	-	1,582.9	-	1.71	-	-	2,706.7	-
	Σ_4			-3,565.4	1,582.9	-	-	-	-22,782.4	2,706.7
⑤	動水壓垂直力	W_8	48.5	-	6.40	-	-	310.7	-	-
	閘門滿水時地震力	W_{K3}	-	41.0	-	3.63	-	-	148.8	-
	動水壓	P_2	-	422.9	-	2.15	-	-	909.2	-
	Σ_5			48.5	463.9	-	-	-	310.7	1,058.0
⑥	堰自重之地震力	W_{K1}	-	3,133.6	-	3.23	-	-	10,121.5	-
	捲揚機之地震力	W_{K2}	-	9.8	-	15.00	-	-	147.1	-
	操作橋之地震力	W_{K4}	-	117.7	-	10.47	-	-	1,232.1	-
	Σ_6			-	3,261.1	-	-	-	-	11,500.7
⑦	閘門捲揚地震力	W_{K3}	-	41.0	-	9.24	-	-	378.7	-
洪水時縱方向力		①②③	10,822.6	278.3	-	-	-	82,421.4	1,467.9	-
滿水時縱方向力		①③④	12,944.7	1,764.6	-	-	-	102,148.4	2,912.1	-
滿水且地震時縱方向力		①③④ ⑤⑥	12,933.2	5,489.6	-	-	-	102,459.1	15,407.8	-
無水且地震時縱方向力		①⑥⑦	16,510.1	3,302.1	-	-	-	124,930.7	-11,879.4	-
無水且地震時橫方向力		①⑥⑦	16,510.1	3,302.1	-	-	-	-	11,879.4	93,409.2

註) V : 垂直力 (kN)

H : 水平力 (kN)

x : 縱方向的距離 (m)

y : 垂直方向的距離 (m)

z : 橫方向的距離 (m)

M_x : x 方向的力矩 (kN·m)

M_y : y 方向的力矩 (kN·m)

M_z : z 方向的力矩 (kN·m)

3.2.2 取水門

取水門的耐震設計，須考慮以下各項。

1. 設置取水門應考慮河床變動和地質和地形變化等，門柱的構造原則上採用鋼筋混凝土結構。
2. 取水門與河床接續部位或堤防等處，應有適當的保護結構物，以防止水流的沖刷洗掘。

【說明】

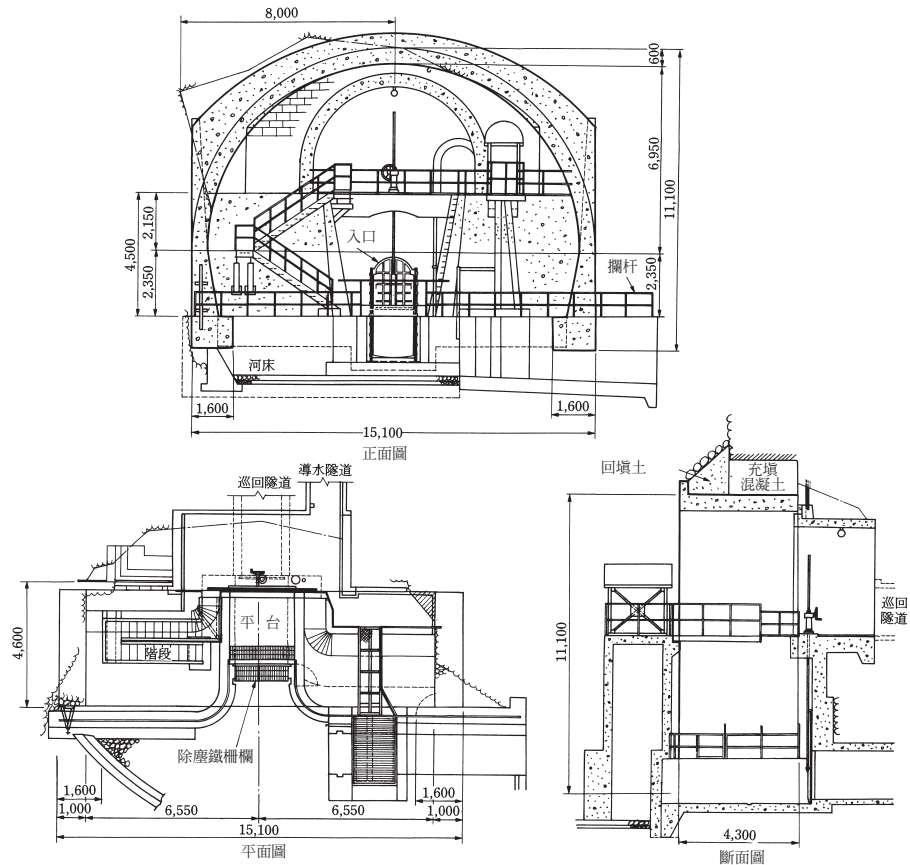


圖-3.2.5 取水門構造 (仙台市水道局苦地取水設施) (單位 mm)
(水道設施設計指針・解說 1990)

1. 取水門應選在水位及河床的穩定處，並設在良質堅固的地盤上。為免山坡崩壞造成取水門阻塞，故最好設置在地形不險峻處。而門柱的構造，原則上為鋼筋混凝土結構並應深入堅固的基礎地盤，以抵抗作用在閘門背面的土壓或水壓荷重及地震力，而不致產生傾倒或滑動破壞。萬不得已門柱構造必須設置在地質不良的場址時，必須採用樁基礎等構造，以策安全。安全的門柱構造在橫方向應設計成門形，縱方向以梁支撐。門柱的斷面鋼筋量，一般根據地震來決定，但是當門柱的寬度大或是閘門的面積大時，則在平常時（閘門上昇狀態）受到風荷重之影響較大。而閘門的設計應考慮閘門所承受之荷重、管理橋荷重及自重等。
2. 護床工部分可參考「3.2.1 取水堰」之說明 4，護岸部分可參考「3.2.1 取水堰」之說明 5。

3.2.3 取水塔

取水塔之耐震設計，須考慮下列各項。

1. 取水塔須考慮河湖床變動、地質及地形後再設置，原則上以鋼筋混凝土建構為佳。
2. 取水塔塔體之橫斷面為環狀、圓形或橢圓形，在河川設置時應採用橢圓形，長軸方向與流向平行。
3. 取水塔之耐震計算，根據「2.6 地上水槽之耐震計算法」之規定進行。
4. 為防止取水塔與接續之河湖床遭到沖刷，應進行適當的護床工程。
5. 與水塔接續之取水管渠，應具有相當程度之伸縮可撓性。
6. 管理橋應朝向不過分增加取水塔荷重之輕量化設計，其構造與耐震計算可依據「道路橋示方書·同解說」（耐震設計編）之規定進行。

【說明】

1.取水塔通常設於年水位變化幅度大之取水地點，如河川、貯水池與湖沼等均適用。因此，形狀常為細長之塔狀結構物。此結構物，一般適當地配置多段閘門形式之取水口，在力學上以鋼筋混凝土為佳。若河床較深時，在構造或施工上不適合採用鋼筋混凝土，可選擇鋼骨之浮球形式或圓筒形多段式閘門型式之取水塔。

取水塔之設置位置，宜避開河床易沖刷之虞、易沈積處或河岸、邊坡等可能崩坍處，且最好設置在良質地盤上。由於取水塔為塔狀結構物，在穩定計算屬於較不穩定之結構，故須特別考量其耐震性，而基礎部份應深入堅固地盤。若必須設置在軟弱地盤時，應以沈箱基礎或樁基礎加強其結構穩定性能。

2.取水塔橫斷面，以圓形或橢圓形之外觀較佳，特別在結構上具有耐震性之優點。而設置在河中時，為減少阻礙水流，橢圓形之長軸應與河川流向平行。

3.如取水塔等塔狀結構物，具有較長自然振動週期，故設計上需增加設計震度。

作用在結構體之荷重，在平時應考慮上載荷重、塔體自重、儲水荷重、風荷重與上揚壓力等；在地震時應考慮上載荷重與塔體自重造成之慣性力，地震時之動態水壓與上揚壓力等，並針對塔內外均滿水時、塔內外均空水時或塔外滿水、塔內空水等情況進行檢討。

地震時動態水壓之計算，可參考「1.6.1 地震時動態水壓」。

為確保取水塔耐震性，必須以地震時周邊地盤穩定為前提，若不得已必須設置在地盤條件不佳之場址時，應先檢討地震時地盤承载力急遽降低、差異沈陷以及橫向錯動等影響，進行基礎地盤之改良或選擇本節說明1所敘述之基礎形式，以確保基礎地盤穩定性。

4.取水塔護床工事部份，可參考「3.2.1 取水堰」說明4之相關規定。

6.管理橋為維持管理需要而與河岸相接，原則上為鋼製，並儘量減少取水塔

荷重。寬度在 1 m 以上，最好僅一個跨距，若不得已為二個跨距以上時，則其橋版形式與橋墩構造皆須依據「河川管理設施等構造令」相關規定。

此外，對於既有管理橋若不能設置防止落橋裝置，則應依據「道路橋示方書·同解說」規定，進行基礎補強。

管理橋耐震計算，須依據「道路橋示方書·同解說」（耐震設計編）規定進行。

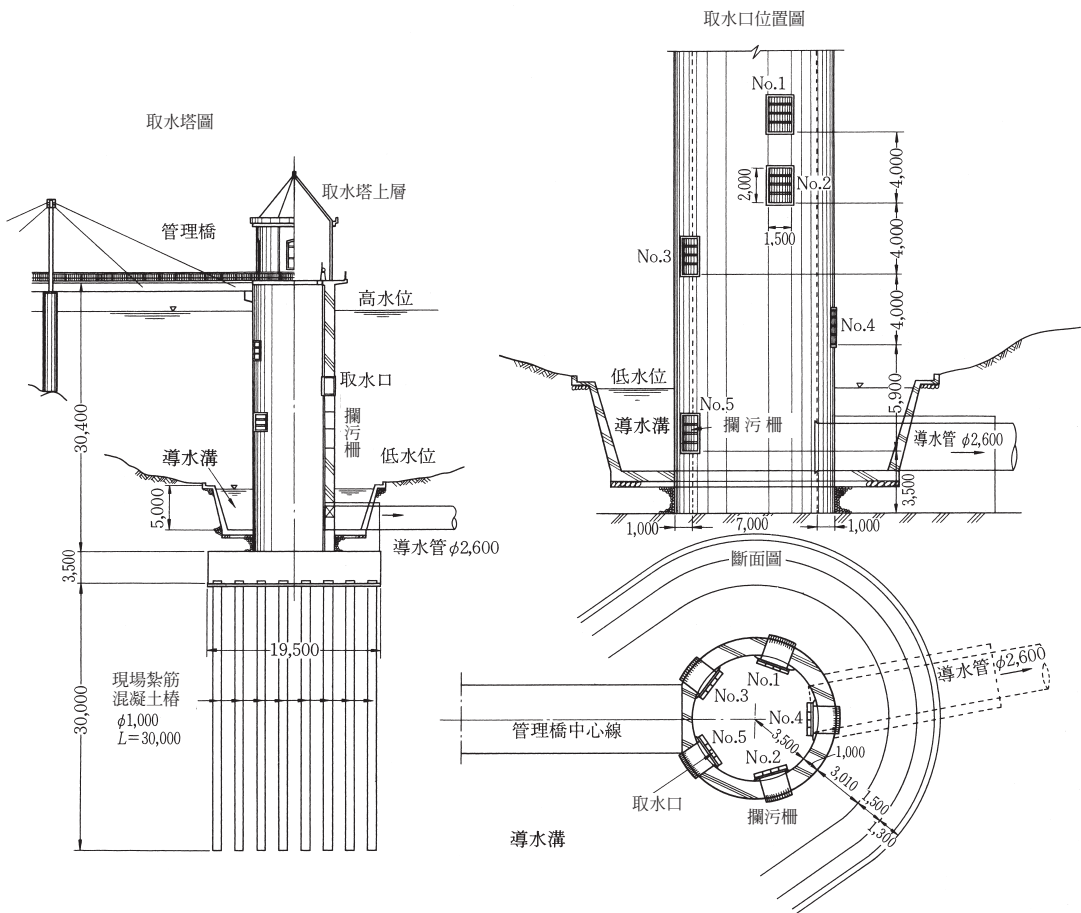


圖-3.2.6 取水塔構造（東京都水道局山口貯水池）（單位 mm）
（水道設施設計指針·解說 1990）

3.2.4.取水管渠

取水管渠之耐震規定，如位於河川管理區內，應依據「河川管理設施等構造令」進行，而在此範圍以外者，可依據「3.5 送·配水管路與附屬設施」規定確保其耐震性。

1. 取水管渠之管體須能承受內壓與外壓作用，原則為鋼筋混凝土結構。

若管渠設置在堤防外時，其埋設深度原則上應大於計劃河床深度 2 m 以上，並須注意防止沖刷。

2. 堤防橫斷處之管渠基礎須特別堅固，管路接續部份前後應裝設伸縮可撓接頭。此外，為預防故障發生，應佈設二條管路為宜。

【說明】

1. 根據「河川管理設施等構造令」規定，取水管應為鋼筋混凝土結構或延性鑄鐵管、鋼管等材質。使用延性鑄鐵管或鋼管時，其外側應包覆鋼筋混凝土。

管渠的長度大於 30 m 以上時，會因差異沈陷、地振動以及混凝土收縮等因素影響，而產生開裂危險，故通常以 30 m 為上限設置接頭。但是在軟弱地盤或地盤下陷地區，應以 20 m 為限。

而管渠內徑須考量到管理與檢修方便性，原則上應大於 60 cm ，若取水管長度未達 5 m 時，則管徑可縮小到 30 cm 。

管渠佈設在河中時，其埋設深度，在低水路為計劃河床高程（最深河床高程比計劃河床高程為低時，採用最深河床高程），而在高水路時為計劃高水位高程（現高水位高程比計劃高水位高程為低時，採用現高水位高程）之 2 m 以上。此外，為防止洪水沖刷造成管渠流出或移動，應進行護床工事。

2. 管渠之埋設深度，須大於堤防之地表面 2 m 以上，原則上不直接沒入堤體

斷面內，而橫斷方向須與堤防軸向垂直。若根據地形狀況，而無法達成者，則不在此限。

在橫斷堤防之接續部份，應裝設伸縮可撓接頭，以利吸收因基礎差異沈陷或地震造成之變形。

此外，於洪水發生或水質變化時必須緊急停止取水，故應在堤防內外裝設止水閘門。

若考量地形狀況而無必要者，則不在此限。堤防外設置之塔狀止水閘室，其管理橋下淨高須高於計畫堤防高度。

由填土構築之堤防，若開挖埋設管路時，於施工後必須確定不對堤防產生不良影響，並進行防漏工程以補強之。若修復產生困難之處，應避免破壞而採堅固構造。

開挖堤防，其坡面須鋪以混凝土塊、塊石或蛇籠等加以保護。

而發生事故時，可預設修復作業困難度，故為維持管理之檢修方便與取水之穩定，最好能佈設二條管路以上。

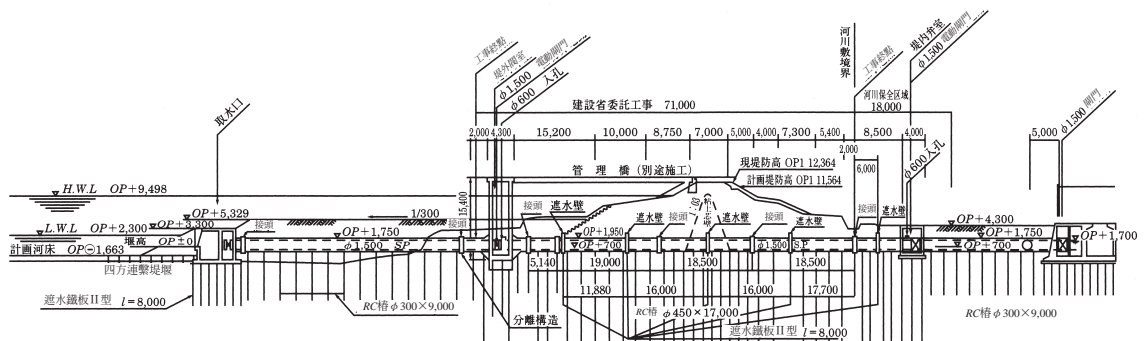


圖-3.2.7 穿越堤防構造（阪神水道企業團）（單位 mm）

3.2.5 集水暗渠

集水暗渠之耐震設計，須考慮下列各項。

1. 集水暗渠須採用能有效承受內壓、外壓之結構，如鋼筋混凝土管或不銹鋼管等。埋設時須確保足夠埋設深度使之不致露出，同時須注意不使水外流。
2. 若集水暗渠埋設處有沖刷之顧慮，應以鋼筋混凝土防護之。

【說明】

1.集水暗渠須能承受內壓與外壓並須具有耐久性，以往常使用鋼筋混凝土管，近來亦有採用不銹鋼管。斷面形狀以圓形或馬蹄形較能承受外壓。此外，為防止洪水沖刷致使管渠外露地表及內處水流溢出，故管渠應埋設在不受地表水影響之深度。一般埋設深度，應依據含水層情況、不透水層的深度等以 5 m 為標準。不銹鋼管規定亦同。

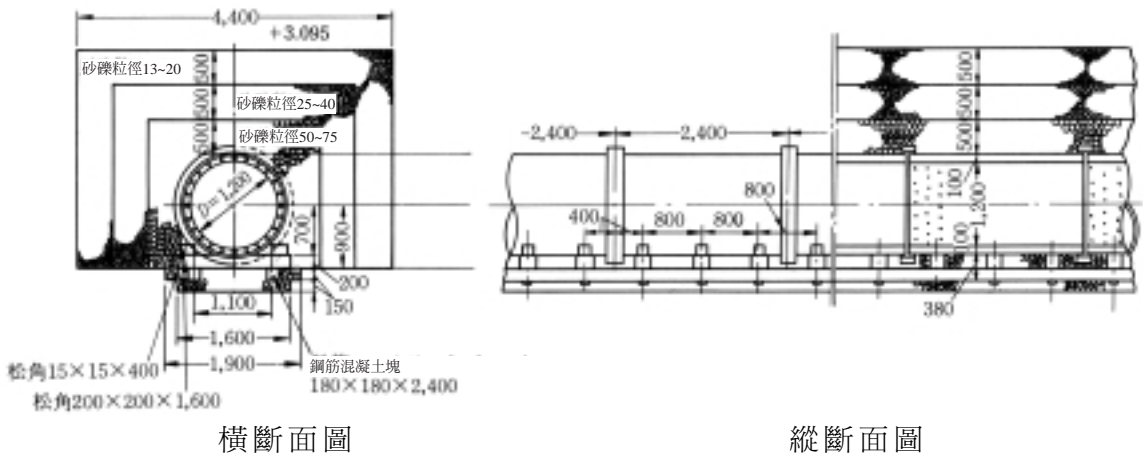


圖-3.2.8 集水暗渠構造（水道設施設計指針・解說）

2.堤外地埋設之管渠若有移動、流失之虞，應以鋼筋混凝土框架防護固定，而河床也須加強穩固。而在基礎地盤不良處尤應打設木樁、護架來防止管渠的差異沈陷。

此外，附屬人孔、分水井等結構物接續部分，易因地震時不同振動特性而折損，最好採用伸縮可撓性的接頭因應之。

3.2.6 淺井

淺井之耐震設計，原則上應採用圓形鋼筋混凝土製堅固結構。

【說明】

淺井與揚水幫浦設備等均考慮耐震性。此外，貫通側壁之埋設管，須能因應差異沈陷或地震時大變位。

淺井形狀一般以圓形為主，也有採用橢圓形。構造上以足夠強度鋼筋混凝土做為側壁預防破壞發生。淺井之耐震計算須依據「2.3.6 震度法與反應變位法之豎坑、暗渠、共同管溝與埋管的耐震計算法」中豎坑相關規定。

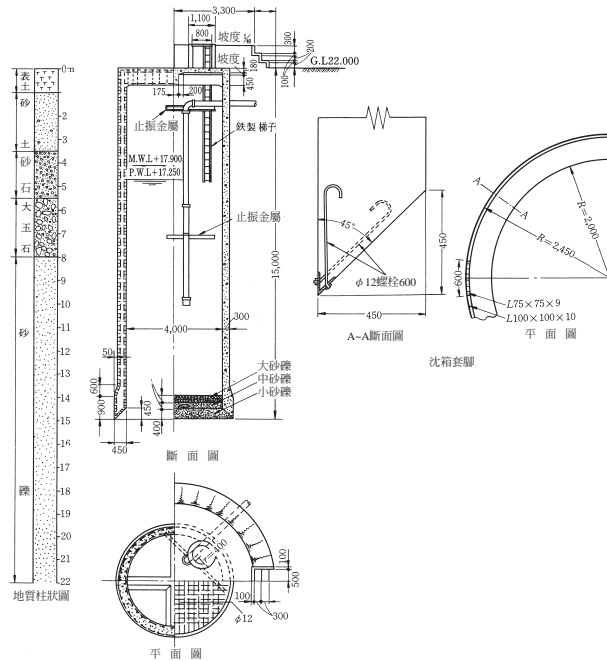


圖-3.2.9 淺井構造（單位 mm ）（水道設施設計指針・解說）

3.2.7 深井

深井之耐震設計應考慮下列各項。

1. 套管原則上採用鋼管。其形狀尺寸依據井深、地質與水質等條件決定，須具足夠強度。
2. 深井上部以鋼筋混凝土構築抽水機時，套管及導水管貫通處牆壁應設置接頭。
3. 套管及過濾管接頭須提高耐震性。
4. 深井之抽排管，須能做為在震災時應急給水構造。
5. 地震發生之後會有短暫時間濁水現象，故過濾管須避免因受壓而損壞。

【說明】

1.深井為從地下受壓水層抽水之結構物，其構造如圖-3.2.10 所示，係由套管、過濾管以及懸吊在套管內的揚水管與水中幫浦所構成。

套管一般常使用鋼管，口徑多為 300 mm 到 500 mm 者。須根據地震時作用在套管上之水平力來決定管厚。然因水質影響而有腐蝕或電蝕之虞者，應採用厚壁管或不銹鋼管。

2.為防止取水幫浦振動力直接作用在套管上，或避免地震時導水管受到水平力，在幫浦與基座版處應設置可伸縮裝置。此外，深井設施與導水管連接處應安裝可撓管。

3.套管與過濾管之接頭形式應採用高耐震性之焊接接頭。由於自由含水層（淺層地下水）常為弱酸性，會腐蝕焊接處而造成污染源滲入，同時考慮管體對地震時水平力之抵抗能力，因此最好採用能承受深度 30 m 之焊接接頭。

4.深井可於震災時做為有效應急給水處。因此，揚水管之抽排管部與應急給水用配管之接續口設計最好能相互搭配。此外，應急給水用機具與消毒用次氯酸鈉等準備亦十分重要。

5.揚水中造成砂流出之原因可能是抽水過量、幫浦與過濾管過於接近、幫浦開關次數過多或過濾管孔隙大於細砂粒徑等。

砂流出會造成過濾管外側形成空洞，在地震時則可能因此產生濁水。其改善方式可考慮維持適當抽水量，變更幫浦位置以及減少起動停止次數。

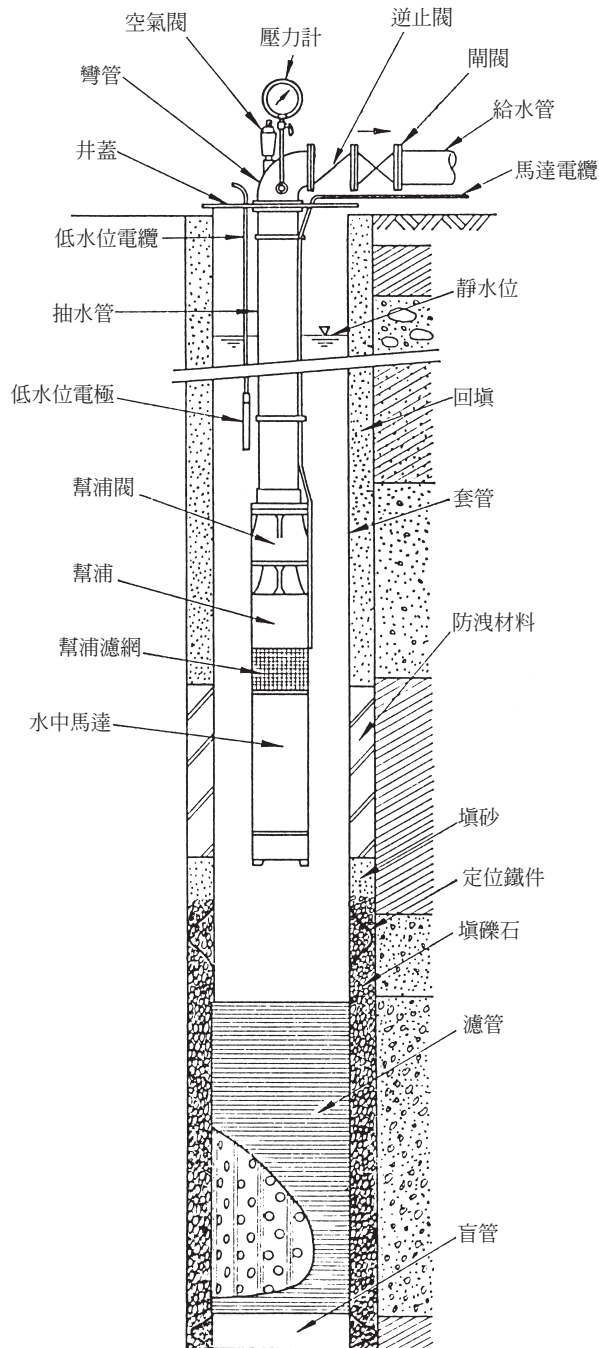


圖-3.2.10 深井構造 (單位 mm) (水道設施設計指針・解說)

此外，為避免過濾管因受壓破壞及防止細砂流出，可採用兩層套管做為補強改善。

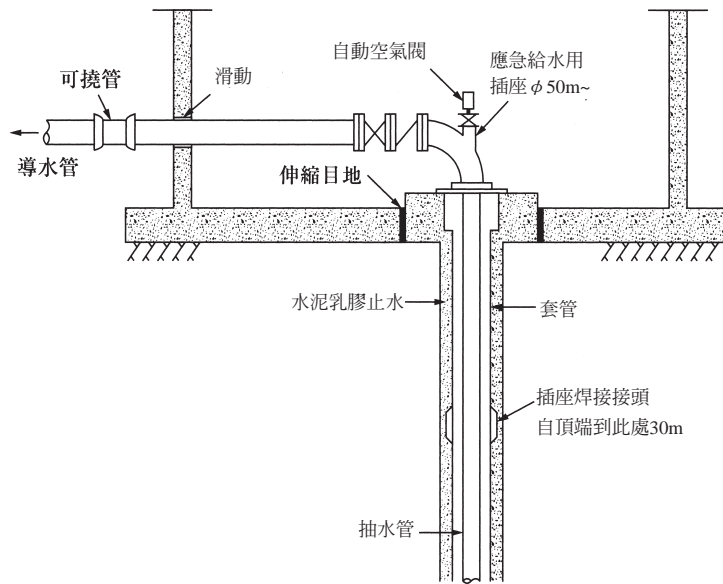


圖-3.2.11 抽水幫浦之構造

參考文獻

1. 日本水道協會：水道施設設計指針・解説，1990
2. 日本大ダム会議：第2次改訂ダム設計基準，1978
3. 昭和51年7月20日政令第199号：河川管理施設等構造令
4. 相原信夫：現場技術者のためのダム工事ポケットブック，山海堂

3.3 導水設施

3.3.1 明渠與暗渠

明渠與暗渠之耐震設計須考慮下列各項因素。

1. 明渠與暗渠之路線選定須依據地形、地質、水文條件、耐震性及管線維護等綜合評估而決定。
2. 因填土、軟弱地盤、山稜之坡腳、坡肩、斷層附近及液化可能性較高處之地盤在地震時不穩定，應儘量避開。
3. 明渠與暗渠原則上以鋼筋混凝土或是鋼板構築。
4. 耐震構造計算法根據「2.3 埋管、豎坑、暗渠、共同管溝耐震計算法」。
5. 明渠與暗渠應該在適當間隔處設置伸縮接頭。
6. 地形變化處及橋樑、圍堰、人孔、閘門等設施前後，應設置伸縮可撓曲接頭。

【說明】

1. 由於明渠與暗渠在構造上有一定坡度，因此其路線受環境（地形、水文條件等）因素影響較大，故應儘量選在優良地盤為宜。若為避開不良地盤而採取曲線形設計，亦應考慮其耐震能力，同時，應避免過大曲率，並設置緩和曲線路線以減輕地震時作用於彎曲部之動態水壓。

地震時所採取之對策，不僅應考量結構安全性，尚需包括災害發生時之應變對策，包括二次災害預防、修復時效、採行複式路線與複式斷面措施，在綜合評估後選擇最適合之路線。

2. 地震時常見之地盤損害有：坡面滑動、施工填土或山坡崩坍、地盤液化引致下陷或上浮。這是因為地震時地盤承受強烈振動，導致土壤強度急遽降低。特別是地下水位較高之坡面，易因振動使地下水位發生變動，而引起滑動。另外，在地下水位較高之砂質地盤，易因液化而產生不均勻沈陷、側潰或上浮。

結構體應儘量避免建造在上述不穩定地盤。在萬不得已情況下，則必須進行完整地質調查、邊坡穩定分析、邊坡防護工程、地盤改良、採用基樁及液化預防對策，使結構體不致受到地震損害，或即使受到損害，也能快速修補，使其功能不致完全喪失。

3. 明渠與暗渠斷面形狀如圖-3.3.1 所示。

結構體基礎設計須遵循「土木學會混凝土標準示方書」，荷重斷面須左右對稱並均勻分佈荷重以抵抗土壓力和水壓力。

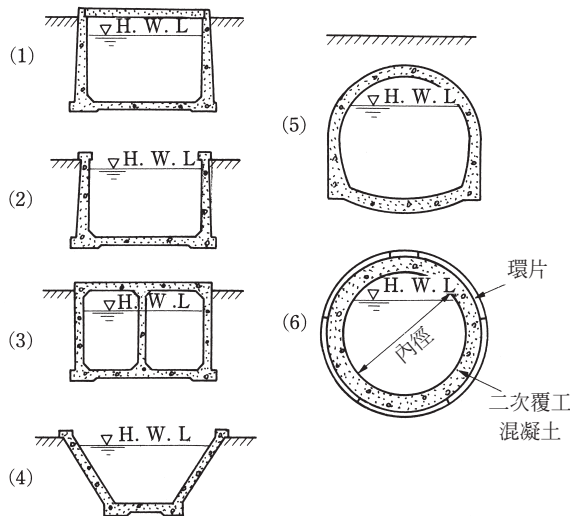


圖-3.3.1 明渠與暗渠斷面圖
(水道設施設計指針・解說 1990)

4. 明渠與暗渠耐震計算方法乃根據「2.3 埋管、豎坑、暗渠、共同管溝的耐震計算法」，適用於反應變位法或震度法，若有必要則應另以動態分析法加以檢核。
5. 通常較長之混凝土結構物，因顧慮施工時之必要性及溫度變化，或地震導致縱方向變位，故須在一定區間內設置伸縮接頭。在結構上接頭為一弱點，地震時易於此處發生損害，故伸縮接頭應儘少設置。一般可在 20~30 m 間隔設置伸縮接頭，伸縮可撓吸收型接頭，以承受地震之運動變位。
6. 地震時軟弱地盤或地盤急劇變化處易發生較大之地盤變位，故須設置容許

3.3.2 導水隧道

導水隧道耐震設計須考慮下列因素。

1. 潛盾隧道之耐震設計與施工，須依據「土木學會隧道標準示方書·同解說」(山岳工法編和潛盾工法編)。
2. 隧道路線應避免設置於山坡面等偏壓處。
3. 隧道混凝土施工需依據襯砌施工法執行。
4. 隧道耐震計算需依據「2.3.6 震度法與反應變位法之豎坑、暗渠、共同溝、埋管的耐震計算法」。
5. 隧道出入口設置需考慮所在地層穩定性，內部連接處需須設置伸縮接頭。
6. 若隧道軸向遇地質變化劇烈，應裝設伸縮可撓構件因應之。

【說明】

1. 潛盾隧道設計施工參考「3.5.7 潛盾工法」，此處乃根據山岳隧道相關解說。
2. 理想隧道斷面是左右對稱且受均勻覆土荷重。在覆土較淺且地形傾斜處，其地層分佈條件不均，導致隧道承受偏壓，此類場址應避免為宜。
3. 隧道需依其斷面積、地質特性及掘削工法，選擇適當斷面形狀如圖-3.3.4所示。

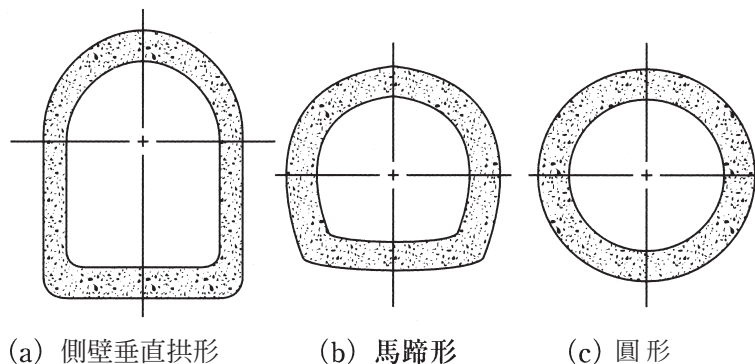


圖-3.3.4 隧道斷面圖

地震會造成隧道周圍地層變形，而其變形量較難預測。因此，隧道之內襯支撐以耐久為原則，避免皸裂、變形、破壞，且須能承受地震時之土壓力，若有必要則以鋼筋補強並灌築混凝土。

若隧道為壓力水路，則需以鑄鐵管或鋼管作為內襯。

4. 隧道耐震計算法根據「2.3.6 震度法與反應變位法之豎坑、暗渠、共同溝、埋管的耐震計算法」，橫向以震度法或反應變位法計算，縱向以反應變位法計算，必要時得配合動態分析法加以檢核。
5. 隧道出入口若覆土深度不足，易產生偏壓，且常因地盤支承力不足，當地震發生時易於崩壞，因此隧道出入口宜設在地質穩定地盤。不得已時，須考慮穩定性因素，施以下列防護對策：
 - 1) 在隧道出入口，應利用鋼筋或鋼骨補強以增加其襯砌韌性。出入口與隧道內連結處須設置伸縮接頭。
 - 2) 隧道襯砌需與隧道頂緊密結合，防止覆土鬆弛而增加襯砌荷重。
 - 3) 以化學藥劑灌注隧道外圍地層，提高其強度。
6. 地質變化顯著處，在地震時可能會引起外圍變形，故可將鋼筋或鋼骨插入襯砌內，以增強其韌性。

3.3.3 水路橋

水路橋之耐震設計須考慮下列因素。

1. 水路橋應以鋼筋混凝土、預力混凝土或鋼構建築。
2. 水路橋上部和下部結構耐震設計，應根據「2.4 水管橋、水路橋之耐震計算法」，細節部分則以日本道路協會「道路橋示方書·同解說耐震設計編」為準。
3. 水路橋需設置防止橋面支承脫落構造，以抵抗地震水平力。
4. 水路橋之橋台與擋土壁，須具有較高之耐震性，以確保此輸水段不會崩塌，故應特別注意其設計和施工。
5. 水道和水路橋接合處須設置伸縮接頭，同時需考慮水密性。

【說明】

1. 當水道跨過河川或深谷時，須架橋以導引水流。當橋面低且跨距短，以鋼筋混凝土構築即可；若橋面高且跨距長時，則需以鋼構造或預力混凝土構築。

單構桁架、連續桁架等形式皆可用於一般水路橋，而箱桁結構一般是以鋼構構築。

2. 水路橋耐震設計根據「2.4 水管橋、水路橋耐震計算法」。

地震時動態水壓計算乃根據「1.6 地震時動態水壓與水面晃動」與「2.4 水管橋、水路橋耐震計算法」，同時需一併考慮管軸垂直方向與橋軸方向。

3. 水路橋上部結構大部分為輸水管道，地震時會將增大其慣性力，但仍要求其水密性，因此地震時輸水結構支承部必須設置防脫設施。因此橋墩與輸水樑的連結，需依據耐震規範做設計。

4. 水路橋橋台部分與地面上明渠或地下暗渠相連接，但由於地震時橋樑結構與輸水結構振動狀況相異而會產生相對變位，因此在兩者連接部位會發生下陷或滑動等損害。因此橋台背後填土須以級配佳之材料加以夯實，而基樁基礎須座落至承载力良好地盤。

5. 水路橋與地面上輸送管的連接部位在地震時有可能發生相對變位，因此必須在其間設置水密性佳之伸縮接頭。水路橋設置如圖-3.3.5 和 3.3.6，伸縮接頭設置如圖-3.3.7 所示。

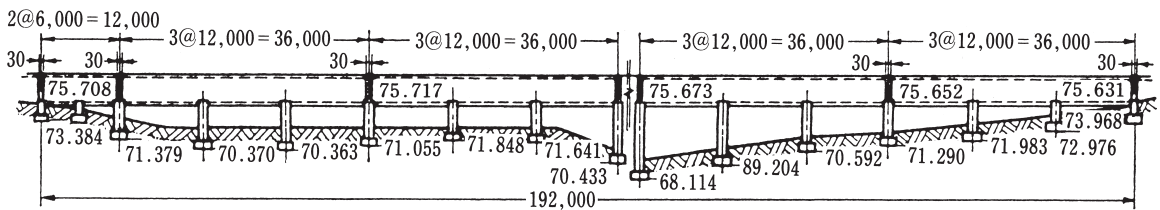


圖-3.3.5 鋼筋混凝土造水路橋（水道設施設計指針·解說 1977）

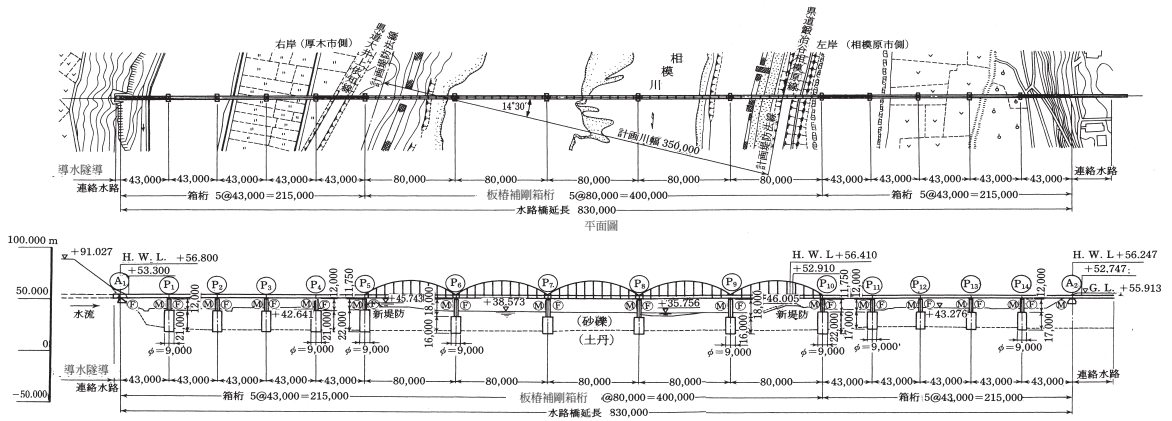


圖-3.3.6 鋼構造水路橋 (水道設施設計指針・解説 1990)

對於完工年份已久之輸水橋樑需執行耐震檢查，若發現上部結構（如桁架）或下部結構（如橋台）過於老舊而不堪地震作用，須以鋼板或混凝土補強至耐震性與新設結構物相同。

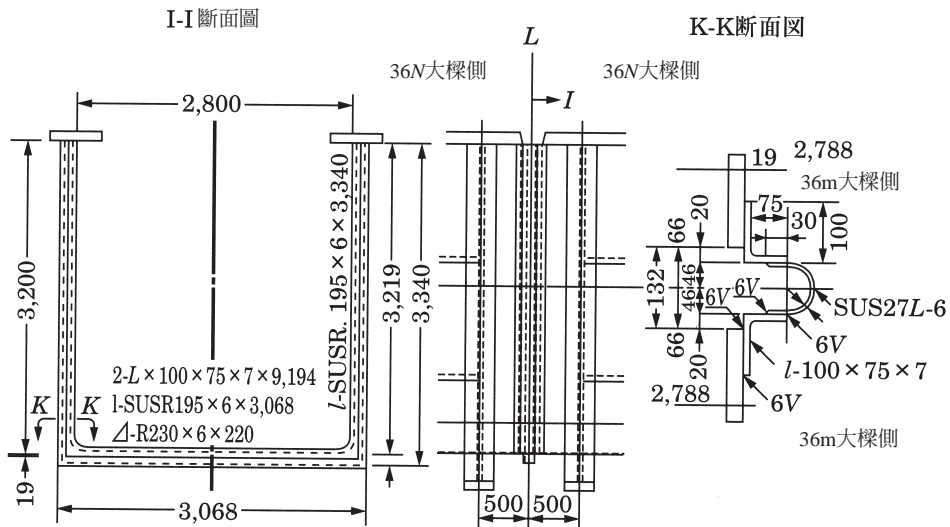


圖-3.3.7 伸縮接頭詳圖

3.3.4 導水管

導水管根據「3.5 送配水管路與附屬設施」規定進行設計

參考文獻

1. 日本水道協会：水道施設設計指針・解説，1990
2. 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，平成8年12月
3. 土木学会：コンクリート標準示方書，平成8年7月
4. 土木学会：トンネル標準示方書（山岳工法編）・同解説，平成8年7月
5. 土木学会：トンネル標準示方書（シールド工法編）・同解説，平成8年7月
6. 建設省土木研究所：大規模地下構造物の耐震設計法ガイドライン（案），土木研究所資料，第3119号，1992年3月
7. 井深 功著：上水道施工法，山海堂，昭和43年
8. 工藤龍夫，齊 彦敏：相模川横断水路橋の設計施工，水道協会雑誌，第471号
9. 渋谷槍三郎，西塚 正美：境川水路橋の設計施工，水道協会雑誌，第376号

3.4 淨水設施和送配水設施

3.4.1 池狀結構物

池狀結構物耐震設計須考慮下列因素。

1. 池狀結構物耐震設計一般應注意事項如下。

- 1) 池狀結構物之建設地點，須詳細調查，選出承载力佳、地質良好之地盤，做為基礎座落處。
- 2) 建設地點選定後，基礎與結構體之地質調查是以「1.4 地質調查、地盤位移與應變」為基準。
- 3) 若不得已必須在軟弱地盤或地盤不穩定處興建結構體時，則須依據結構體特性與地盤條件尋求最適當的基礎工法，或地盤改良工法。
- 4) 池狀結構物耐震設計是根據「2.1 基礎的耐震計算法」和「2.5 池狀結構物的耐震計算法」。採用適當的結構形式和基礎形式。

2. 池狀結構物之構造須依下述各點檢驗。

- 1) 對於無自由水面之密閉式壓力水槽，應檢驗地震時動態水壓對於結構體的影響，並採取必要的措施。
- 2) 配水池有伸縮接頭者，應對其耐震壁加以檢驗。

3. 池狀結構物細部設計應符合下列各點。

- 1) 結構形式單純且無明顯斷面變化，且角隅部應做大角度設計。
- 2) 用於吸收溫度應變或地震變位之伸縮接頭，屬於結構上的弱點，應加以檢討。
- 3) 混凝土與鋼筋的使用均應依照「土木學會混凝土標準示方書」設計與施工，以符合水密性和強度的需求。
- 4) 若有必要，應對表面施做耐腐蝕及防水處理。

4. 池狀結構物附屬配管及其他各項設備。

- 1) 制水閥與其他附屬結構體，均應設置於底版。

- 2) 所有配管及其他設備，須與結構體密切結合，以避免發生破損或脫離。
- 3) 結構體中埋設之管線與地中埋設之管線連接部須設置伸縮可撓管。
- 4) 配水池出水管等主要管路的閥門，需有緊急關閉構造，必要時應裝設自動關閉閥。

【說明】

- 1.1) 池狀結構物包括沈砂池、混合池、膠凝池、沈澱池、過濾池、配水池和送、配水幫浦暗井等給水用水設備。

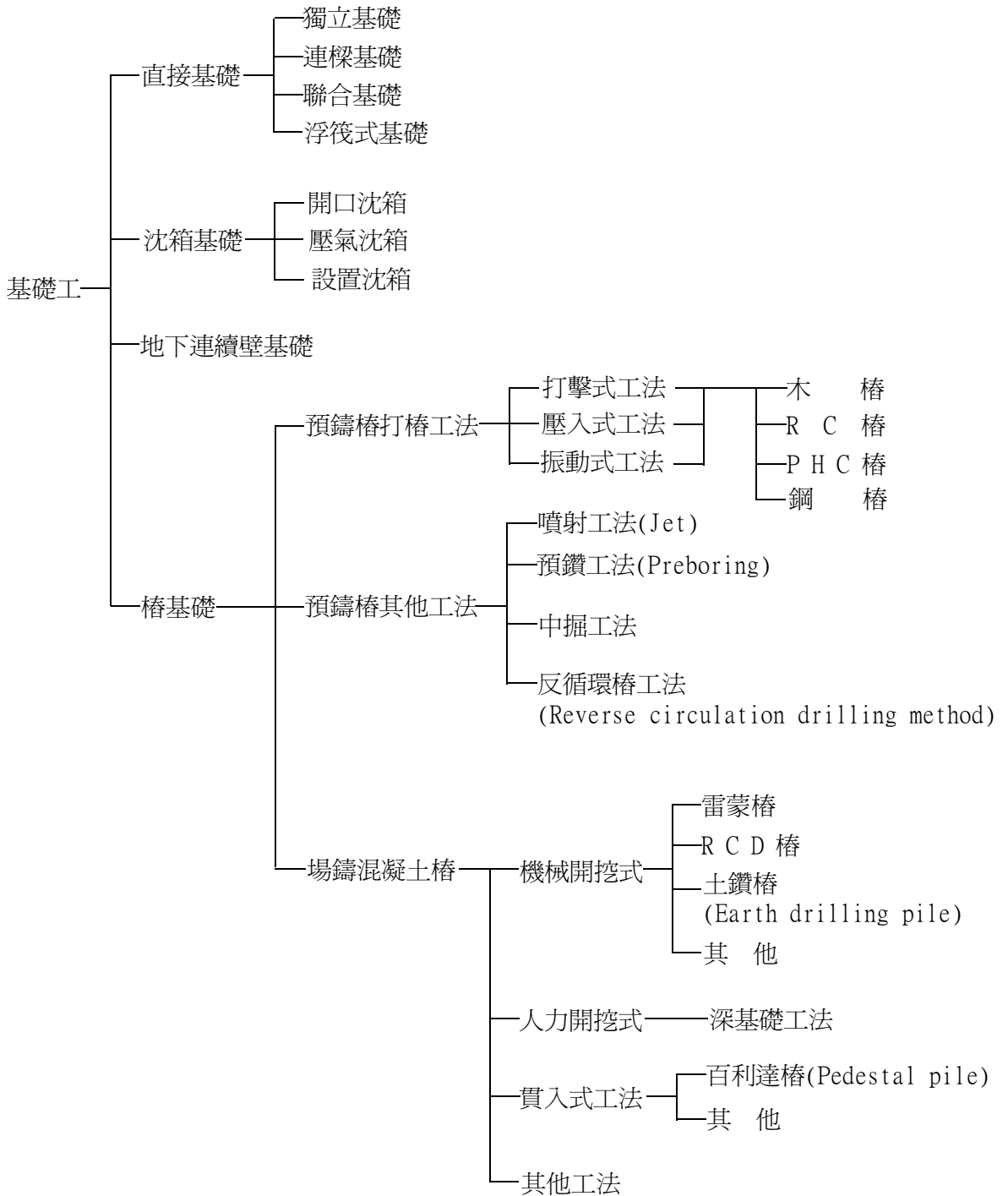
上述各項設備的基礎須座落於承载力與耐震性較佳的地盤上，以承受結構體的垂直荷重、水平荷重和扭轉力矩。

坡腳、坡肩、地層變化處、軟弱地盤、回填地、邊坡等場址，在地震時，因其變形量大，變動情況複雜，可能會引起不均勻沈陷、側向流動或崩坍等危險。

地下水位高的砂質地盤或回填地，在地震時亦有發生液化之可能性，而導致承载力顯著降低，使較重的結構體下沉，較輕的結構體上浮，而對結構體造成功能上的損害，兵庫縣（日本）南部地震（即阪神大地震）即是明顯的例子。發生液化可能性高的場址應儘量避開，若不得已無法避開，則須選擇適當的基礎施工法或進行地盤改良。

- 1.2) 根據「1.4 地質調查、地盤位移與應變」進行地質調查。
- 1.3) 根據「2.1 基礎的耐震計算法」做基礎設計。

表-3.4.1 基礎的種類



1.4) 根據

(1) 池狀結構物大多以鋼筋混凝土構築，因剛度較大，故以震度法做耐震設計。若結構體大部分沈埋於地面下，因考慮地震時周圍地盤相對變位量，故採用反應變位法，有關反應變位法詳細內容，可參考建設省土木研究所「大規模地下結構物的耐震設計法・(案)」(平成 4 年 3 月)。

另外，規模較大之重要結構體如階梯式淨水場，必要時需以動態分析法檢驗其安全性，並依據規範進行耐震計算。根據「2.5 池狀結構物的耐震計算法」規定計算。

(2)以震度法做耐震設計，須考慮荷重因素與組合如表 3.4.2，3.4.3 所示，以推算結構體各部位材料在不同情況下所需之最大斷面應力及鋼筋混凝土強度。表中所舉的例子適用於一般場合，如有特定情況，則需要特殊之檢驗。

如施工時遇到壁體向內移動時，則必須在結構計算中加上回填時土壓力作用利用摩擦樁可降低浮力或上揚壓力的影響。而地震時亦須注意慣性力的產生。

表-3.4.2 池狀結構物的荷重要素

區分	平常時	地震時
A	1. 上部荷重 2. 自重 3. 外壓 (土壓、水壓、浮力、上揚力) 4. 內壓 (水壓)	1. 同左 2. 同左 3. 外壓 (地震時土壓、水壓、浮力上揚力) 4. 內壓 (地震時水壓) 5. 地震時慣性力
B	風荷重 溫度變化的影響 積雪荷重	同左 同左

注) 必要時應加以考慮 B 欄的荷重。

表-3.4.3 池狀結構物的荷重組合舉例

	平常時	地震時
1.池內滿水時+外壓	1, 2, 3, 4	1, 2, 3, 4, 5
2.池內無水+外壓	1, 2, 3	1, 2, 3, 5
3.池內滿水時	1, 2, 4	1, 2, 4, 5

注) 1) 表內數字為，表 3.4.2 各式作用力代號。

2) 表 3.4.2 B 欄的荷重在必要時應予以加入荷重計算。

3) 將一池分為二池之池狀結構體若無設置伸縮接頭，則應對一池滿水，一池無水之情況加以檢驗。

4) 一般情況，各部位材料強度大多會變小。

2.1) 通常池狀結構物因為有自由水面，故矩形水槽壁面受地震產生水壓作用，一般以 Westergard 動態水壓計算法計算。而階層式沈澱池的最下層，因為無自由水面，一密閉式壓力水槽，其鉛直方向的流動受到縛束，故產生較大之動態水壓，對其水平與鉛直方向動態水壓均應深入探討。依目前的理論計算密閉長方形壓力水槽之動態水壓，隨池的跨度變大而呈線性增加。

其對策如圖-3.4.1 所示，階層式沈澱池的下段藉由隔間引導水流，來降低動態水壓，使匯合水流較穩定。再者，如圖-3.4.2 所示，沈澱池上段側壁利用雙層式之方式，使下層之水與大氣能夠接觸以緩和動態水壓。

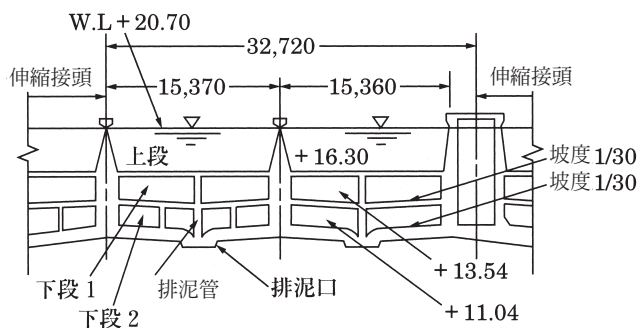


圖-3.4.1 三階層沈澱池 (東京都水道局朝霞淨水場)

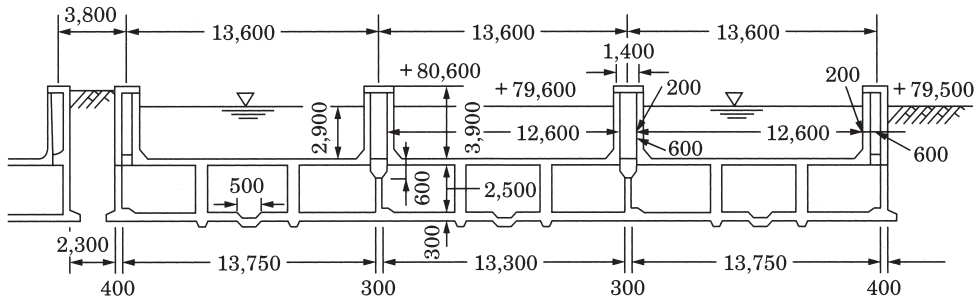


圖-3.4.2 二階層沈澱池（東京都水道局長澤淨水場）

2.2) 一般配水池多為有蓋結構物，其上部以土覆蓋。故地震作用於覆蓋處將承受較大的水平力。

無伸縮接頭的長方形配水池，一般設置抵抗中小規模地震之耐震壁，其水平剪力自兩側傳遞至底版。而有伸縮接頭之長方形配水池，其側面為開放之箱形構造。伸縮接頭若僅設計在水平單方向，則易因水平力形成扭曲作用，故亦應設置垂直方向之伸縮接頭，尤其在覆土壓力大的配水池，更可達耐震壁的效果。

設置方法是將伸縮接頭設置在側柱與 L 形或是 T 形耐震壁之間。若伸縮接頭兩兩十分靠近，則可將伸縮接頭以整座耐震壁替代或混合使用兩種配置方法。

而且，可將一部分的整流壁加以設計而作為耐震壁之用。壁式結構計算雖然簡單，但由於其構造容易彎折，故常增大斷面以抗地震作用，但卻造成儲水量的減少。既有的混凝土配水池之耐震壁設計，可按照「鋼筋混凝土建築物耐震修改設計指針」（日本建築防災協會）加以設計。

耐震壁的細部設計，以「混凝土標準示方書」為設計標準。

(1) 耐震壁承受槽內水平荷重，其設計以極限狀態及耐震設計篇做為設計。

(2) 耐震壁之樑柱應做結構分析。(圖-3.4.3 (耐震壁) 參考)

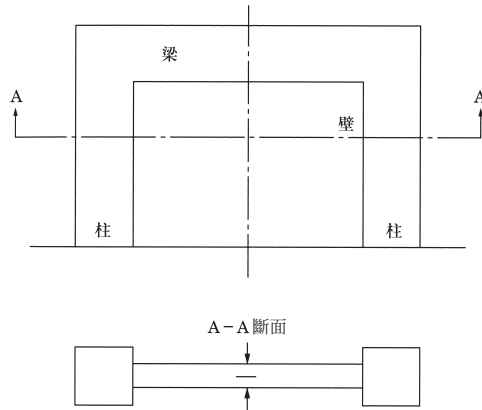


圖-3.4.3 耐震壁

耐震壁的耐震性能應與壁體內所用之管、線材一併考量。耐震性能的評估包含側柱與耐震壁相對剛性，荷重傳達機制，是否使用適合之型式，以及破壞時能否控制於特定部位。此模式係包含抵抗彎曲之側柱或抵抗剪力之壁柱。(圖-3.4.4 參考)

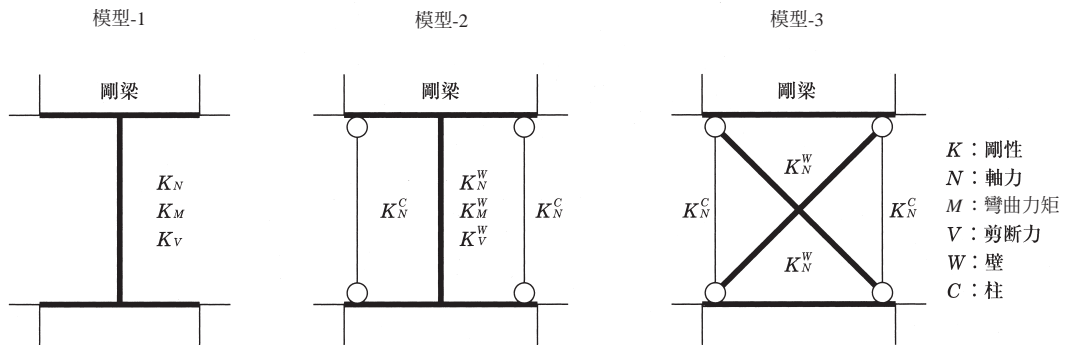


圖-3.4.4 附帶框架耐震壁之構件模型

詳細的計算法可參考「大規模地下結構物耐震設計法·(案)」(建設省土木研究所平成4年3月)。

耐震壁構造細節如「混凝土標準示方書」所規定。

- (1) 壁體厚度需在 20cm 以上。
- (2) 直交方向的鋼筋在任一方向原則上配置鋼筋比 1/2 以上。
- (3) 鋼筋量少的方向其鋼筋比需在 0.2% 以上，各方向亦需配置 2 層以

上之鋼筋。

地震發生時，側壁、耐震壁與柱可承受剪力，其水平方向的配筋和箍筋可承受斜張力。另外，底版、床版等一體成形之結構體，在開口處，其抗剪強度會降低，因此需限制最小抗剪強度。耐震壁開口部安全性以武藤清所提方法評估之。

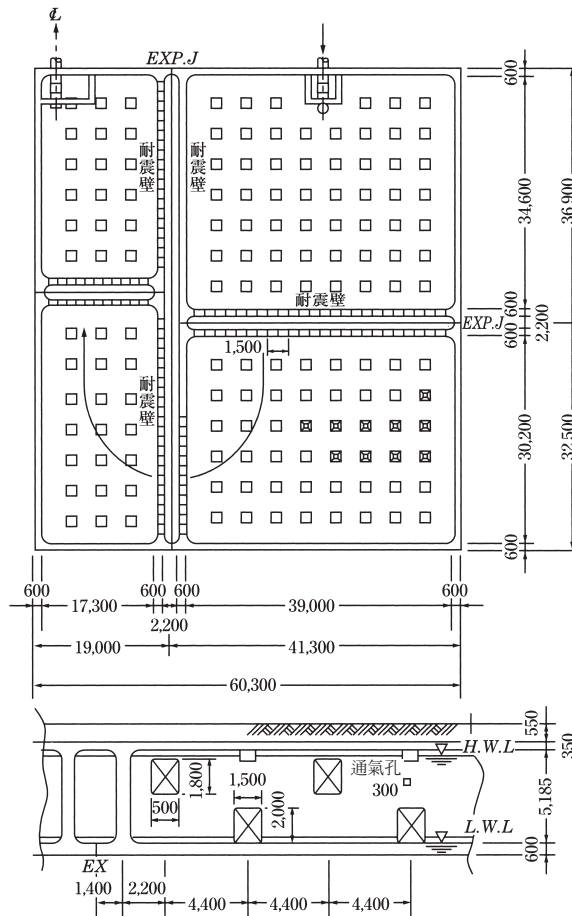


圖-3.4.5 耐震壁設置圖（廣島市水道局高陽配水池）

設置方法如圖-3.4.5（廣島市水道局高陽配水池-1979年版），圖-3.4.6（千葉縣柏井淨水場配水池-1979年版）所示。圖-3.4.5 為一層配水池，耐震壁上開口以供排水的例子。圖-3.4.6 為一層配水池，水流在伸縮接頭及無障礙耐震壁中流動的例子。

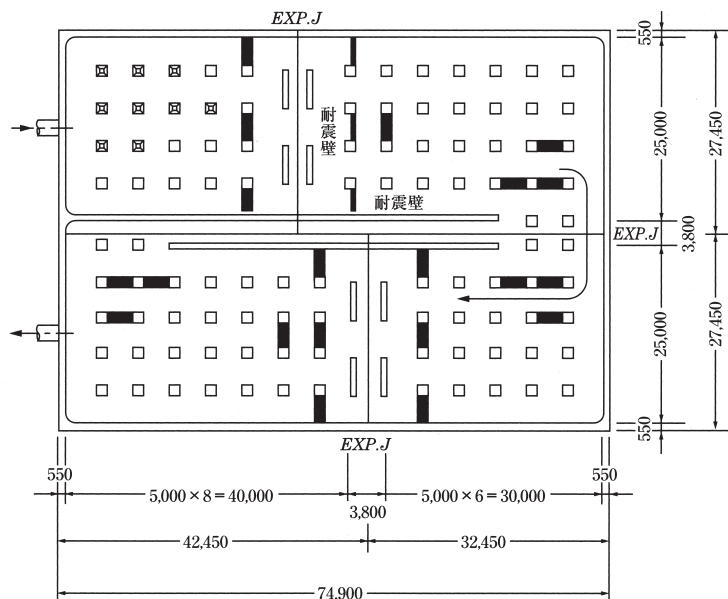


圖-3.4.6 耐震壁設置圖（千葉縣柏井淨水場配水池）

- 3.1) 連續梁與柱交接處，柱與基腳交接處，以及樓版與牆壁接合部等斷面變化處，易產生應力集中，另外結構體之彎曲彎折部，亦為應力集中之處，需要加以補強。
- 3.2) 伸縮接頭的安裝需配合灌築混凝土之施工步驟，以防止混凝土因乾縮龜裂、或溫度變化產生與伸縮接頭接合處的應力集中。在結構較弱的部份，地震時容易產生相對變位而吸收地震能量，然而儲水結構水密性需求較高，因此除結構體必須設置在堅固基礎之外，水槽內應盡量避免裝設伸縮接頭。

通常，每隔 20~30m 設置伸縮接頭，此間隔長度目的是為了使膨脹性水泥充分與伸縮接頭密接。

若地盤沈陷不均勻，則可加大接頭處斷面，並將兩個結構體以不銹鋼棒作防脫插銷連接，如圖-3.4.7。

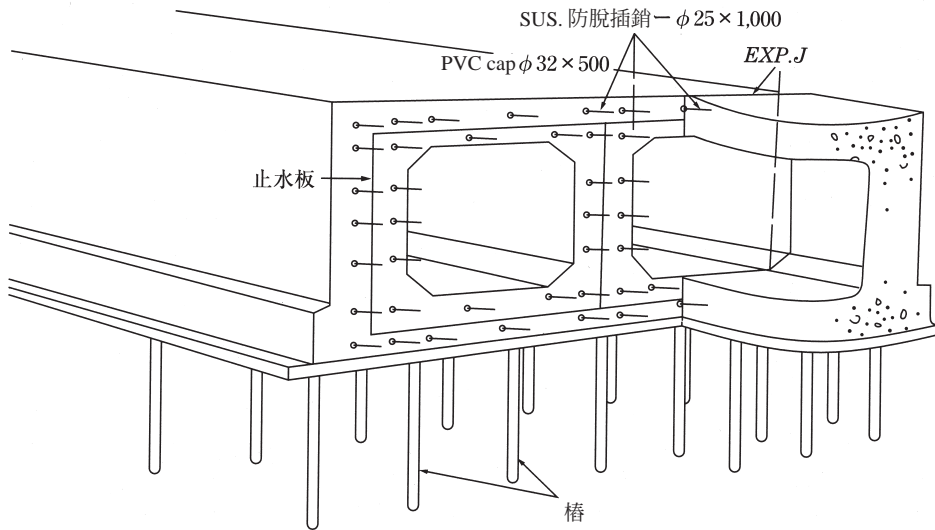


圖-3.4.7 取水渠（廣島市水道局高陽配水池）

3.3) 池狀結構物可利用「混凝土標準示方書」作為設計基準，如果內部混凝土龜裂而導致漏水或滲水，甚至與外界接觸，除衛生上堪慮外，鋼筋的腐蝕會使結構體強度降低，而基礎地盤亦可能變得軟弱，而導致使埋設管連接處發生差異沈陷。這些狀況都不利耐震，所以施工時應謹慎。

特別是大規模池狀結構物的側壁部份，（一般混凝土結構物）由於其混凝土壁比較厚實，水化熱造成裂縫的可能性相當高，因此需對混凝土材料與配比加以選擇、並設置抑制裂縫的鋼筋、以及控制裂縫發生位置等，如果在裂縫控制處之側壁中心放入止水板，則其止水性也會提高，裂縫控制處多半以吸收張應力為主，使得張應力在其他部份產生裂縫機率相對降低。

「混凝土標準示方書」指出，微裂縫發生應限制在特定處，並以裂縫指數計算，是否合乎設計要求。因此，裂縫控制處的設置如圖-3.4.8（控制處細部圖（神奈川縣內域水道企業小雀調整池））所示。

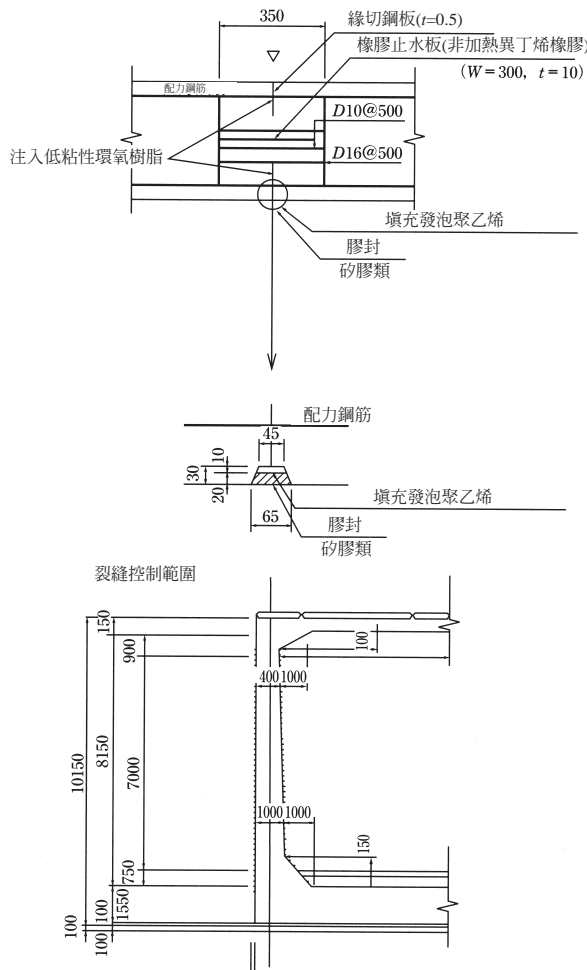


圖-3.4.8 裂縫控制處施工案例

鋼筋搭接的位置與方向對結構物強度的影響很大，搭接通常設在剪力較小處，例如設置在垂直於混凝土承受壓力之方向。而為考慮樑柱接合處混凝土收縮沈降問題，因此設置鋼筋搭接。更因搭接有材料腐蝕問題，故在腐蝕性物質易滲透處不宜設置。

另外，水道設施的混凝土結構物水密性要求較高，所以要避免裂縫產生，主要需降低巨積混凝土水化熱，以增加其氣密性及水密性。為改善施工性，混凝土可添加高流動化藥劑。使用高流動化藥劑時，稠度增大，使顆粒間較易分離。但須注意澆築時粒料析離及空氣量減少等現象產生。高流動性混凝土的施工品質需達未加高流動化藥劑前

的強度，因此高流動性混凝土品質管制需有嚴格的檢驗。

池狀結構物的內壁易受鹽酸鋁等藥品侵蝕，為預防腐蝕至鋼筋，其混凝土覆蓋厚度最好在 10cm 以上，而內壁面的防水措施也最好能達 $5\sim 10\text{cm}$

(示方書「9.2 被覆」解說)

其他主要事項依據「混凝土標準示方書平成8年版」，其內容如下所示。

(1) 樑和柱，樓版和壁等單體結構物，必須進行分析。

(示方書「12.3.1 一般剛性」)

(2) 角隅部，必須選取特定點作分析。

(示方書「12.3.3 構造細目」)

(3) 角隅部搭接需考慮鋼筋配置問題。

(示方書「12.3.3 構造細目」)

(4) 柱與樑接合部附近，鋼筋需加密配置。

(示方書「12.3.3 構造細目」)

(5) 所謂鋼筋的間隙是指抗拉鋼筋之間混凝土能流動的最小距離。樑、柱等結構施工條件相異乃為確保施工品質之故。

(示方書「9.3 鐵筋的空隙」)

(6) 若斷面之軸方向鋼筋量急遽變化，且在距兩端最遠處，則此處結構易因斷面變化劇烈而破壞。因此鋼筋量最好作逐步的增減。

(示方書「9.5.3 鐵筋的定著長算定位置」解說)

(7) 沿結構的角隅部鋼筋外側，其彎曲內半徑至少要為鋼筋直徑的10倍以上。

(示方書「9.4.5 其他的鐵筋」)

(8) 結構角隅部內側，因抗拉鋼筋受力作用，導致內側混凝土有受拉掉落之虞，故需配置斜筋。

(示方書「9.4.5 其他的鐵筋」)

- (9) 若結構斷面為長寬大於 1 m 之大型斷面，則箍筋可能會因彎曲而外露，因此為了束制混凝土與防止軸方向鋼筋挫屈，原則需配置中間帶筋。

(示方書「9.4.4 中間鐵筋」解說)

- (10) 鋼筋接合處應避免應力過於集中，而同一斷面鋼筋最好均勻分佈。

(示方書「9.6 鋼筋的接頭」解說)

- (11) 混凝土結構物角隅處最易受凍害，故取一斜面避免積雪以防止混凝土結構損傷。特別在寒冷地區或氣象變化劇烈處，最好設置大角度斜面。

(示方書「9.7 面取」解說)

- (12) 收縮和溫度變化易造成混凝土面開裂，因此接近混凝土外露表面，需配置抗縮鋼筋。

(示方書「9.8 露出面的用心鐵筋」)

- (13) 樓版與牆壁開口處周圍，因應力集中或其他理由，應以配置斜鋼筋補強。

(示方書「9.10 開口部周邊的補強」)

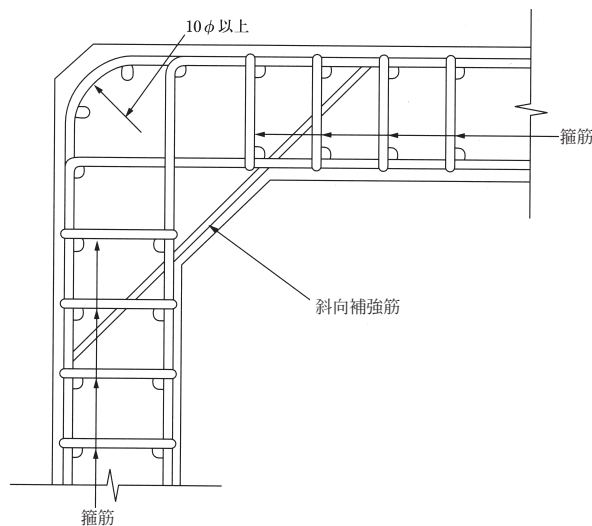


圖-3.4.9 束框角隅處之鋼筋配置圖

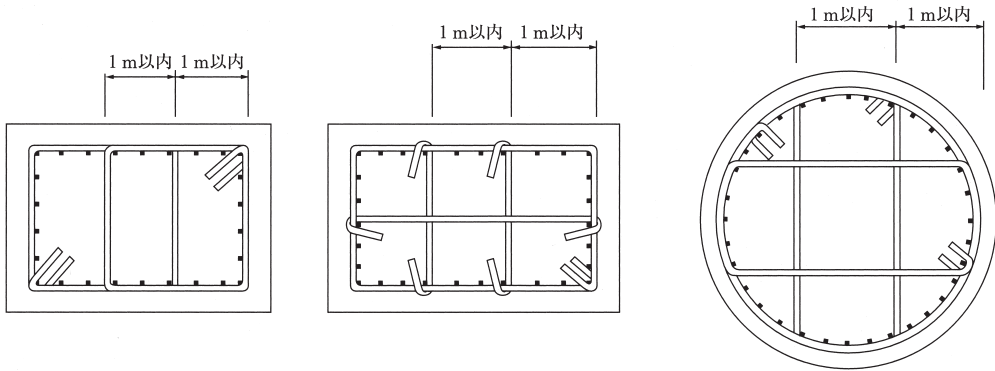


圖-3.4.10 在大型斷面箍筋、肋筋、螺筋之配置圖

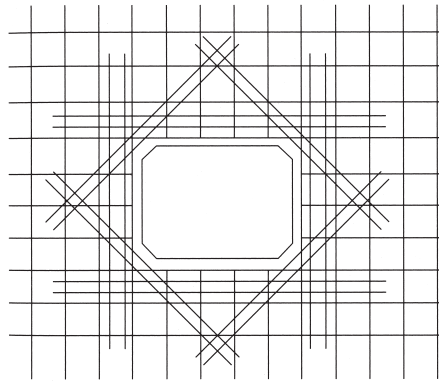


圖-3.4.11 開口處附近之鋼筋配置圖

3.4) 爲了防止混凝土表面遭受鹽酸、硫酸鋁、臭氧和苛性鹼等藥劑侵蝕，並防止滲漏。混凝土表面應給予適當處理，如混凝土水道之水槽表面依防水工法使用樹脂塗佈，而使用合成樹脂或是防腐蝕水泥砂漿塗佈前，應針對地下處理、濕氣等施工條件做妥善考量，或進行現場試驗，藉以選定適當的塗料。

而底版側壁由於較爲乾燥，易產生膨脹而使塗佈失效，因此需仔細施工。最近正開發浸潤狀態的急速施工法，由於塗料是以薄膜塗佈，故當塗料經長時間浸泡後，需注意因乾燥而剝離的現象。

4.1) 附屬在結構體上的制水閥，由於地震時管線可能破裂，爲防止水由結構體流出，且考慮修復時效，應使其在地震時與結構體擺動一致。所以將其設置在結構體之底版上，或使其與基礎、底版成爲一體之構造。

又，結構物壁體貫通部分之配管材與其周邊配筋需依規定焊接，並作防蝕措施。此法可在澆築混凝土時，用來固定止水管。圖-3.4.12 設置例表示。

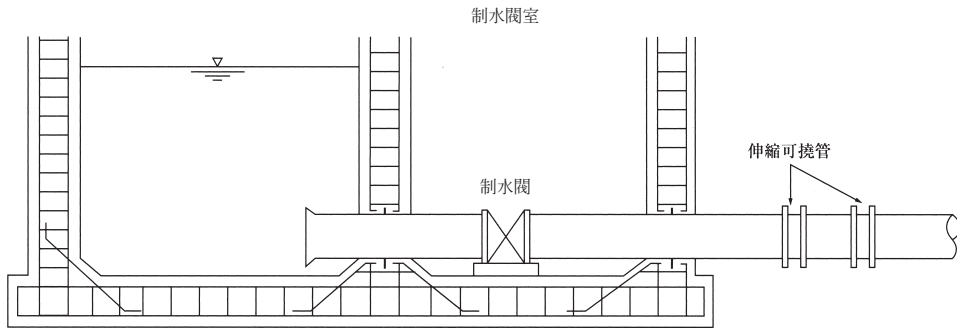


圖-3.4.12 結構物附屬閥及配管設置圖

- 4.2) 池內各式設備須根據「3.4.6 淨水場的各种機械設備」。
- 4.3) 結構體一般均建築在穩固地盤或承载力好的基礎上，而後繼續埋設管線，若埋設區為回填地或軟弱地盤，則這些管線部分會發生差異沈陷，或在地震時有相對變位的產生，為了讓管線能承受且吸收這些變位，故原則上儘可能以接近結構體處設置性能佳的伸縮可撓管。詳細內容可參考「水道設設施計指南」之「7.5.6 伸縮接頭」。
- 4.4) 緊急遮斷閥須根據「3.4.4 緊急關閉設備」。

3.4.2 配水塔

配水塔耐震設計，須考慮以下各項：

1. 基礎地盤與基礎構造應參考「2.1 基礎的耐震計算法」進行之。
2. 結構材料方面，原則上使用鋼筋混凝土結構、預力混凝土結構及鋼結構，且應有足夠之安全性與水密性。
3. 耐震計算參照「2.6 地上水槽的耐震計算法」之規定進行。
4. 配水塔附屬之直立管，須在側壁、支柱等處加以束制，而在側壁及底版之進、出水管接頭，應裝設伸縮可撓管，以充分吸收地震時的變位。
5. 配水塔上部通常留有適當之出水高度，以因應地震時水面晃動所造

成之溢流或衝擊槽頂等問題。
 6.配水塔應設有緊急制水閥等緊急遮斷設備。

【說明】

1. 一般而言配水塔深度較大且能貯存較多之水量，但由於塔基設置於地面上，故其受地震之影響亦大。因此，有必要對興建地點之地形及地質詳加調查，可參照「1.4 地質調查、地盤位移與應變」進行之。另外，基礎結構設計可依據「2.1 基礎的耐震計算法」及日本建築學會「建築基礎構造設計指針」規定進行之。

配水塔以水頭差的方式而達到配水目的，所以多在高山或山腰等地區建造，因此對於配水塔位址周邊地盤地質調查，以及地震時地盤穩定性檢驗就特別重要，必要時可設置堅固的護堤。

基礎設計，應依據地質調查結果，以決定採用樁基礎或沈箱基礎等結構，如地盤地質良好而採獨立基礎時，則應採用較大之埋置深度。

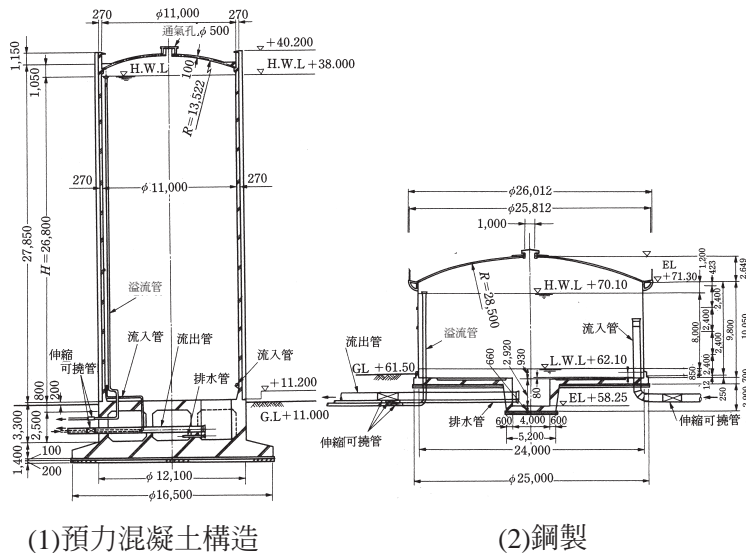


圖-3.4.13 配水塔構造例（水道設設施計指針同解説，1990）

2. 配水塔等設置於地上之儲水槽結構，在地震時由於結構體慣性力增加，以及內部貯留水造成之動態水壓或晃動壓力的影響，導致結構承受強大的地震力。所以，應使用高強度材料以達到安全性和水密性的要求，一般以鋼筋混凝土結構、預力混凝土結構及鋼結構為構築材料。

至於結構形狀，以構造簡單為宜，一般多為圓筒形，以抵抗水壓及風壓。其他構造形狀亦可視情況採用，但原則以簡單安全的斷面設計，並經結構分析確認其安全性。

設計施工方面可參考日本土木學會「混凝土標準示方書」、日本水道協會「水道用水槽標準示方書」、日本建築學會「水槽構造設計指針同解說」、JIS B 8501「鋼製石油貯存槽的構造（全焊接製）」以及日本水道鋼管協會「WSP 048-95 鋼製配水池技術指針」等規範之規定。

1) 鋼筋混凝土結構

鋼筋混凝土結構以圓筒形（或是矩形）側壁與底版構成槽身，而穹頂以圓形為佳。

圓筒形之儲水槽，較能承受作用於槽身圓周方向的水壓，以及地震時慣性力、動態水壓及晃動壓力等反復荷重所造成之張應力。

另外，伸縮接頭的設置，旨在消除混凝土乾燥、硬化收縮及溫度應力所產生之裂縫。因此，設計時應參考「混凝土標準示方書」，將主筋、配力筋及副筋作適切配置。

在施工階段，需留意混凝土澆築品質，並訂定打設一次混凝土的高度。接合部份須謹慎處理，並使用防水砂漿以達到良好之防水效果。

在水槽內面，為了防止漏水及氯化物腐蝕問題，應使用耐氯樹脂塗料進行防水處理。特別需注意地面下混凝土的部份。

2) 預力混凝土結構

預力混凝土結構的配水塔，特點是圓筒形槽身、圓形穹頂，一般多使用預鑄版。

預力混凝土之水槽結構物是在圓周方向配置預力鋼線承受水壓張力，縱向則將鋼棒施以預力來抵抗垂直向彎曲力矩。

預力鋼線的施力方式，是在水槽圓周外 4~8 等分處設置固定柱，將鋼線以圓周方向捲繞之方法施工。

設計上，可參考「預力混凝土標準示方書」相關規定。

對於預力鋼線、鋼棒及混凝土所施預力與其配置間隔是否適切應進行檢討，固定裝置亦須確保達到所須之張力，且不可對預力鋼線造成傷害。

關於結構分析方面，可依據表-3.4.3 之各式荷重組合進行。施預力前、施預力時及水槽放空時之應力均需加以檢討。

在設計方面， 1.0 MPa (10.2 kgf/cm^2) 程度的殘留壓縮應力不得產生張應力，因此施工時須在抗拉鋼筋及副筋之間作適當的配置，以調和施工應力與地震應力。

側壁和底版接合，有固定支承、鉸支承及自由支承等方法，支承邊界條件的不同會造成設計應力相當大的差異，若實際施工條件與設計之邊界條件不同，則應重新以實際狀況作設計分析。此外，因地震造成錯動或漏水導致結構問題，須慎重檢討。

在施工上，混凝土品質管理、預力鋼材配置與預力施加等方面的管理至為重要，因此最好選擇有經驗、有信用之營造業者進行施工。

預力鋼材施預力後，應儘速將薄漿灌入套管，對於預力鋼線外周捲繞工法，在鋼線外需有足夠保護層以防止銹蝕發生。

關於水槽內面防止氯化物侵蝕塗裝，可依據「3.4.1 池狀結構物」規定進行之。此外，必須確保混凝土覆蓋層厚度能提供足夠的鋼筋握裹力。

3) 鋼結構

鋼製配水塔依力學特性，一般多製為圓筒形，底版則用平版鋼，槽頂用圓形穹頂，採用全焊接方式製造。

鋼製水槽常採用直接基礎或是樁基礎，必要時得進行地盤改良以減少基礎沉陷過大或不均勻沉陷。

以上部結構與基礎接合而言，鋼製水槽之側壁下部最好與鋼筋混凝土基礎作為一體設計。

鋼製水槽設計可參考日本建築學會「容器構造設計指針」，JIS B 85.1「鋼製石油槽構造(全焊接製)」和日本水道鋼管協會「WSP 048-93 鋼製配水池技術指針」等規範。

此外，基礎與鋼製底版間以及底版內部須作好防腐蝕處理，或直接澆築混凝土底層可達良好防蝕效果。

在焊接時，焊接處、施工順序的安排須使焊接殘留應力達最小，並進行非破壞檢測（如 X 光、超音波、磁粉、浸透探傷、真空試驗）以確認品質。

鋼製水槽材質強度較大，且水密性佳，但必須預防腐蝕發生，故水槽內部可塗佈液狀環氧樹脂等耐鹼性的材料，外部則採耐候性之塗裝，並進行定期的塗裝保養。特別在與基礎接合部分及埋入土中的部分，更應注意樹脂塗料使用方法。

另外最近亦發展出耐候性鋼材及耐候性表面處理材料。

- 3.關於配水塔等地上水槽結構物之耐震計算方法（可參考「2.6 地上水槽耐震計算法」），水道設施，自然周期大多較短，一般採用震度法即可，必要可進行動態分析檢核。

有自由水面之水槽，在地震時會引起水面晃動，此晃動壓力可能導致側版挫屈、衝擊槽頂之可能，對於大規模的水道設施，需檢討水面晃動的影響。（參考「1.6.2 水面晃動」）

對於特殊形狀結構物，可參考「2.6 地上水槽耐震計算法」所述之動態分析法，有必要進行安全性檢測。

表-3.4.4 荷重組合表

	一般地區	積雪地區
平時	$G + P + F + T$	$G + P + F + S + T$
地震時	$G + P + F + K + T$	$G + P + F + K + S + T$
暴風時	$G + P + W + T$	$G + P + W + S + T$
	$G + P + F + W + T$	$G + P + F + W + S + T$
積雪時	$G + P + F + S + T$	$G + P + F + S + T$

配水塔等地上水槽設計，其應力計算應依據表-3.4.4 荷重組合，且各應力應在容許應力值之內。

除此之外，地下部分應加上土壓應力 D 。

本表中 G 、 P 、 F 等符號，代表各個載重所產生之軸向應力、彎曲應力或剪切應力。

表中各符號意義如下：

G ：水槽自重與附屬物重量所產生之應力

P ：活載重所產生之應力

F ：水壓力所產生之應力

K ：地震力所產生之應力

S ：積雪荷重所產生之應力

T ：溫度變化所產生之應力

W ：風壓力所產生之應力

2) 關於地震時荷重

(1) 地震時結構物應力分析除平時應力外，應檢討以下因地震力所產生之應力。

a. 結構體自重與附屬物重量之慣性力

b. 活載重（多雪地區應包含積雪荷重）之慣性力

c. 地震時動態水壓

d. 水面晃動壓力（作為檢驗槽頂構造之用，而對結構體的影響則另外檢討）

(2) 關於地震時側壁下端應力、地盤承载力、傾倒與滑動等安全性檢測，除靜載重外，對於下列地震力應加以檢核。

a. 構造體自重與附屬物重量之慣性力

b. 活載重（多雪地區應包含積雪荷重）之慣性力

c. 固定水體所產生之慣性力（或是動態水壓）

d. 水面晃動壓力

3) 關於動態分析

水道設施之配水塔等地上水槽結構物，其形狀多是簡單圓筒形等，自然振動周期也較短，故無特別必要進行動態分析。

但是地震力為動態荷重，受到結構體質量、剛性與阻尼等性質影響，加上地震波速度、週期、波形及在發生時間不同而有不同的反應，以靜態荷重作解析常有極大差異。另外，水槽水體在地震時可能與結構體合為一體的固定水體，或自由振動之自由水體，分析時需注意。

對於特殊形狀結構物，動態分析所得到的結果，在安全性評估方面較具意義。特別是高的結構物以及多層式配水塔等，安全性評估仍以動態分析較佳。但動態分析方法，依解析模式、結構物參數、地震外力選定與計算法等不同而產生不同的結果。因此，對於分析結果的評估需要豐富的知識與經驗。

4. 由於地震時慣性力與動態水壓，水槽內直立管恐有損毀之虞，須在側壁或是支柱處予以固定。至於大口徑管體對於側壁影響甚大，應設置獨立堅固的支柱固定支持。

與水槽連接之進水管、出水管等在水槽之裝置處，須裝設伸縮及可撓管，以吸收結構物間不均勻沈陷以及地震時振動。

5. 水槽內蓄水，因地震而引起水體晃動，致使水面上升。而且地震波在長週期的情況下，易與水面晃動週期發生共振。水體的晃動引起的水面上升可能衝擊槽頂而造成破壞或引起溢流。

因此，為考慮水面晃動造成的水面上升，宜採取較高之出水高度。

若無法採取較高之出水高度，則應安裝溢流導引的裝置或加強固定槽頂與側壁以抵抗地震力破壞。

水面上升的高度可參考「1.6.2 水面晃動」內容。

6. 關於震災時應急用水保存方面，應避免地震時管線破壞，而使貯存水流出造成二次災害，故有必要將進水管作成吊落式或是裝設逆止閥。在出水管可考慮裝設緊急遮斷閥。另外也有採用吸氣裝置的案例，如圖-3.4.14 所示。

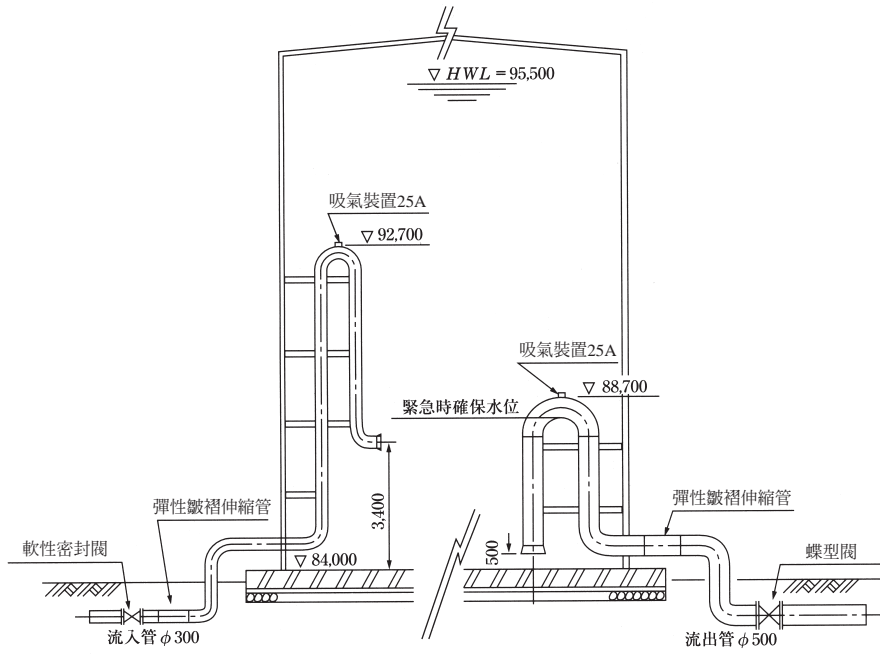


圖-3.4.14 吸氣裝置使用例 (橫濱市水道局富岡貯水槽)

3.4.3 高架水塔

高架水塔在耐震設計上，需考慮以下幾項規定：

- 1.基礎地盤與基礎結構相關事宜參考「2.1 基礎耐震計算法」之規定。
- 2.結構方面，需具備良好的安全性與水密性，一般材料以鋼筋混凝土結構、預力混凝土結構與鋼結構為原則，且須能確實承受地震力及風壓力等作用。
- 3.高架水塔耐震設計需參考「2.6 地上水槽耐震設計法」。
- 4.附屬之直立管，應採用高強度管，接近地表的部份應設置伸縮可撓管，以容許伸縮撓曲的現象。
- 5.水槽及管路開口處，需特別注意其耐震性。
- 6.高架水塔，必要時應設置緊急遮斷設備。

【說明】

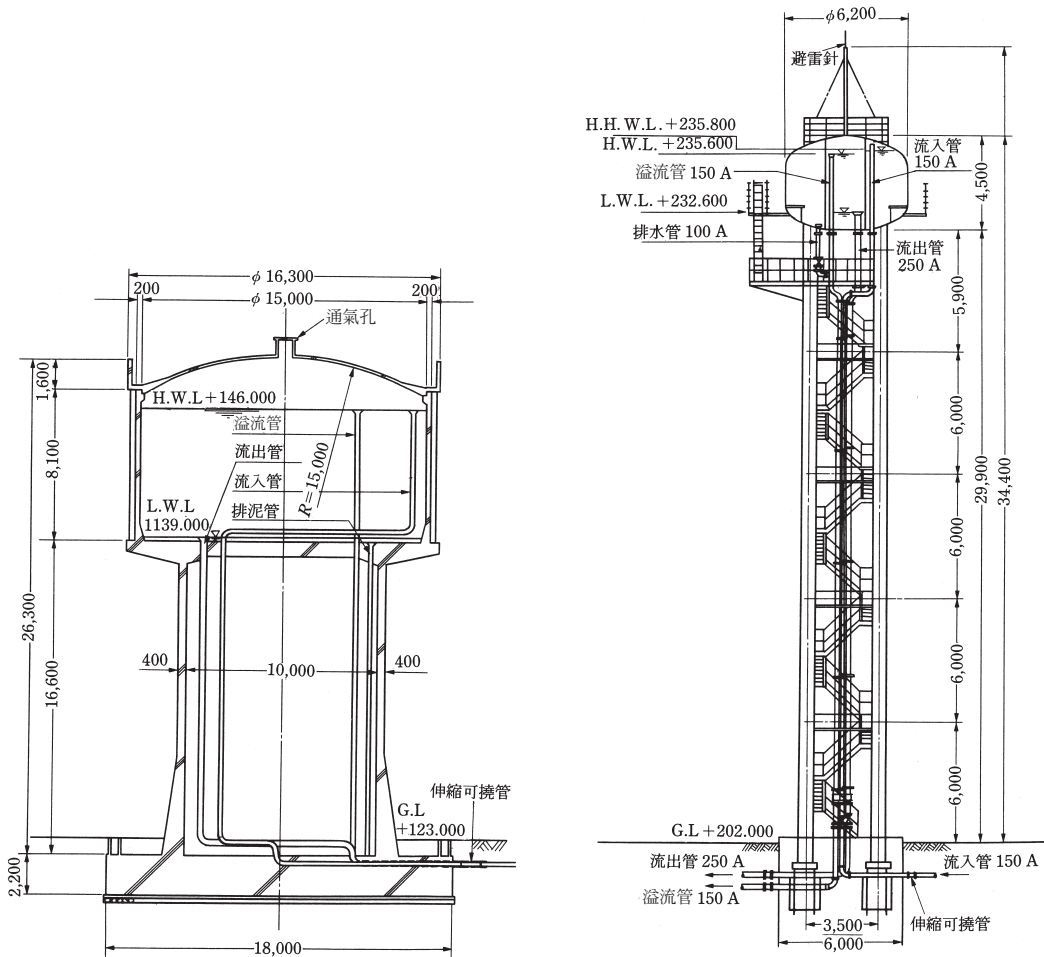
- 1.高架水塔為荷重集中在頂部的結構，其基礎地盤優劣對於上部結構影響甚大，因此完善的地質調查與耐震因應措施至為重要，此部份可參考「1.4 地質調查、地盤位移與應變」以及「2.1 基礎耐震計算法」的規定來實行。

基礎支撐整體結構傳來之荷重，基礎不均勻沈陷將對上部結構應力分佈產生顯著的影響，因而有破壞的可能性。是故，基礎結構須將上部荷重確實傳遞至基礎地盤，且原則上應以堅固之鋼筋混凝土結構構築基礎，避免產生不均勻沈陷、上浮、傾倒或滑倒等情況發生。

基礎結構，須根據地質調查與多方比較，選擇樁基礎、沈箱基礎等穩固的形式。較良好的地盤可採行直接基礎的形式，但最好有足夠的埋置深度。若為獨立基腳可考慮改採地中梁連結成一體的基礎形式。

關於結構設計方面，宜參考建築學會「建築基礎結構設計指針」和「容器結構設計指針同解說」相關規定進行之。另外對於上浮、傾倒和

滑動的安全性檢討，不考慮基礎回填土之影響。



(1) 預力混凝土構造

(2) 鋼製

圖 3.4.15 高架水塔結構例 (水道設施設計指針·解說, 1990)

2. 關於水槽部份，可參考「3.4.2 配水塔」內容針對安全性與防水性加以考量，一般仍以鋼筋混凝土結構、預力混凝土結構或鋼結構為原則，一般而言，自重小、材質强度高、具韌性的鋼製品安全性較高。

形狀方面，除圓筒形之外，亦可採用球形、長方形等各種形狀，但是必須進行結構分析以確定安全性。

關於結構分析方面，側壁較厚者如鋼筋混凝土結構，應採用撓曲理論；側壁較薄者如鋼製等，則使用薄殼理論來分析。同時需檢驗滿水時、

空池與充水過程對壁體之影響。

如使用鋼筋混凝土結構，因水壓、溫度應力與地震力等會產生巨大的張應力，須遵照「混凝土標準仕様書」之規定，配置適當之主筋與箍筋。同時爲了增加握裹力，原則上須使用不同尺寸的鋼筋。

如使用預力混凝土結構，可參考「預力混凝土標準仕様書」之相關規定。

彎曲微裂縫極限狀態是指「彎曲力矩與軸方向力依照混凝土抗拉強度所界定之伸張應力極限狀態」，除水壓必定造成殘留壓縮應力外，溫度應力、地震時應力等亦爲造成伸張應力發生的因素，因此抗拉鋼筋配置必須與主筋及箍筋一併考慮。

至於依據薄殼理論分析之鋼製結構，應在形狀驟變處進行應力檢測，另外在角隅處及其他形狀急變處，則需增加鋼板厚度作爲補強。

在支架構造方面，爲維持水槽不致偏心，可以均等方式配置支撐，其上部荷重應考慮軸力、地震力、風壓力等水平力，原則上以鋼筋混凝土結構和鋼結構構築之。

在結構分析方面，上部荷重應檢討軸向應力，以及地震力、風壓力等造成彎曲應力與剪應力。柱結構、骨架結構須進行挫屈及扭力檢核。

結構形式方面，鋼筋混凝土結構，主要爲壁結構（圓筒結構）、剛構架及多柱結構等幾種。耐震性方面以壁結構、剛構架的安全性高。採多柱結構者，多於是中央部份設計成圓筒柱狀，可適度分擔地震力等水平力造成之剪斷應力。

鋼製結構包含使用型鋼或鋼管等材料。由於骨架結構及多柱結構之剛性較小，須進行挫屈、扭轉和變位檢測，可配合斜桿元件及張力桿元件加強其剛性。

斜桿元件、張力桿元件在柱體的接合處，由於集中應力易發生柱體挫屈，故此處柱結構應增加厚度，接合處亦應進行補強。另外，在斜桿元件與張力桿元件上，對於地震力等作用方向上應力變化，應進行影響性檢討。

水槽支架結構在地震時，易因受到頂部慣性力與動態水壓等水平力作用，故接合部份必須十分堅固。而且，水槽與支架剛性不同，尤其是水槽側版、底版直接支持時，應有作堅固補強或加厚，否則可能發生顯著的局部應力。

這部分應力檢討可依下式：

$$f_t^2 \geq \sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau_{xy}^2 \dots\dots\dots (3.4.1)$$

其中 f_t ：容許張應力 (P_a)

σ_x ， σ_y ：相互直交的垂直應力 (P_a)

τ_{xy} ：剪應力 (P_a)

設計與計算方面可參考建築學會「容器結構設計指針·同解說」之規定。

3.關於耐震計算方面，可參考「2.6 地上水槽耐震計算法」與「3.4.2 配水塔」規定進行。高度超過 8m 者，應依建築基準法進行耐震計算。其他建築基準法及相關規範，可依結構物適用性參考採行。

結構分析方面，應根據表 3.4.3 荷重組合進行之。

1)關於設計震度

高架水塔耐震計算用之設計震度，可採行「1.3 耐震設計之設計地震力」和「2.6 地上水槽耐震計算法」，依據結構物自然周期、興建地點、地質狀況、支架結構型式及其重要性決定之。

水塔屋頂之設置，可參考建築中心「結構計算指針·同解說」與空氣調和-衛生工學會「建築設備耐震設計指針·同解說」修正案(1996年)等，決定設計震度。

2)水平力作用方向

若高架水塔之支架結構因不同方向具有不同斷面時，應加以檢核地震力與風壓等水平力影響。

3)關於地震時安全性檢核

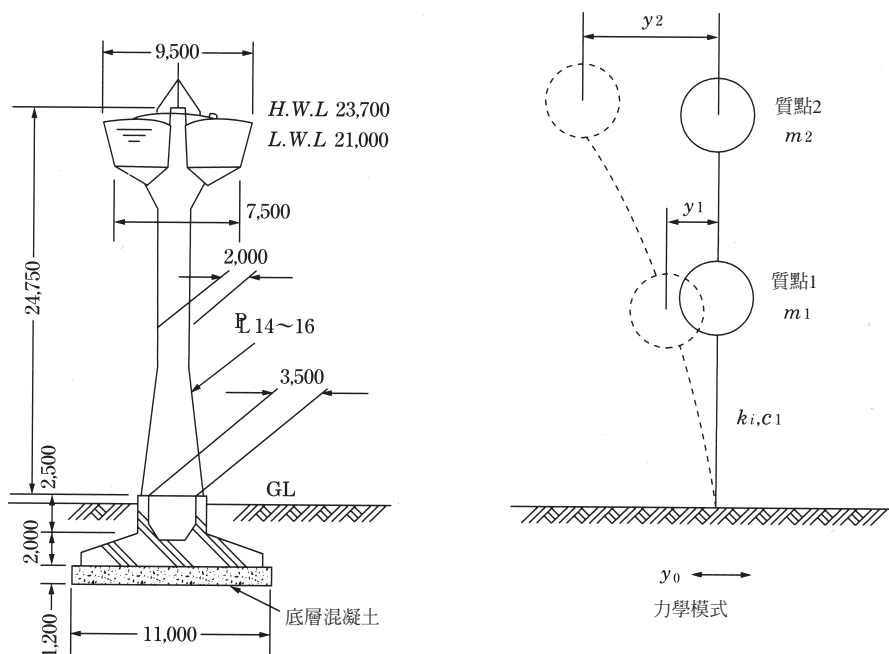


圖 3.4.16 高架水槽的動態分析模式

高架水塔，因為水槽部份質量大而支架結構之剛性小，相較其他結構物具較長之自然周期，因此分析時最好採用動態分析法。一般是採用反應變位法分析之，而較簡單的計算，是將固定水與結構體視為一體，並與自由水一起視為二質點模式，而自由水可在假想的框架中以自然振動週期運動，假設其剛性以求得解析解。動態分析法可參考「1.3.8 動態分析法之地震外力」。

若高架水塔與其他結構物過於接近時，地震時恐因大變位造成碰撞，故應保持適當之距離。

韌性之鋼管或是使用具有伸縮可撓性接頭的延性鑄鐵管。另外，大口徑管容易在地震時產生較大的慣性力，對於支架結構與水槽間接合處影響大，須進行檢核並加以補強。

5. 水槽側壁及底版與管路相接的開口部份，在地震時可能因振動特性不同而損壞，此部份應安裝可伸縮撓曲管。
6. 關於緊急遮斷設備設置，可參考「3.4.2 配水塔」相關規定。如圖-3.4.17所示。

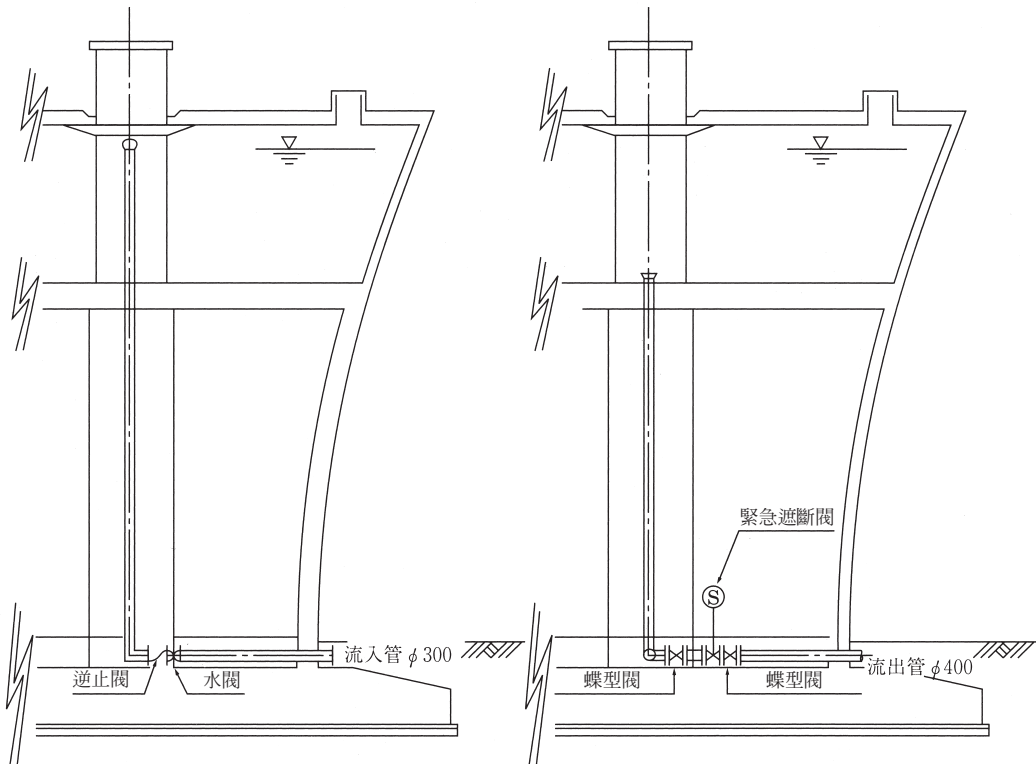


圖-3.4.17 緊急遮斷閥與逆止閥使用例
(橫濱市水道局能見台高區配水池)

3.4.4 緊急遮斷設備

緊急遮斷設備之設置，應注意以下列各事項：

1. 緊急遮斷設備是由可緊急閉鎖的閥門和附屬設備所構成。
2. 為防止配水池內貯留水逸流，可在進水管及出水管處設置緊急遮斷設備。
3. 為防止送、配水管內水逸流，可在管路中途重要位置設置緊急遮斷設備。
4. 應依預期災害綜合評估來決定緊急遮斷設備運作方式，。
5. 緊急遮斷設備是在閥門處與分路管和空氣閥一併設置制動裝置。
6. 緊急遮斷設備必須易於檢查維修，以確保運作機能。

【說明】

1.若一般主要結構物基礎與結構物本體耐震性良好，則地震災害相對較少。然而管路不僅佈設在良好地盤，在不穩定的軟弱地盤以及地形、地層變化處皆有可能佈設，其中管體破損與接頭脫落是最常發生的管線震害。

即使地震時結構物尚能維持安全，但由於管路破損造成貯留水流出，進而發生民宅浸水等二次災害，因此有必要設置緊急遮斷設備。

緊急遮斷設備需有自動啓動功能，而其運作方式包含偵測地震加速度、流量急劇變化或各配水池水位異常降低等各種資訊。

根據自動緊急遮斷設備的運作偵測方式及操作動力來源，可分類如下，依此可開發各種形式之自動緊急遮斷設備。

· 依偵測運作方式分類

①偵測地震加速度

②偵測流量急劇變化等

· 依操作的動力來源分類

①自重或是重錘重量

②補助電源（蓄電池或是自家發電）

③水壓差

④蓄電池電源與壓縮氣體壓力

· 緊急遮斷設備系統運作範例，可參考以下各項：

①配水池為單一池（槽）時

管路破損時，須確保不限制整個配水區域的生活用水及消防用水。在配水池出口設置緊急遮斷裝置以因應配水管破損情況。若能確保配水池貯留水不流失，就能防止二次災害。若給水區域有管路破損，則仍可確保他區域消防及生活用水之需。



圖-3.4.21 信號式緊急遮斷閥使用例
口徑 200 mm 150 mm 以偵測震度與流量方式控制 動力來源為自重
(靜岡縣庵原郡富士川町 吉津配水池出水管)



圖-3.4.22 信號式緊急遮斷閥使用例
口徑 2000 mm×2000 mm 以偵測震度方式控制 動力來源為自重
(靜岡縣企業局 富士川事務所 厚原淨水場著水井流入口)

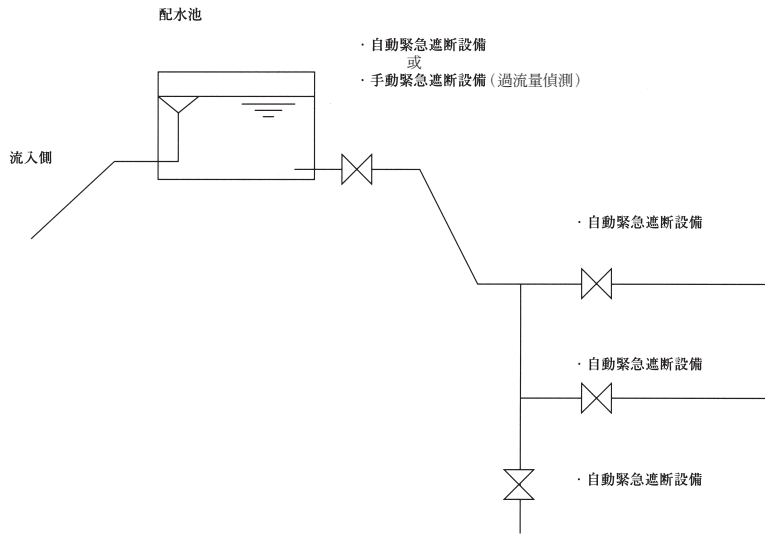


圖-3.4.23 配水池爲一池（槽）之情況的設置例

②配水池爲兩池（槽）時

這方式是利用配水池有兩池的優點，只在一配水池出水管設置自動式緊急遮斷設備，而在兩池合流管設置手動式緊急遮斷設備。

當地震發生時，設定偵測震度之自動式緊急遮斷設備即開始運作，防止一號配水池貯留水流出，而二號配水池尙能繼續配水，確保飲用水、消防用水以及生活用水。而消防當局可審議是否可省略自動式遮斷設備。當流量偵測器偵測到有配水管破損而造成二次災害，則手動式緊急遮斷設備可停止配水。

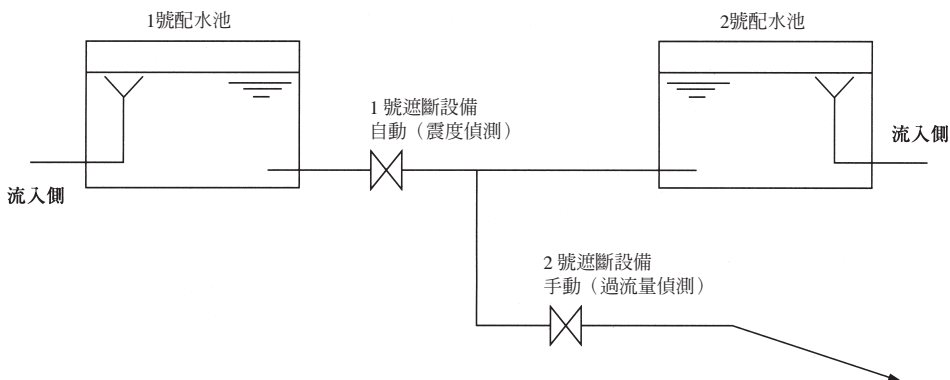


圖-3.4.24 配水池爲兩池（槽）之情況的設置例

③耐震管路接續在一般配水管路時

耐震管路自一般配水管路分出時，一般是在配水管路裝設緊急遮斷設備。此時耐震管路做成環狀迴路。

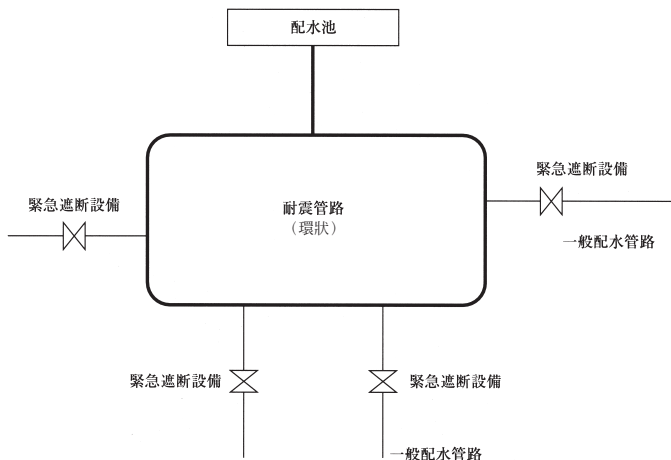
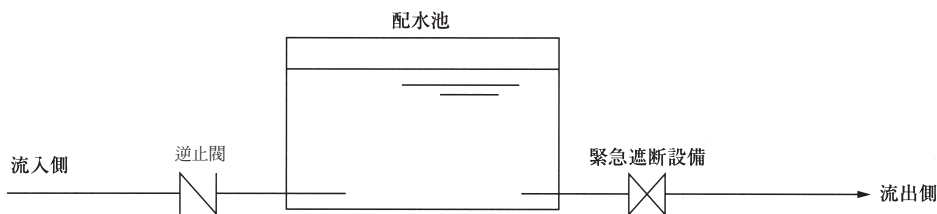
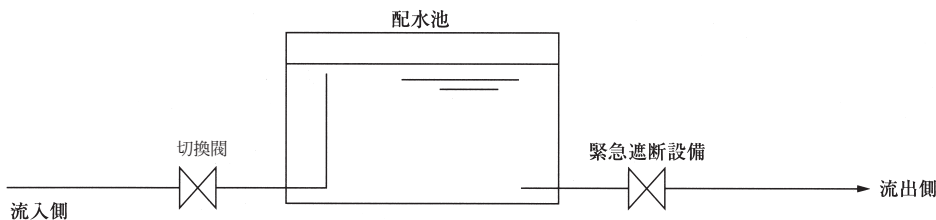


圖-3.4.25 耐震管路接續在一般配水管路的場合

2. 為防止貯留水因配水池與進水管破損而逸流，配水池之進水處應設置逆止閥，或是進水管開口端應高於水池最高水位。另外，出水口應設置緊急遮斷設備。



(A)配水池進水側設置逆止閥



(B)配水池設置垂直進水管

圖-3.4.26 配水池的貯留水逸流對策事例

3. 若發生事故或水壓突降時，送、配水管線管理員必須在送、配水管中途以手動控制切換閥（或蝴蝶閥），或在遠方以電動切換閥（或蝴蝶閥）監視控制。

然而地震時，要求管理員操作閥門恐有困難，若時間遲誤可能造成二次災害的擴大。因此最好在送配水管路中途重要地點設置緊急遮斷閥。設置地點須在勘察自然環境或設施等條件後決定。

4. 關於緊急遮斷設備運作方式，包括偵測地震加速度或水流量等啟動條件而自動運作，也依據地震發生時的判斷進行手動操作。自動啟動方式目的在防止錯誤動作的發生，應儘可能偵測兩個以上的啟動條件再行運作。

若地震加速度型自動緊急遮斷設備之設置地點，當其地震加速度值在設定值以上時，則遮斷設備就會啟動。因此地震加速度值大小設定須根據事業單位的判斷。設定值過小易造成無謂的混亂，但設定值過大又可能在地震時達不到設置的目的，因此須謹慎檢討。

以偵測流出量急變（急增）之緊急遮斷設備，設置地點須考慮季節性、時間性的變動，為避免緊急遮斷設備運作錯誤，一定要的訂出適當的設定值。以流量急變為啟動條件的緊急遮斷設備，最好能確認急變流量持續一段時間後再行運作。對於小口徑管種，特別是消防用水量或高層建築物儲水塔抽水，其設定值的決定影響甚大，必須謹慎檢討。

另外，隨著給水區域擴大，應修正最大流量設定值，且自動緊急遮斷設備與其連動之地震計最好設置在較乾燥處。

當配水設施置之自動緊急遮斷設備運作時，會造成下游消防管路斷水而影響消防工作，故須事先與消防主管單位進行協調。

以下列舉緊急遮斷設備啟動判斷因素

- 配水池貯留量（水位）達到災害時最低限度生活用水量。
- 配水池及貯留池之水位有持續下降跡象。
- 地震強度為五級以上。

緊急遮斷設備啓動需符合上述條件組合。

另外，爲了控制遠端配水池或在送、配水管中途之緊急遮斷設備，有必要裝設遠距監視控制裝置。傳送訊號，可以有線控制或無線控制方式，但若考量重大震災，最好使用無線控制。無線控制方式如圖-3.4.27所示。

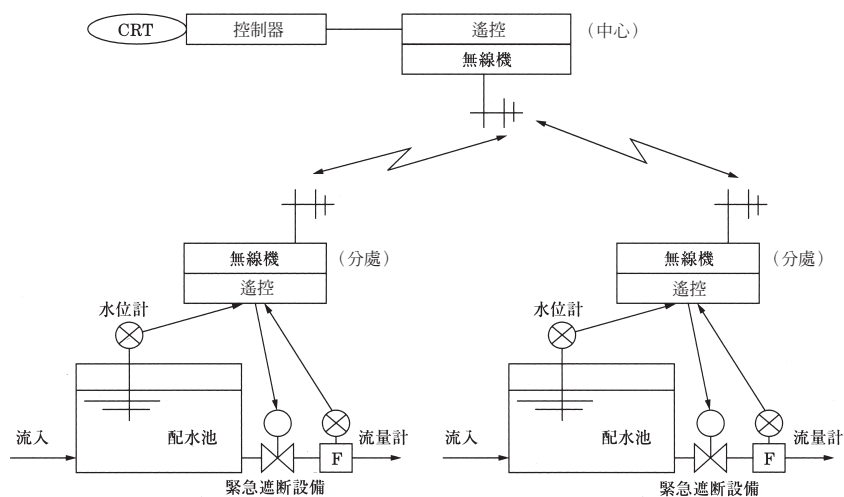


圖-3.4.27 使用無線控制操作場外配水池遮斷設備圖例

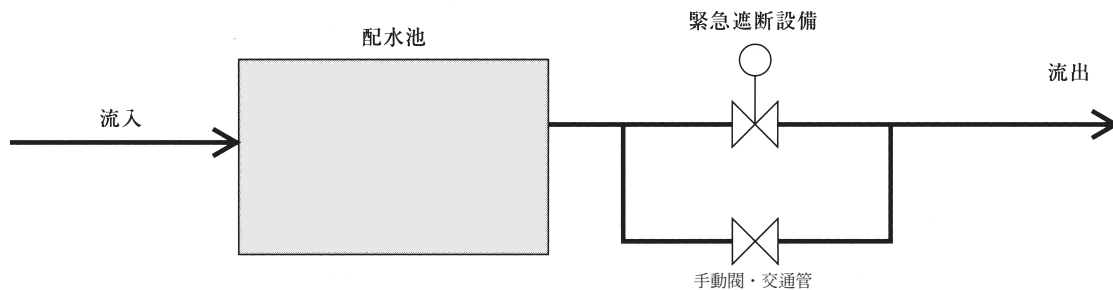


圖-3.4.28 分路輔助管設置圖例

5. 爲減輕緊急遮斷設備緊急關閉伴隨之管內水錘壓力，應控制遮斷設備運作速度，並調整制動裝置。另外，以幫浦泵送的管路最好設置調節塔與系統進行斷水措施，最好設置複式的管路系統或輔助管路設置。
6. 遮斷設備必須易於檢驗清查、整備及容易補修，且爲避免緊急時運作不良或操作錯誤，最好能夠切換成手動操作。另外，爲確保緊急遮斷設備

於緊急事態發生時確實運作，必須挑選關鍵處進行單一裝置運作試驗，以及全體緊急遮斷系統試驗。試驗完成後應須保持待機狀態。

3.4.5 淨水場內配管

淨水場內配置耐震性管線，應考量以下各事項：

- 1.對於重要路線，可考慮複式系統、環狀化、系統間聯結化等配置方式。
- 2.各設施間管線連結與電纜佈設，最好採用共同管溝的方式。
- 3.管線配置詳細規定，可參考「3.5 送、配水管線與附屬設施」及「3.6 機械、電氣設備」。

【說明】

- 1.關於淨水場內整體管路耐震對策，可採單獨或合併使用複數系統、不同系統聯結化及環狀系統化等方式，並應考慮淨水場地質條件、土地利用狀況等因素考慮後再作決定。

1) 淨水系統管路佈設範例

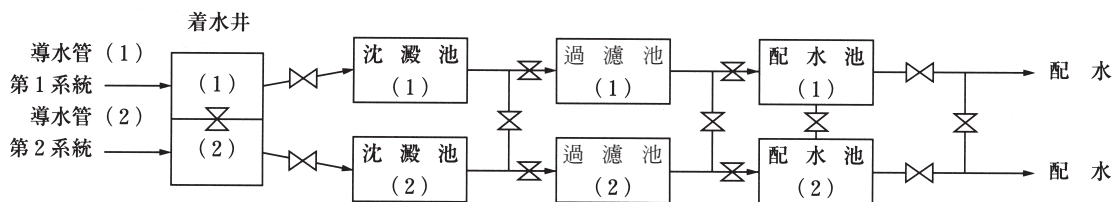


圖-3.4.29 淨水系統管路圖例

圖-3.4.29 為淨水系統複式系統化的例子。當任一個子系統遭到破壞，可由相連管線切換至另一系統，以確保整體運作機能。

2) 藥液注入管路的範例

圖-3.4.30 為藥液注入管線的例子。活性炭、膠凝劑與消毒劑的注入配管也採取相互聯結的管線配置，情況與 1)相同。

- 2.關於配管、電纜線的佈設，為易於管理，最好採用共同管溝的方式為最佳。

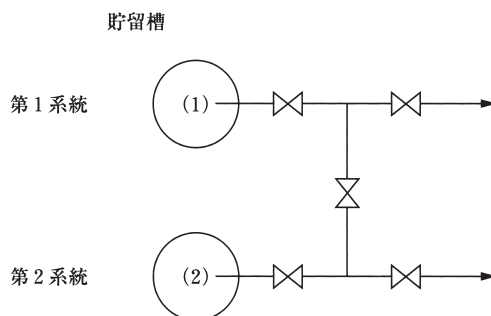


圖-3.4.30 藥液注入配管圖例

共同管溝設計可參考日本道路協會「共同溝設計指針」之規定。以下為共同管溝的範例表示。

1) 共同管溝配管的意義

淨水場內設施散佈，各處要發揮設施機能，必須在其間佈設管線與電纜做為連結。共同管溝除收容管線電纜外，亦可作為來往各設施間的動線。

若管線電纜各自埋設時，則維護管理變得是相當困難。因此，設置共同管溝，將管線集中，不僅可縮小設置空間，更能提供維護管理的空間。

2) 管路標示

共同管溝內配管，應明確標示連接系統名稱、液體名稱以及流動方向等。

3) 斷面形狀

共同管溝斷面形狀須根據所收納設備的管線配置與固定方法進行規劃。配管檢修空間，應設置在共同管溝斷面中央部份；電纜應設置在斷面頂部以防止配管漏液事故；藥液輸送需考慮藥品漏洩，故應設置在斷面左右以方便維護管理。此外亦需考量檢修員作業時的安全性。

根據上述的基本方針，將共同管溝的斷面配置的概念以圖-3.4.31表示。

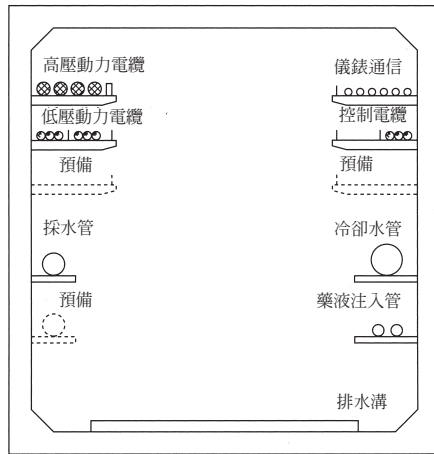


圖-3.4.31 共同管溝斷面配置概念圖

4) 共同管溝地震變位量計算

共同管溝等埋設在地下之線形結構物，由於單位體積重量較周邊地盤輕，地震時受到周邊地盤變形牽制，不同於地上結構物易受地震慣性力影響，故耐震計算採取反應變位法。(共同溝設計指針 昭和 61 年 3 月)

在反應變位法計算過程中，以基盤面作為基準，計算共同管溝變位量。這種情況下，會受到基礎形式（樁基礎，直接基礎）和周邊地盤變形影響。但是，即使基礎形式相同，仍會產生不同的結果。

而且，共同管溝與結構物門連接部份之變位量需分別計算共同管溝變位量與結構物自體變位量再加以合計。

神戶市東灘廢水處理場所在位置之地下水位高，阪神大地震時，此處共同管溝接縫部份浸水，造成其內電纜受損。從本例子可知，地震變位量計算對共同管溝接縫止水性十分重要。

5) 共同管溝伸縮接頭構造

最近多在混凝土節塊之間使用密著性佳之丁基橡膠與水脹性橡膠組合之止水板。但是也有混凝土打設時在止水板無法發揮效果的情況，因此施工時必須非常謹慎。

混凝土二次製品之之止水板如圖-3.4.32 所示。

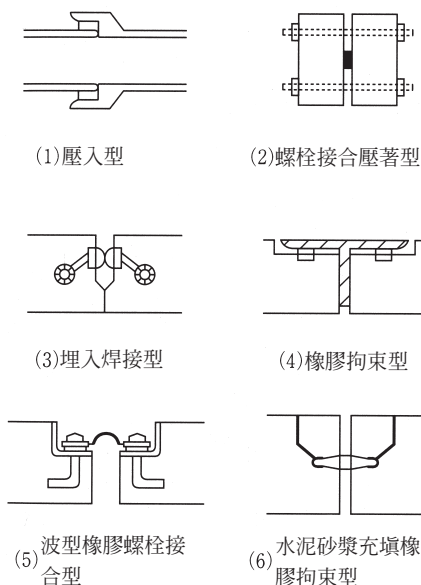


圖-3.4.32 混凝土二次製品用止水板例

因此可撓接頭適合用於變位量較大處。而混凝土打設時在可撓接頭施工障礙較少，故與止水板比較起來，可撓接頭止水效果較佳。

3.4.6 淨水場各種機械設備

淨水場各種機械設備之耐震設計應考慮下列各項：

1. 機械設備的構造必須同時具備地震抵抗能力及防止滑動傾倒裝置。
2. 機械設備附屬配管以及設備本體皆需確實固定。
3. 貯槽類之結構型式必須能夠抵抗地震時動態液壓或液面晃動壓力。
4. 設置在水中的機械設備結構型式必須能夠抵抗地震時產生動態水壓。
5. 水質試驗相關機器之結構型式需能在地震影響下保持安全。

【說明】

1. 淨水場各種設施內設置之機械設備，為避免在地震時傾倒、滑動，必須使用錨定螺栓固定之。

錨定螺栓設計及施工須考慮以下各項。

1)地震機器運作力

震度法之設計地震力計算方法如下：

設計水平地震力 F_h 以下式表示。

$$F_h = K_h \cdot W \dots\dots\dots (3.4.2)$$

$$K_h = Z \cdot K_s \dots\dots\dots (3.4.3)$$

其中， K_h ：設計用水平震度

K_s ：設計用標準震度

Z ：地域係數

W ：機器重量

而設計垂直地震力 F_v

$$F_v = K_v \cdot W \dots\dots\dots (3.4.4)$$

$$K_v = \frac{1}{2} \cdot K_h \dots\dots\dots (3.4.5)$$

其中， K_v ：設計垂直震度

※地域係數 Z 是依據建築基準施行令第 88 條規定以及昭和 55 年建設省告示第 1793 號規定之數值。日本各地之 $Z=0.7\sim 1.0$ 左右，實際上在日本都用 $Z=1.0$ 。

設計用標準水平震度如表-3.4.5 所示。

表- 3.4.5 設計標準水平震度

① 依照局部震度法之建築設備機器(水槽類除外)之設計標準水平震度 (K_s)

設置場所	耐震安全性的分類			
	特定設施 (※3)		一般設施	
	重要機器	一般機器	重要機器	一般機器
高樓層 (※1)、屋頂與塔屋	2.0 (2.0)	1.5 (2.0)	1.5 (2.0)	1.0 (1.5)
中間樓層 (※2)	1.5 (1.5)	1.0 (1.5)	1.0 (1.5)	0.6 (1.0)
1 樓與地下層	1.0 (1.0)	0.6 (1.0)	0.6 (1.0)	0.4 (0.6)

② 依照局部震度法水槽類之設計標準水平震度 (K_s)

設置場所	耐震安全性的分類			
	特定設施		一般設施	
	重要水槽	一般水槽	重要水槽	一般水槽
高樓層、屋頂與塔屋	2.0	1.5	1.5	1.0
中間樓層	1.5	1.0	1.0	0.6
1樓與地下層	1.5	1.0	1.0	0.6

(註)() 內數值適用於隔振支撐。

- ※1 高樓層是指 2~6 層建築物之最頂層，7~9 層建築物最高之 2 層，10~12 層建築物最高之 3 層，13 層以上之建築物最高之 4 層。
- ※2 中間樓層是指不屬於地下層、1 樓及高樓層之部分。
- ※3 「特定設施」是指「災害應變對策必要設施」，「避難所附近之設施」以及「確保人身與物品安全性之必要設施」。
- ※4 重要水槽是指重要機器使用之水槽類，一般水槽是指一般機器作為使用之水槽類。另外，水槽類包含油槽等設施。

2) 安裝時，依照以下各點實行：

機械設備之基礎與底版乃為一體之鋼筋混凝土構造，機器錨定螺栓的施工基本上是以埋入法或箱拔法。此外需防止錨定螺栓與基礎鋼筋焊接處以及發生腐蝕現象。

(1) 採用打入式錨定螺栓，須注意施工性及抗拉拔強度。

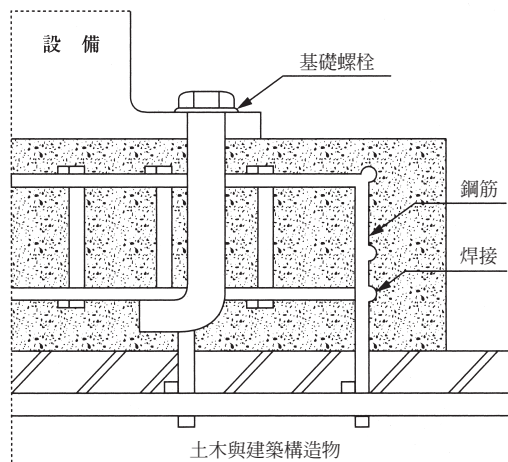


圖-3.4.33 基礎連結例

【參考】一般機器安裝範例（依據機械設備工事施工監理指針）

地震時不僅有剪力作用，較高的機器之傾倒彎矩會產生拉拔力，故需選擇合適的剪力與拉拔力檢核法。依據（財）日本建築中心發行的建築設備耐震設計施工指針，以下列方法計算：

(1)一根錨定螺栓的抗拉拔力如下：

$$R_b = \frac{F_h \cdot h - (W - F_v) \cdot l_0}{l \cdot nl} \dots\dots\dots (3.4.6)$$

其中， W ：機器的自重（ kN ）

R_b ：錨定螺栓之抗拉拔力（ kN ）

n ：錨定螺栓總數（根）

nl ：機器傾倒時，受拉力側錨定螺栓總數（根）
（設計標準震度規定之長邊側設置螺栓根數）

h ：安裝面到機器重心之高度（ m ）

L ：不易傾倒方向之螺栓間距（ m ）

l ：容易傾倒方向之螺栓間距（ m ）（ $l \leq L$ ）

l_0 ：容易傾倒方向上，由螺栓中心到機器重心的距離（ m ）
（其中 $l_0 \leq l/2$ ）

F_h ：設計水平震度

F_v ：設計垂直震度

而且，式（3.4.6）又可表示如下：

$$R_b = \frac{W}{nl} \cdot \frac{K_h \cdot h - (1 - 0.5K_h) \cdot l_0}{l} \dots\dots\dots (3.4.7)$$

左右對稱機器之 $l_0 = l/2$ 。計算抗拉拔力時，依情況分別將設計水平震度以 1.5，1.0，0.6，0.4 代入。

$K_h = 1.5$ （高重要性或位於屋頂之機器）

$$R_b = \frac{W}{nl} \left(1.5 \frac{h}{l} - 0.125 \right) \dots\dots\dots (3.4.8)$$

$K_h = 1.0$ （位於屋頂上之機器）

$$R_b = \frac{W}{nl} \left(\frac{h}{l} - 0.25 \right) \dots\dots\dots (3.4.9)$$

$K_h = 0.6$ (位於中間層之機器)

$$R_b = \frac{W}{nl} \left(0.6 \frac{h}{l} - 0.35 \right) \dots\dots\dots (3.4.10)$$

$K_h = 0.4$ (位於 1 樓及地下層)

$$R_b = \frac{W}{nl} \left(0.4 \frac{h}{l} - 0.4 \right) \dots\dots\dots (3.4.11)$$

(2) 錨定螺栓的剪斷力以下式表示：

$$\tau = \frac{F_h}{n \cdot A} \text{ 或 } Q = \frac{F_h}{n} \dots\dots\dots (3.4.12)$$

其中， τ ：作用在螺栓之剪斷應力 (kN/m^2)

Q ：作用在螺栓之剪斷力 (kN)

F_h ：設計水平地震力 (kN)

A ：單一錨定螺栓軸斷面積 (依直徑計算) (m^2)

n ：錨定螺栓總數 (根)

表-3.4.6 水平配管的支撐間距
(空氣調和·衛生工學會規格 HASS 010-1993)

管徑 (A)	20 mm 以下	25~40	50~80	100~150	20 以上
間 距	1.8 m 以內	2.0 m 以內	3.0 m 以內	4.0 m 以內	5.0 m 以內

3) 錨定螺栓容許拉力荷重可參考「建築設備耐震設計·施工指針」((財) 日本建築中心) 之規定。

2. 機械設備附屬配管應遵守下列規定：

- 1) 機械設備相接之配管 (冷卻水管等) 或與機械設備相近之壁面貫通處應裝設伸縮可撓管。
- 2) 配管管體應於固定間隔處加以鎖定以免搖動。

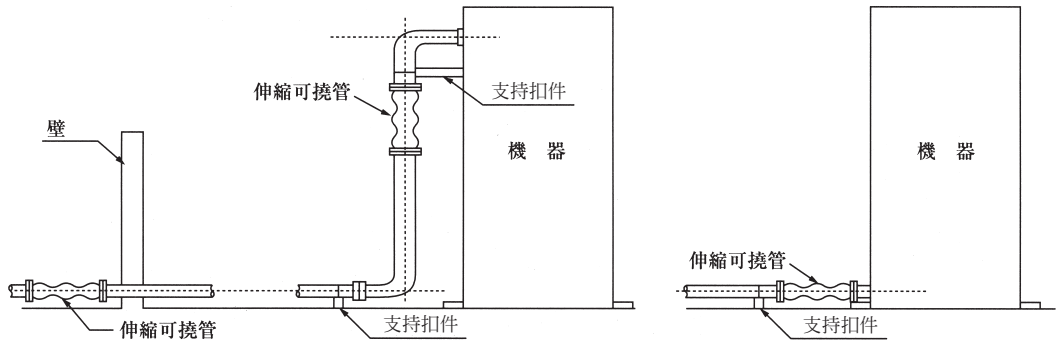


圖-3.4.34 伸縮可撓管設置圖例

3. 貯槽類結構形狀須考慮能承受地震荷重以及液面晃動壓力的作用，下列可供參考。

1) 具自由水面之水槽參考例

具自由水面之水槽，其螺栓拉拔力及剪斷力計算，可採用 (3.4.10) 式，其中 w 以具自由水面之水槽重量代入；或在 (3.4.6) 式 ~ (3.4.12) 式中將 w 以 w_0 置換，並以 h 或 h_{0g} (作用點高度) 為架台高度加以計算。

w_0 及 h_{0g} 依下式求出：

$$w_0 = \alpha_r \cdot w \dots\dots\dots (3.4.13)$$

其中， w ：高度 h (水槽等值高度) 內水重

α_r ：有效重量比 (水槽重量比)

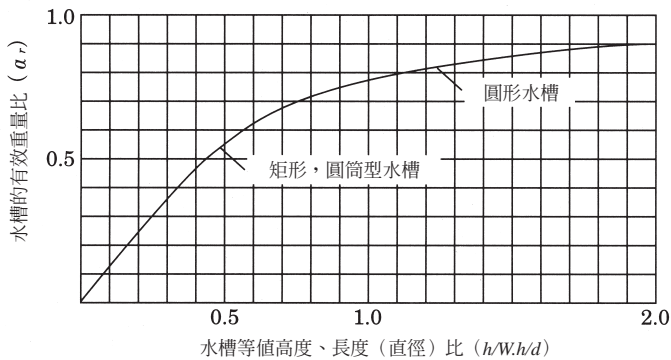


圖-3.4.35 水槽的有效重量比

$$h_{0g} = \beta_r \cdot h \dots\dots\dots (3.4.14)$$

其中， h ：水槽等值高度（ cm ）

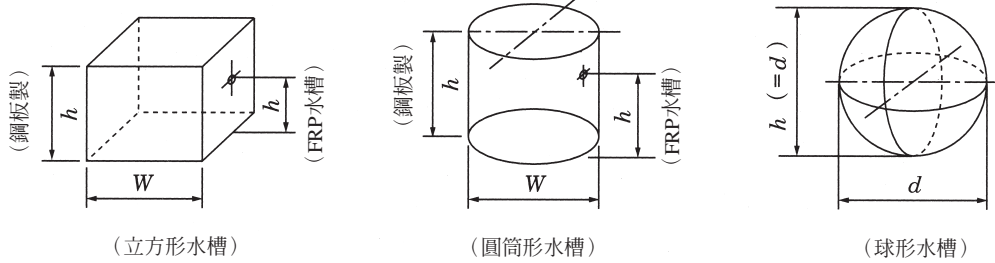


圖-3.4.36 水槽形狀

(I) 鋼板製以及同種類水槽之 h 相當於水槽高度

(II) FRP 製水槽之 h 是由水槽底面到溢水管中心位置高度

β_r ：作用力高度 h_{0g} 與水槽等值高度 h 之比

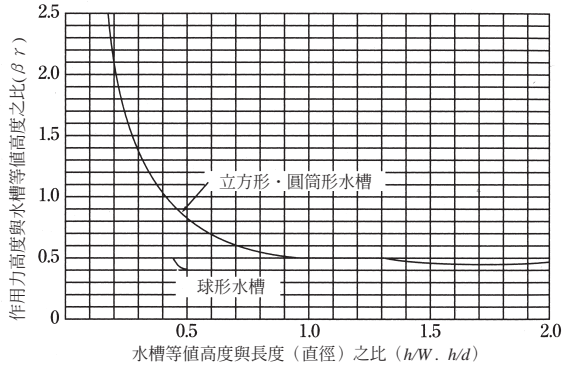


圖-3.4.37 水槽之 β_r 與等價高度 h /水槽直徑 d （或寬度 W ）之關係

4. 設置在水中機械設備，如傾斜板、集水桶等，在地震時，由於這些設備與結構體振動不一致，或因為水面晃動而承受橫向水壓與上浮壓力，因而造成破損與脫落，故這些設備必須安裝地十分堅固。具自由水面沈澱池沈降裝置之防止落下對策如圖-3.4.38 所示。

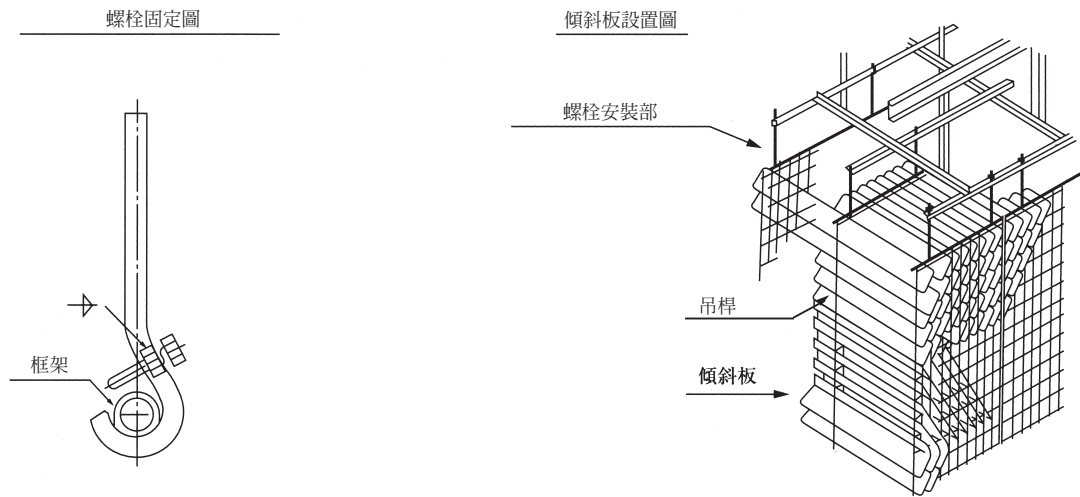


圖-3.4.38 具自由水面沈澱池沈澱裝置之防止落下對策圖例

5. 水質試驗機器耐震對策如下：

- 1) 為避免地震時水質試驗機器傾倒損壞，必須做好架台固定，以防止機體滑動或傾倒。
- 2) 藥品架應避免震動造成藥品傾倒、流失或發生火災等情況。
- 3) 應備有代替熱源以防震災後瓦斯停止供給。
- 4) 水質試驗室的設計應盡量減少地震影響，故儘可能選擇設置在較低樓層。

參考文獻

1. 土木学会：コンクリート標準示方書，平成8年制定
2. 土木学会：土木工学ハンドブック，1989年11月
3. 日本道路協会：道路橋下部構造設計指針・同解説，1996年
4. 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，1996年
5. 建設省土木研究所：新耐震設計法（案），土木研究所技術資料，第1036号（その1），昭和48年3月
6. 建設産業調査会：建設基礎地盤設計・施工便覧，昭和62年
7. 岡本舜三編：土木構造物防災，共立出版，昭和45年5月
8. 千葉，山口著：朝霞浄水場沈でん池の設計，水道協会雜誌，第393号，昭和42年6月
9. 建設省土木研究所：新耐震設計法（案），土木研究所技術資料，第1185号，昭和52年3月
10. 建築学会：容器構造設計基準・同解説，1990年
11. 日本水道協会：水道施設設計指針・同解説，1990年
12. 日本工業標準調査会：JIS 8501（1976）鋼製石油貯槽の構造（全溶接）
13. 飯島，萩原：円筒シェル水槽の耐震計算について，土木学会誌，昭和34年10月
14. 大畑，西塚，青木：小雀浄水場の設計，水道協会雜誌，昭和45年12月
15. 柳瀬：小作浄水場の設計，水道協会雜誌，昭和46年7月

16. 山口：浄水場の設計，水道協会雑誌，昭和46年7月
17. 岡田，坂井，追田：有限要素法による大型液体タンクの地震応答解析，川崎技報第59号，1975年12月，第61号，1976年8月
18. 武藤：構造物の動的解析，丸善，昭和53年
19. 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，昭和63年