

ISSN 1025-7683

中華民國自來水協會會刊



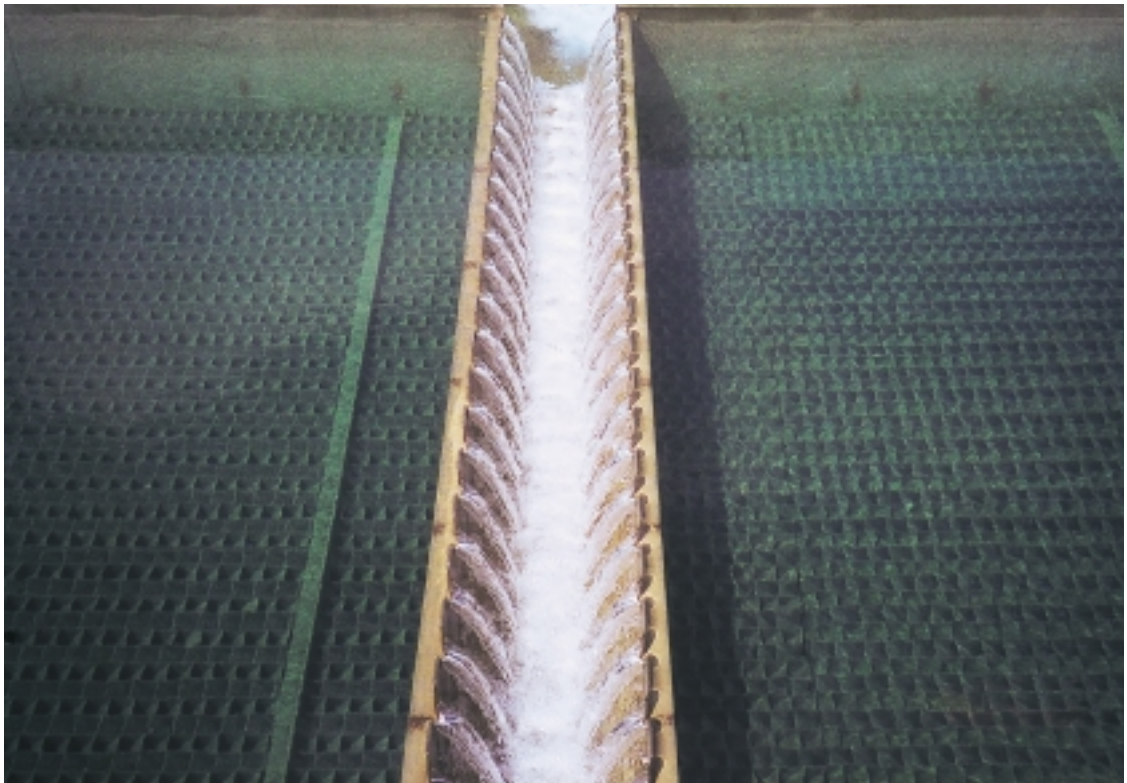
白

來

水

第20卷 第3期 (79)

中華民國九十年八月

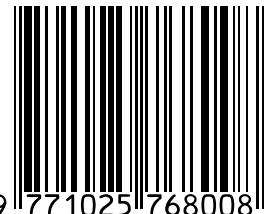


新竹第二淨水場沈澱池

WATER SUPPLY QUARTERLY

Volume 20 NO.3 August 2001

Water Works Association of the Republic of China(Taiwan)



9 771025 768008

自來水會刊第二十卷第三期(79)目錄

實務研究：

- 自來水管線通過斷層之耐震對策……………蔡錦松等三人 … 3
淤泥指數(SDI)的測定方法及在淨水處理上的應用 …周珊珊 …… 16

一般論述：

- 薄膜生物技術應用於飲用水處理之探討……………張王冠等四人 … 22
21世紀台北自來水建設創新與願景……………朱健行 …… 33

實務研究：

- 參加中法工業暨經濟合作會議、中比企業合作會議及
考察高級淨水處理設施……………劉廷政 …… 39
布希新政府與砷的標準限值……………姚關穆 …… 51

研究快訊：

- 臭氧、過氧化氫、氯胺等替代消毒劑消毒效能及消毒
副產物產生之研究……………吳志超等四人 … 54

特 載：

- 自來水設施耐震工法指南及解說(四)上……………蔡錦松 …… 59

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：陳志奕

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

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

地址：台中市工業區23路2-1號

電話：(04)23586977

自來水管線通過斷層之耐震對策

蔡錦松* 侯信宇** 周立德***

一、前言

車籠埔斷層震撼出台灣發生百年罕見的大地震，更造成斷層沿線自來水設施嚴重受創。位於台中地區供水系統上游的石岡壩即受創於斷層錯動地層隆起，因而導致蓄水功能嚴重損傷。其下游的豐原第一淨水場 $\phi 2000\text{mmSP}$ 輸水幹管，也因斷層錯動而變形扭曲，直接造成大台中地區供水問題，導致救災以及災後生活極大不便。

地震引起的自來水管線破壞原因可歸納為地表振動、土壤液化、邊坡崩坍、斷層錯動等幾種。但其中斷層錯動的破壞，使自來水設施直接遭到強烈衝擊，危害度遠勝其他。根據台灣省自來水公司的統計，在九二一地震中，因地層移動與地層錯動而受損之管線（含附件及接頭）數量達5513件，比例更佔所有管線破壞數量的25% [1]，由此可見斷層對於管線之破壞力。

台灣位於歐亞大陸板塊與菲律賓海板塊交界之處，板塊運動的推擠造成台灣島內摺皺、斷層等地質作用特別發達。根據中央地質調查所的調查整理，台灣有51條可能的活動斷層，多數集中在西部丘陵平原的交界帶以及東部花東縱谷地區 [2]，因此自來水管線通過斷層的機率相當地高，而且為維持這些人口集中地區的民生用水，重要的輸配水管線更無法避免通過斷層。如何降低震害風險確保管線通過斷層帶的安全性，將是一個值得重視且極待解決的課題。本文即提供設計階段需考量之耐震對策與建議流程，可作為斷層區域新設管線耐震設計或舊有管線耐震性檢討之參考。

二、斷層錯動機制

斷層是由於地層受到大地應力作用而破裂並產生相對移動所造成。該破裂面稱為「斷層面」，但通常斷層的破裂面成一直線，具有寬度之破碎帶，故稱為「斷層帶」。

* 國立成功大學土木工程系教授

** 國立成功大學土木工程系研究生

*** 南榮工商專校土木科助理教授

斷層面與地表面之交線稱為「斷層線」，其方向定義為斷層的「走向」，斷層面與地表面之夾角，稱為斷層之「傾角」，而斷層兩側原相鄰兩點的距離則稱為「滑距」。

若斷層在過去曾活動過，未來有可能再度活動時就稱為「活動斷層」。中央地質調查所將活動斷層分為：1) 第一類活

動斷層：指距今10,000年內以來曾經發生錯移之斷層，或錯移（潛移）現代結構物之斷層；2) 第二類活斷層：距今約100,000年內以來曾經發生錯移之斷層，或錯移階地堆積物或台地堆積層之斷層；3) 存疑性活動斷層：地形呈現活動斷層特徵，但缺乏地質資料佐証者。就工程的角度而言，在規劃設計僅需考慮第一類

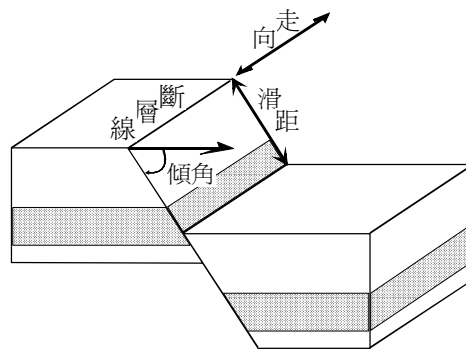


圖1 斷層名詞示意圖

活動斷層即可。

斷層依其錯動的方式主要可分為兩類（如表1所示），第一類為水平走向的移動方向斷層稱「平移斷層」。第二類為垂直方向的錯動斷層，由地層的傾斜陷落或擠升隆起而稱為「正斷層」與「逆衝斷層」。但通常斷層的移動常同時存在垂直與水平兩方向的移動。

台灣由於板塊運動的推擠作用，斷層活動的方式以逆衝為主，間雜少部分的走向平移斷層，因此斷層錯動後會有明顯的垂直高差 [3]。以九二一地震造成的地表

錯動為例，在車籠埔斷層沿線兩側之落差為數十公分至數公尺，其中名間鄉、草屯鎮、豐原市等地更達4公尺以上。而在豐原以北在跨越大甲溪碑豐橋段之斷層垂直錯動量更高達11公尺 [4]。

三、斷層引致之管線破壞模式

參考相關斷層震害調查報告與觀察管線受斷層變形作用後之受力行為，可簡單歸納得管線之三種基本破壞模式，包括1. 拉力破壞2. 彎曲破壞3. 壓力破壞；如圖2所示，圖中斷層線與管線間之交角為 β ，

表1 斷層分類

名稱	水平移動		垂直移動	
	平移管線		正管線	逆衝管線
	左移管線	右移管線		
符號				
圖示				
錯動量	數十公分至數公尺			
最大錯動量	垂直位移：4~6 公尺，最大 11 公尺（1999 集集地變） 水平位移：2.5 公尺			

斷層滑動距離為 Δf ，其中較接近斷層位置之管線變形較大，稱為變形區，且大部份破壞區域也集中在此部份，而影響範圍內之管線受到斷層而變形已是相當小。但針對不同錯動方式之斷層，管線發生破壞方式稍有差異。

(一) 管線穿越正斷層

觀察管線通過正斷層（如圖2(a)所示）之情形，傾斜滑落之地層導致管線受拉伸、彎曲變形，管線在變形區中點軸拉應力最大，在變形區中間三分點處彎曲應力最大，因此極易造成此部份管體的拉斷、折斷、破裂，或者是接頭部分的拉脫或破裂。

(二) 管線穿越逆衝斷層

若管線通過逆衝斷層（如圖2(b)所示），則易因地層的擠升隆起導致管線受到壓縮及彎曲力量而變形，同樣會造成管體的壓壞、折斷、破裂，以及接頭部分的壓入破裂。

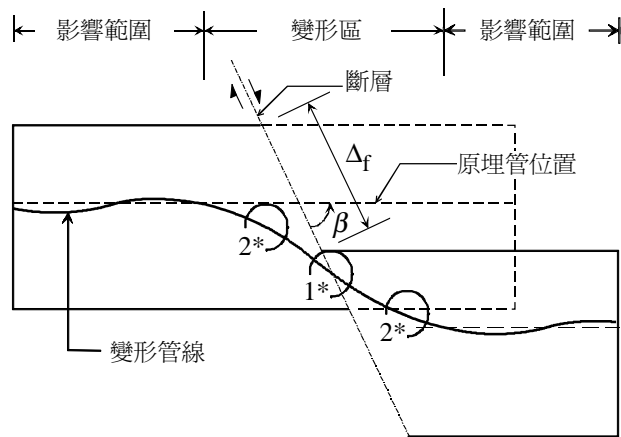
(三) 管線穿越平移斷層

管線穿越水平走向移動斷層的破壞行為，則根據管線與斷層之交角，而類似於穿越正斷層或逆衝斷層之模式。

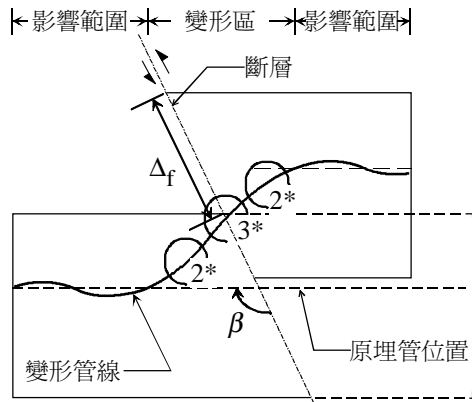
故斷層引致之管體破壞機制，即管材及接頭強度不足以承受斷層錯動引起之軸向力及側向力，以及管材及接頭之容許變形量小於斷層造成之變形量。

表2 斷層引致之管線破壞類型

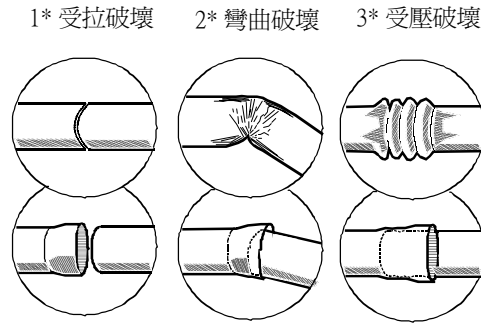
管線破壞	正管線		逆衝管線		平移管線			
					交角 $<90^\circ$		交角 $>90^\circ$	
管線變形	拉伸	彎曲	壓縮	彎曲	拉伸	彎曲	壓縮	彎曲
管體破壞	拉管	折管	壓壞	折管	拉管	折管	壓壞	折管
接頭破壞	拉脫	折裂	擠進 壓壞	折裂	拉脫	折裂	擠進 壓壞	折裂



(a) 正斷層管線變位示意圖



(b) 逆衝斷層管線變位示意圖



(c) 管線破壞示意圖

圖2 斷層引致之管線破壞模式示意圖

四、地下管線通過斷層分析模式

自1975年以來，地下管線通過斷層帶的安全問題逐漸受到重視，陸續有學者投入研究，並發展出相關分析方法與管線設計準則，茲將各分析法簡要說明如下。

1. Newmark & Hall模式 [5]

Newmark與Hall兩人首先於1975年提出管線通過水平錯動斷層的分析模式（如圖3所示）。其分析之假設條件為靜止土壓力對管體之摩擦阻力造成管線受拉力，並以小變形理論計算伸長量。根據其研究

結果顯示，埋管要能有效的抵抗斷層錯動，取決於土壤性質、管線與斷層交角大小、斷層錯動距離以及管材性質（延展性）等等，特別是使管體與周圍土壤間能相對移動。

2. Kennedy模式 [6]

1977年Kennedy等人採用大變形理論改進Newmark模式（如圖4所示）。管線與斷層交角為 β ，管線變形後的形狀以兩段曲率固定的圓弧曲線與水平直線段加以模擬。並將管線視為繩纜，只分析管體之

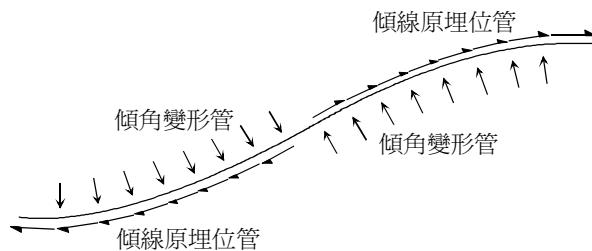


圖3 Newmark & Hall分析模式 (Newmark and Hall, 1975)

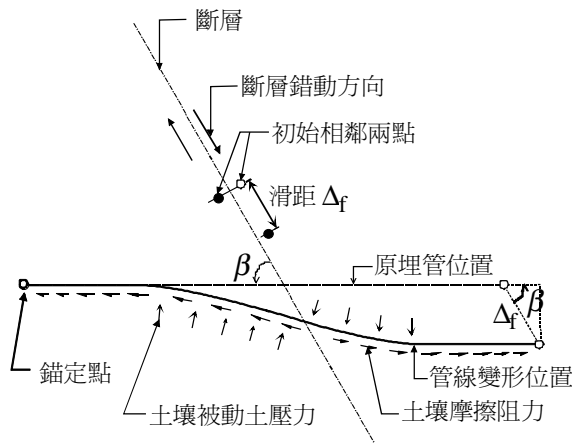


圖4 Kennedy, Chow & Willianson 分析模式
(Kennedy, Chow and Willianson, 1977)

軸力。當管線側向位移很大時，圓弧區管壁承受側向土壓力為極限被動土壓力，而管線側向位移小，直線區管壁承受側向土壓力為平均靜止土壓力，故管線接近斷層位置所受摩擦力較大，因而管體所受軸力以接近斷層處較大，發展至圖4中所示之錨定點軸力為零。

3. Wang & Yeh 模式 [7]

1985年Wang與Yeh為修正Kennedy模

式之缺點，將管線視為局部大變形之無限長樑模式（如圖5所示），將變形後的管線假設為以A點為對稱點之反對稱曲線。其中變形區管線承受極限被動土壓力，變形曲線為常曲率圓弧，而小變形部分則視為Winkler彈性基礎樑模式，承受平均靜止土壓力。藉此可分析管線之軸應力、剪應力與彎矩。在不考慮挫屈的情況下，此模式亦可分析管線因斷層而受壓之受力情

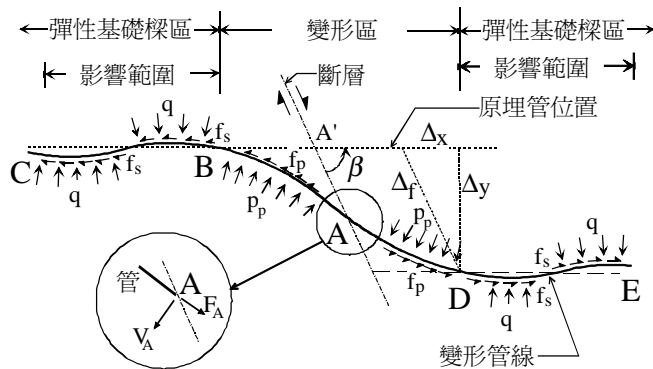


圖5 Wang & Yeh 分析模式 (Wang and Yeh, 1985)

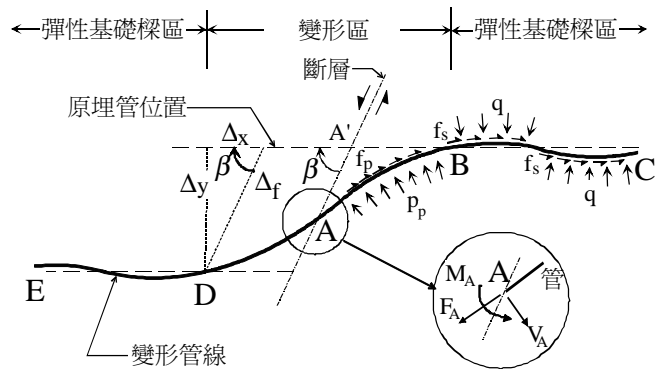


圖6 Yeh分析模式 (Yeh, 1986)

況。

4.Yeh 模式 [8]

後來Yeh進一步修正Wang & Yeh模式，將大變形曲線採固定曲率圓弧之假設，以三次曲線模擬管線變形應連續之幾何條件，並檢核管線中各點應力狀態，藉此求得真正的破壞區域。

5.Chiou模式 [9]

1993年Chiou則根據Wang之模式，將管線視為局部大變形之無限長彈塑性樑，探討管線通過斷層受壓挫屈行爲。在大變形部分管線仍受極限被動土壓、極限摩擦阻力，而小變形部分為靜態平均摩擦阻力之半無限長彈性基礎樑。其考慮管線剛度

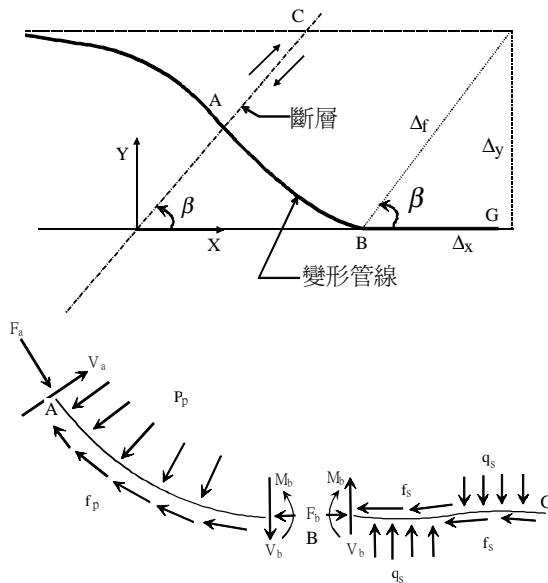


圖7 Chiou分析模式 (Chiou, 1993)

變化以及埋深與管徑比之效應。

綜合歸納上述各種分析模式優缺點與條件（如表3所示），管線能否承受較大的斷層錯移，主要與管線和土壤間是否相對移動有關。由研究結果可知，影響管線承受斷層錯動位移能力之因素如下：

1. 管線與斷層交角

管線與斷層之夾角應避免大於90度以免承受軸向壓力，但交角接近90度，較能減少管線所受之軸向拉應力。若管線與斷

層之交角大於90度而承受壓應力時，隨角度增加管體所承受之極限軸向載重漸增，但須注意交角愈大，管壁發生局部的薄殼挫屈破壞之可能性愈高。

2. 土壤與管線摩擦角

土壤與管壁間摩擦角愈小，管壁所受之摩擦力愈小，可減小其軸向應力。

3. 管線埋設深度

管線埋設深度愈淺覆土重量愈小，所引起的極限被動土壓力與極限摩擦阻力愈

表3 斷層分析模式與結果比較

分析模式	斷層	分析條件			缺點	優點	設計準則
		土壤作用力	變形量	分析應力			
Newmark & Hall (1975)	水平 (受拉)	靜止土壓力	小變形	· 軸力	· 不考慮被動土壓，低估摩擦力	—	· 土壤性質 · 交角大小 · 錯動距離 · 管材性質
Kennedy (1977)	水平 (受拉)	極限被動土壓力	大變形 (圓弧)	· 軸力	· 僅考慮軸力 · 忽略彈性基礎樑效應	· 考慮被動土壓	· 交角大 · 管體作用力 · 管材性質 · 可變形長度
		平均靜止土壓力	小變形 (直線)				
Wang & Yeh (1985)	水平 (受拉)	極限被動土壓力	大變形 (圓弧)	· 軸力 · 剪力 · 彎矩	· 大變形部分假設為圓弧，變形不連續 · 未考慮每一點破壞應力	· 考慮小擾動部分之彈性基礎樑效應	· 夾角大 · 摩擦角小 · 埋深淺 · 管徑小
		平均靜止土壓力	小變形 (彈性基礎樑)				
Yeh (1986)	水平 (受拉)	極限被動土壓力	大變形 (三次曲線)	· 軸力 · 剪力 · 彎矩	—	· 考慮彈性基礎樑效應 · 變形連續 · 可知破壞區域	· 夾角大 · 摩擦角小 · 埋深淺 · 管徑小
		平均靜止土壓力	小變形 (彈性基礎樑)				
Chiou (1993)	水平 (受壓)	極限被動土壓力	大變形 (圓弧)	· 軸力 (挫屈強度) · 剪力 · 彎矩	—	· 考慮管線剛度變化 · 埋深與管徑比之效應	· 夾角大 · 摩擦角小 · 埋深淺 · 管徑大 · 回填土相對密度小
		平均靜止土壓力	小變形 (彈性基礎樑)				

小，能減小管線所受之軸應力。

4. 管線直徑

管徑愈大所受軸力愈大，且若管線為受壓的情況，極可能造成管體挫屈。

5. 回填土相對密度

管線周圍的土壤相對密度愈小，其彈性勁度愈小，愈能允許管線的移動，減少管線的受力。

6. 管材性質

管材延展性佳，能提供較大之軸向變形能力。

五、自來水管線通過斷層之耐震對策

在自來水輸配水管線無法避免通過斷層區域之情形下，管線需採取有效之耐震對策以減少損害情形，主要對策包含地震前與地震後兩個方向，首先以「強化管線通過斷層耐震能力」在地震前提高管線耐震性為主，其次應則以「緊急應變及搶修設備」於地震後提供緊急修復與迅速供水的能力。

(一) 強化管線耐震性能

為提高管線穿越斷層區域之耐震抵抗能力，綜合前述五種分析模式之研究成果與影響參數，整理歸納下列斷層耐震設計原則，可於設計與施工階段時加以考慮：

1. 管線與斷層交角

管線穿越平移斷層之情況下，應安排管線線形以接近垂直之交角通過，但考慮地表變位的變異性，交角應盡量在 60° 至 90° 之間，避免意外形成受壓情況。針對正斷層與逆衝斷層之情況，由於管線坡度固定，故應檢討管線受力方式，加強管體強度。

2. 土壤與管線之摩擦

選用較光滑的管壁，或可於管壁外塗佈減少摩擦的材質，減小管體與土壤間的摩擦力。

3. 管線埋設深度

管線埋設深度淺，減輕覆土重量以減小管線所受之軸應力，同時可方便管線之檢修。

4. 回填土相對密度

管線周圍的土壤相對密度小（即彈性勁度小），於地層變形時能允許管線的移動，減少管線的受力。

5. 管線直徑

管徑愈大所受軸力愈大，若管線為受壓的情況，管徑過大極可能造成管體的挫屈，應檢討管壁厚度。

6. 管材延展性

管線採用延展性愈佳之管材，例如鋼管（SP），管線能提供較大之軸向變形能力。相反地，使用延展性差之管材，無法提供較大之管線軸向變形。

7. 伸縮可撓性接頭

適當地配置強度佳之伸縮可撓性接頭，能大幅提高管線整體的變形能力，減少管線的受力。但由於接頭易成為整條管線應力集中點，在設計時除須選擇高耐震性能接頭外，更應根據接頭之容許伸長量與撓角，隨評估之可能斷層錯距，增加接頭的配置數量。

8. 管溝與外套管

將重要的管線置於管溝或外套管內，以强度高套管承受斷層錯動之衝擊，配合可伸縮撓曲接頭吸收地層之變位，重要管線以彈性支承置於套管內，則管線受力與變形減小，減小管線破壞之可能。

(二) 管網設計流程

針對管線與管網的強化，在設計階段(如圖8所示)可參考下列建議流程，進行管線通過斷層區域的設計步驟。

步驟1：初步斷層調查

蒐集現有的地質資料與相關文獻紀錄，研判管線埋設區域之斷層情況。

- (1) 若該斷層為「第一類活動斷層」，則該斷層於管線使用年限中，再次錯動的機率相當高，進行步驟2斷層研判。
- (2) 若該斷層為「第二類活動斷層」，則該斷層於管線使用年限中，有可能再次錯動，進行步驟2斷層研判。
- (3) 若該斷層為「存疑性活動斷層」，可根據管線重要程度，進行步驟2。

- (4) 若該斷層「非活動斷層」，則該斷層於管線使用年限中，再次錯動的機率相當低，直接進行步驟5一般地層管線耐震設計。

步驟2：斷層資料研判

根據既有資料與現場鑽探結果，標定斷層帶位置、寬度以及斷層之走向與傾角。

- (1) 若斷層位置確定，進行步驟3「管線耐震設計」。
- (2) 若無法確定斷層位置，則進行步驟4「管網強化設計」。

步驟3：管線耐震設計

管線直接穿越已知的斷層，可根據前述之對策，以下列階段設計管線，提高其耐震性。

- (1) 根據斷層錯動方式，決定適當的管線與斷層交角；
- (2) 設計管線，決定其管材、管徑、埋設深度與回填材料；
- (3) 設計接頭，決定接頭個數與配置方式；
- (4) 決定外套管使用與否以及設置位置。

步驟4：管網強化設計

若無法確認斷層可能錯動位置，或可能錯動範圍過大，則耐震設計精神應著重在管網之耐震性，除採用已知斷層之設計方式外，應將管線耐震設計範圍加大，以降低可能發生之斷層震害。

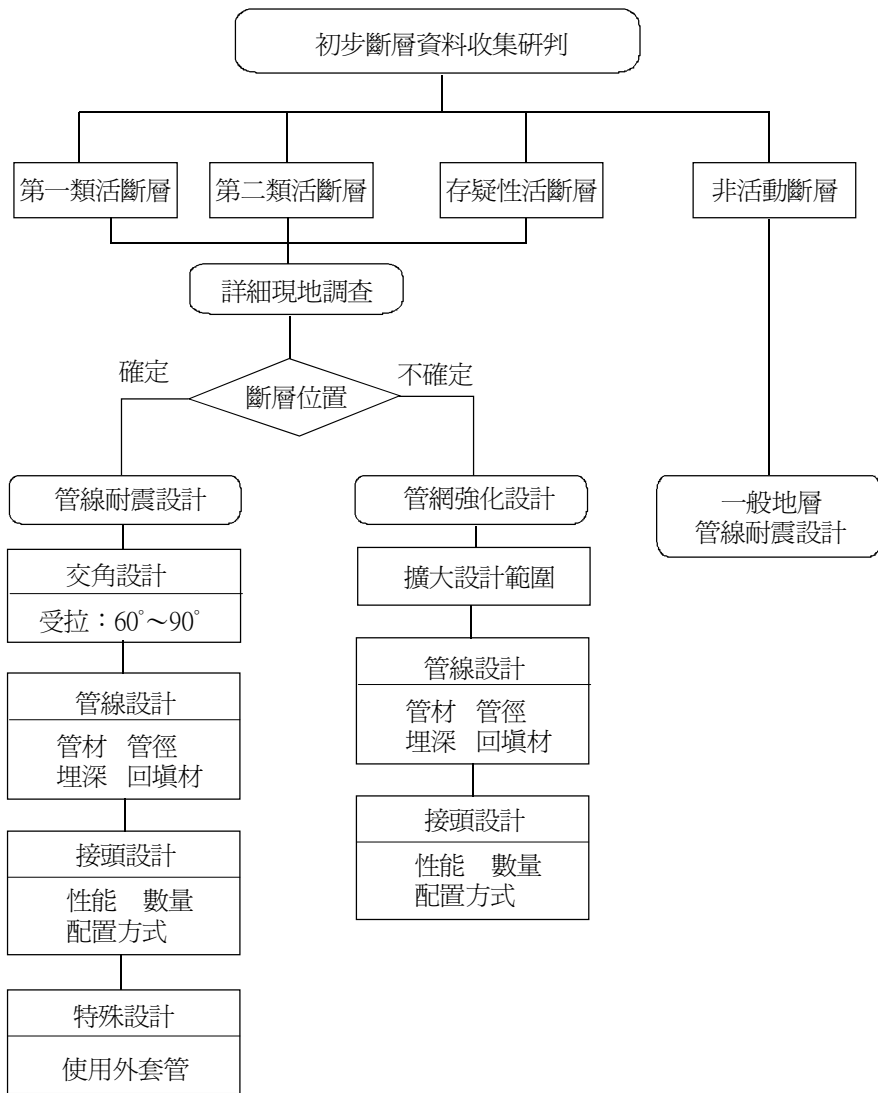


圖8 管線通過斷層設計流程

步驟5：一般地層管線耐震設計

斷層無錯動之可能性時，則視為一般地層，按照一般地區進行管線耐震設計。

(三) 緊急應變供水措施

事實上斷層的位置與數量尚難明確掌握，尤其在地表的破裂位置與範圍亦難精

準預測並予以界定。進行斷層帶全面性的管線耐震性強化，其經濟效益值得考量，因此管線通過斷層的耐震對策，目標應著重震後能緊急供水、迅速復舊能力提昇。

1. 管線網路相互支援

重要的管線（如配水幹管）穿越斷層

區，應以管線二重化、配水系統區塊化、複數化，並與其他管線相互聯通配置等管網計畫，分攤管線破壞的風險。若通過斷層區之管線已遭到破壞，也可以迅速接駁鄰近的供水區塊系統，將單一管線破壞的影響降到最低，避免整個供水系統因單一管線破壞而整體功能完全喪失。

2. 止水閥、自動遮斷閥

除一般管線每隔500~1000公尺設置一處止水閥外 [10]，須在管線鄰近斷層處設置遮斷閥，尤其在上游處設置自動關閉裝置，在管線破壞的第一時間，能有效控制水源，避免進一步損失。

3. 繞流管

平時於斷層區域所轄工程單位儲備搶修用的臨時管，當管線遭破壞時能緊急繞流供水，提高搶修的時效。

六、 結論與建議

九二一地震後各界曾熱烈討論斷層帶兩側建築物禁限建問題，因此建築物可以限制建造在斷層帶兩側以避免斷層震害，但是自來水輸配水管線卻無法避免通過斷層區域，因此自來水管線亟需擬定相關耐震設計規範與對策供相關事業單位參照，用以提高管線穿越斷層之耐震性能，及維持管線乃至於整個供水系統的功能。而本文建議之管線穿越斷層的耐震對策主要包括：1.加強耐震能力—依據管線重要程

度，提昇其耐震能力；2.配置支援管線—避免單一管線破壞影響整個系統之機能；3.預設緊急應變及搶救設施—提高緊急搶修之時效性與方便性；等三大方向。而設計者則可參照本文建議步驟，在考慮建造成本、經濟效益、供水系統安全性與搶修之便利性等各種主客觀條件以選擇較適合之耐震方案。

參考文獻

1. 王炳鑫，「台灣九二一集集地震公共給水管線設備損害報告」，自來水會刊雜誌，第十九卷，第一期，第64~81頁(2000)。
2. 張徽正、林啓文、陳勉銘、盧詩丁，「台灣活動斷層概論—五十萬分之一台灣活動斷層分佈圖說明書」，經濟部中央地質調查所，台北(1998)。
3. 徐鐵良，地質與工程，中國工程師學會，台北，第73~136頁(1997)。
4. 林慶偉、賴文基、黃敏郎、劉彥求、吳銘志、謝正倫，「九二一大地震成因與斷層活動機制」，1999集集大地震災害調查研討會論文集，台南，第III-1~III-16頁(1999)。
5. Newmark, N.M. and W.J. Hall, "Pipeline Design to Resist Large Fault Displacement," *Proceeding of the U.S. Nation Conference on Earthquake*

- Engineering*, Oaskland, Calif., pp. 416~425 (1975).
6. Kennedy, R.P., A.W. Chow, and R.A. Williamson, "Fault Movement Effects on Buried Oil Pipeline," *Transportation Engineering Journal, ASCE*, Vol. 103, No. TE5, pp. 617~633 (1977).
 7. Wang, L.R.L. and Y.H. Yeh, "A Refined Seismic Analysis and Design of Buried Pipeline for Fault Movement," *International Journal on Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 13, No. 1, pp. 75~96 (1985).
 8. 葉耀輝，「埋管通過斷層帶穩定分析」，行政院國家科學委員會防災科技研究報告74-50號，NSC74-0414-P011-01 (1986)。
 9. 邱耀正、冀樹勇、黃浩志，「斷層滑動引致埋管受軸壓之穩定分析」，中國土木水利工程學刊，第五卷，第四期，第347~354頁 (1993)。
 10. 日本水道協會，水道施設耐震工法指針・解說，日本水道協會 (1997)。

淤泥指數(SDI)的測定方法及在淨水處理上的應用

周珊珊*

一、前言

薄膜技術在水及廢水的處理、回收及淨水處理上的應用日益蓬勃，包括微濾(microfiltration, MF)、超濾(ultrafiltration, UF)、極限濾(nanofiltration, NF)及逆滲透(reverse osmosis, RO)等薄膜程序均已有相當多的應用案例。微濾法分離的粒子大小範圍在0.1-10 μm 之間，超濾法分離的粒子大小範圍在0.001-0.1 μm 之間，逆滲透法則是分離0.0001-0.001 μm 範圍內的分子或離子。薄膜程序的優點是省能源、操作簡便且具有良好的分離性能，缺點是薄膜成本高且容易結垢。目前的應用案例成功與失敗的都有，端視其原水水質及前處理單元的設計是否恰當，否則，短時間的操作即可能造成薄膜的阻塞，並降低其使用壽命。薄膜阻塞主要有下列三種原因：膠體阻塞(colloid fouling)、積垢(scaling)及生物阻塞(biofouling)，其中評估膠體阻塞最普遍使用的指標即為淤泥指數(silt density index, SDI)，以RO程序為例，一般RO進水的SDI需處理至

3.0以下，否則很容易造成RO膜管阻塞。

二、SDI的測定方法

SDI為測定膠體阻塞指數最常用的一種工具，此試驗目的主要在估計水中膠體粒子數量的多寡。本節內容大部分整理摘錄自ASTM (American Society for testing and Materials) D4189-95¹，ASTM D4189的標準方法是適用於相當低濁度的水(<1.0NTU)，但由於每個膠體粒子的形狀、大小及特性並不相同，故此分析方法的測定值並不能代表膠體粒子數量的絕對值。

2.1 方法概述

SDI測定方法乃在30psi恆壓下，利用水樣流經0.45 μm 之濾紙時，以濾紙的阻塞速率計算之。選用0.45 μm 濾紙的原因是因為此孔徑對膠體物質阻塞的敏感度較對硬質顆粒高。SDI值愈高表示濾紙阻塞速率愈快，即膠體粒子濃度愈高。

2.2重要性及應用須知

(1) SDI可作為膠體粒子數量的指標

* 工業技術研究院環境與安全衛生技術發展中心研究員

- (2) SDI可用來評估過濾或沉澱等單元是否能有效的去除膠體粒子
- (3) SDI與許多薄膜單元（如RO）的阻塞趨勢具有相當高的相關性
- (4) SDI值與測試水樣的溫度有關，因此不同溫度的測試值無法比較
- (5) SDI值可能因測試濾紙的品牌不同而有所差異。

2.3 測試裝置與步驟

ASTM提供的裝置圖較簡單，只顯示壓力計、壓力調節閥、樣品閥及薄膜過濾器零件，但在實際操作時須維持30psi的恆壓，詳細的實驗裝置如圖1所示，可分為空壓機、壓力鋼瓶及薄膜過濾器三大部分，所有與水樣接觸部分（如管線及鋼瓶）均須為高品質之不鏽鋼材質，以避免因腐蝕而產生污染。進行SDI測試前須先準備好濾紙（47mm，0.45 μm ）、500ml量筒及馬錶，實驗步驟如下：

- (1) 將壓力鋼瓶以純水沖洗乾淨
- (2) 將空壓機、壓力鋼瓶及薄膜過濾器三部分連接，但先不放濾紙
- (3) 將適量樣品倒入鋼瓶當中
- (4) 控制空壓機的供氣壓力在40psi以上，打開樣品閥沖洗管線約2min
- (5) 以濾紙夾將直徑47mm的0.45 μm 濾紙放置於薄膜過濾器上，濾

紙之光滑面必須朝向流體流進之方向。

- (6) 打開樣品閥且同時調節壓力至30psi。
- (7) 放置500 ml量筒於出水口以備用。
- (8) 立刻以馬錶測試原液通過濾紙並流入量筒之體積為500 ml時，所須之時間 t_i 。
- (9) 持續過濾，並於5分鐘或15分鐘時，量測一次原液通過濾紙並流入量筒之體積為500 ml時，所須之時間 t_f 。
- (10) 記錄 t_i 及 t_f 兩時間，經過計算可換算得SDI₅（SDI₅或SDI₁₅），並同時記錄水溫。

註1：除了直徑47mm的濾紙外，亦可使用其他大小的濾紙，如25mm或90mm

註2：可用非阻塞性參考水樣進行控制組實驗，測收集500 ml水樣所需時間 t_c ，此參考水樣可以0.2 μm 濾紙過濾蒸餾水後得之

註3：若 $t_i < 0.9 t_c$ ，可能是濾紙未放好，需要重新放置新的濾紙；若 $t_i > 1.1 t_c$ ，則水中膠體粒子較多，可減少採樣體積為250 ml或100 ml

2.4 計算方法：

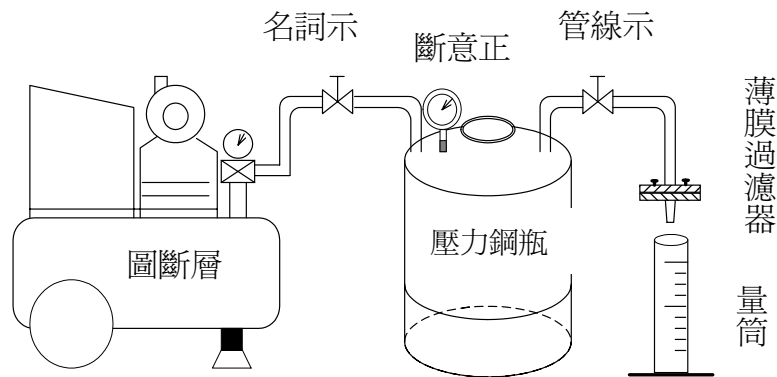


圖1 SDI實驗裝置

$$SDI_T = \frac{(1 - \frac{t_i}{t_f}) \times 100}{T}$$

SDI_T (silt density index) : 過濾T分鐘後之SDI值 (通常為15分鐘)

t_i : 實驗開始, 500 ml原液流經濾紙所需之時間 (min)

t_f : 實驗經過T分鐘後, 500 ml原液流經濾紙所需之時間 (min)

註: 當水樣中含有大量粒徑大於0.45 μ m的粒子時, 由於濾紙會很快阻塞而使得流量變小, 因此 t_f 會非常大, 使得 SDI_{15} 趨近一個上限值6.67。

三、SDI在淨水處理上的應用

SDI已廣泛使用在廢水回收上作為判斷薄膜前處理單元是否達到良好處理效果的指標^{2,3}, 林等³在應用線上混凝法作為廢

水回收程序中RO單元的前處理研究中, 利用濁度及SDI作為指標參數, 發現低濁度並不代表低SDI值, 因此濁度並不能有效反應出SDI值及薄膜堵塞的潛勢, 即低濁度的水仍有可能造成薄膜系統的阻塞。由於廢水的濁度較高, 常常無法用標準的SDI測試方法求得SDI值, 因此林等使用另一修正公式來將SDI值的範圍放大, 以便更容易瞭解SDI值所代表的阻塞程度。此修正式是經過作者多次量測後所得到的經驗, 定義在測定SDI的過程中, 出水流量形成緩慢滴流 (5秒鐘內流出的水量少於15滴) 時, 則濾紙表面即視為100%阻塞, 此時所記錄的時間即為測試終止時間 t_E 。此修正的SDI (MSDI, modified silt density index) 計算方法如下:

$$MSDI = 1/t_E \times 100$$

在淨水處理上, 隨著近年來薄膜程序的成本降低而逐步被使用, SDI才逐漸被

應用作為淨水前處理單元的處理功能指標，不過應用案例仍不是很多，以下介紹兩篇相關研究。

Grilon等人⁴在應用一種新的沉澱軟化法作為表面水（河水）處理程序中RO單元的前處理研究中，利用濁度、SDI及修正的阻塞指標（modified fouling index）作為前處理單元是否可有效去除膠體粒子的指標。此篇研究除了使用標準的SDI測試方法外，因為原水的膠體粒子過多，因此量筒尚未收集到500ml的水樣時，測試濾紙即已堵塞，故無法測得SDI，於是作者另外使用修正的阻塞指標，此新阻塞指標亦同樣使用SDI測試設備，但在不同的時間範圍內量取累計的通過濾紙之水樣體積（ V_{TOT} ），並計算不同時間下的瞬時過濾速率（ Q_p ），結果發現 V_{TOT} 與 Q_p 有下式的關係：

$$1/Q_p \sim V_{TOT}^n$$

依據過去學者的經驗，屬於非堵塞型的層狀過濾 n 值約為1， n 值越高時薄膜堵塞的情形越嚴重，此方法是適用於粒子較多因而無法以標準的SDI試驗測試的水樣。

Glucina等人⁵評估兩種整合式薄膜系統（integrated membrane system）處理法國賽納河河水的效果，賽納河原水的主要水質如表1所示。作者分別以UF及傳統前處理方法（混凝-沉澱-粒狀活性碳過濾）

加上後續的抗垢性RO膜進行長達一年的測試，經過UF及傳統前處理方法後的水樣，其水質如表2所示，顯示二者的濁度差不多，但UF的SDI（1.2）卻遠較傳統方法（4.3）為低，UF對微生物的去除效果更是遠較傳統方法為好。不過，UF並無法去除有機物（TOC），傳統方法則在混凝單元除了加多元氯化鋁外，另加入粉狀活性碳，因此對TOC的去除效果較佳。雖然UF出流水的SDI已符合RO供應商對進水的要求，但當RO操作在高流量下，仍會造成輕微阻塞的現象，這應該是由於殘留的有機物所造成，因此RO進水的SDI相當低時並不保證RO薄膜不會阻塞。

四、SDI的應用限制

SDI在應用時有一些問題須特別注意，最近有一份在測試RO膜去除飲用水中As的研究報告⁶即提出SDI有下列的應用限制：

1. SDI測試設備所使用的薄膜流態為dead-end模式，而商業化的UF及RO等薄膜程序流態為crossflow模式，兩者流態不同，因此SDI測試無法完全模擬實際薄膜程序的阻塞問題。
2. SDI測試設備所使用薄膜的孔徑為 $0.45 \mu m$ ，而RO薄膜的孔徑小於 $0.002 \mu m$ ，因此小於 $0.45 \mu m$ 膠體

表1 賽納河原水的主要水質

分析項目	平均值	最小值	最大值
pH	8	6.09	8.16
濁度 (NTU)	10	2	176
UV (m^{-1})	6.12	4.8	8.2
TOC (mg/L)	2.2	1.4	3
導電度 ($\mu S/cm$)	524	503	536
Ca ²⁺ (mg/L)	89	81	95
SO ₄ ²⁻ (mg/L)	24	20	30
SiO ₂ (mg/L)	6.2	4.6	8.1
NO ₃ ⁻ (mg/L)	21.7	17	25
NH ₄ ⁺ (mg/L)	0.3	0.2	0.5

表2 UF及傳統前處理方法處理後的水質

分析項目	UF	傳統方法
濁度 (NTU)	0.1	0.2
SDI	1.2	4.3
總大腸桿菌數 (cfu/100mL)	0	162
UV (m^{-1})	5.8	2.0
TOC (mg/L)	2.1	1.2
THM ($\mu g/L$)	83	55

粒子仍可能造成RO的阻塞，但SDI測試並無法顯示此部份的問題。

- RO程序在操作過程中，濃水端鹽類濃度會大幅提高，提高至某一濃度時可能因溶解度的限制而易產生積垢，此點SDI測試亦無法預測

- American Society for Testing and Materials Standard (1995), Test Method for Silt Density Index (SDI) of Water, D4189-95, Philadelphia, P.A.
- Allison R. P. (1995), Electrodialysis reversal in water reuse applications. Desalination 103, 11-18.

參考文獻

- 林士正、楊子岳、盧文章 (2000)，薄

膜程序前處理技術應用於廢水回收之評估，第五屆水再生及再利用研討會，台北，p.200-210。

4. Grilron J., Chaikin D. and Daltrophe N. (2000), Demonstration of CAPS pretreatment of surface water for RO. *Desalination* 127, 271-282.
5. Glucina K., Alvarez A. and Laine J. M. (2000), Assessment of an integrated membrane system for surface water treatment. *Desalination* 132, 73-82.
6. NSF International (2001), Removal of Arsenic from Drinking Water, Environmental Technology Verification Report, Hydranautics ESPA2-4040 Reverse Osmosis Membrane Element Module, US-EPA.([http : //www.epa.gov /etv/01/hydranautics_vr.pdf](http://www.epa.gov/etv/01/hydranautics_vr.pdf))

薄膜生物技術應用於飲用水處理之探討

張王冠*、洪仁陽*、張敏超*、邵信*

摘要

去除水中過量硝酸氮為飲用水處理重要工作之一，多種技術可用以去除原水中硝酸鹽。生物處理程序具完全去除硝酸氮及省能源之優點，然而可能產生亞硝酸氮及殘留碳源則為其應用之限制。薄膜生物處理技術可有效利用添加之基質（碳源或能量來源），提高脫氮處理效率；由於使用薄膜分離，可將生物處理程序隔離進行，並得高生物穩定性之出流水。本文將目前發展之薄膜生物脫氮技術歸納為三種應用型式，即處理水傳輸、硝酸氮傳輸與基質傳輸等三大類，微生物存在型態則有懸浮性與生物膜兩種。目前各類薄膜生物脫氮技術大都處於實驗室或模型研究階段，僅少數為實廠應用。由於近年來薄膜材料發展快速，薄膜成本與性能均有大幅進展，可預期未來薄膜生物技術將廣為應用。

關鍵詞

硝酸鹽、飲用水處理、脫氮、薄膜生物反

應槽

前言

根據行政院八十六年通過的飲用水水源水質標準，地面水體或地下水體作為連續供水固定設備之飲用水源者，硝酸鹽(NO_3^-)之濃度限制為 $10 \text{ mg NO}_3^-/\text{L}$ ($44.3 \text{ mgNO}_3^-/\text{L}$)，因此以含硝酸鹽水體做為飲用水水源，硝酸鹽必須加以去除，以確保飲用水品質與安全。很多技術可應用於去除原水中硝酸鹽，如離子交換、生物脫氮、逆滲透與電透析等。這些技術可分為兩大類：物理化學處理程序（如離子交換、逆滲透與電透析）與生物處理程序，各種技術各有其優劣點。物理化學處理程序通常僅將硝酸鹽進行分離濃縮，因此產生高濃度廢液，需考量後續之處理問題。例如，離子交換技術使用陰離子樹脂中之氯離子或碳酸氫根與水中硝酸鹽進行取代反應，以達到去除硝酸鹽的目的。然而樹脂飽和後需以過量鹽類進行再生，因而產生含高濃度硝酸鹽、硫酸鹽與氯鹽之廢液，需進一步處理。生物脫氮則是利用脫

* 工業技術研究院 環境與安全衛生技術發展中心 環境科技研究組 研究員

氮菌將水中之硝酸鹽轉化成氮氣，微生物與碳源通常需外加至原水，因此需較佳之後處理設計，以確保飲用水水質。另外，脫氮過程中，亞硝酸鹽中間產物之產生，亦為應用此技術之一大疑慮(Gayle et al., 1989；Mateju et al., 1992)。本研究群曾針對飲用水含氮污染物處理技術進行文獻回顧（邱創汎等，1997；洪仁陽等，1997；張王冠等，1997；游惠宋等，1998）；近年來，亦開發BioNET®生物處理技術，除可應用於廢水處理外，亦可有效去除飲用水原水中氨氮與硝酸氮（鄒文源等，1999；鄒文源等，2001），薄膜生物處理技術為本研究群開發中之技術，其具有結合生物處理與物化處理特性之優點，本文將針對其發展現況與應用性進行探討。

薄膜生物處理技術

薄膜生物處理技術乃是結合薄膜分離與生物反應槽所產生之新穎處理技術，其中進行生物分解所需之懸浮固體（或微生物），以薄膜分離而產生處理水。由於微生物被隔絕在系統內，因此可有效控制微生物在反應槽內停留時間（污泥齡），並對出流水達到“消毒”作用。薄膜生物處理技術與傳統薄膜處理技術並不相同，傳統薄膜處理技術只是單純物理性分離水中溶質或固體物，並無生物分解之能力，而

薄膜生物處理技術則進行生物分解與薄膜分離之雙重作用，以達到去除溶質與固體物之目的。

依據應用領域的差異，薄膜生物反應槽（Membrane Bioreactor, MBR）大致可分成三種型式，即(1)固液薄膜分離生物處理槽（Solid-Liquid Membrane Separation Bioreactor；SLMSB），利用UF或MF薄膜分離濃縮生物污泥，並回流至生物處理槽，(2)無泡曝氣生物處理槽（Bubbleless Aeration Membrane Bioreactors；BAMB），利用特殊材質薄膜（尤其是silicone rubber）輸送氧氣至生物處理槽，(3)萃取式薄膜生物處理槽（Extractive Membrane Bioreactor；EMB），利用薄膜將水、廢水或廢氣中之特定有機物萃取，送至生物處理槽進行生物分解，此技術不受被處理相中無機成份影響。

MBR的技術特點非常多，與傳統活性污泥處理技術比較（表一），包括(1)適合中小型規模特殊污染物處理，(2)初設成本較高，但操作成本低，以總成本而言仍較有利，(3) Biomass可完全截留，沒有傳統生物污泥分離的問題，系統操作維護容易，(4)污泥停留時間（Sludge Retention Time, SRT）可相當長，生長速率緩慢的微生物得以滯留與增殖，有利於特殊或難分解污染物的去除，(5)污泥濃

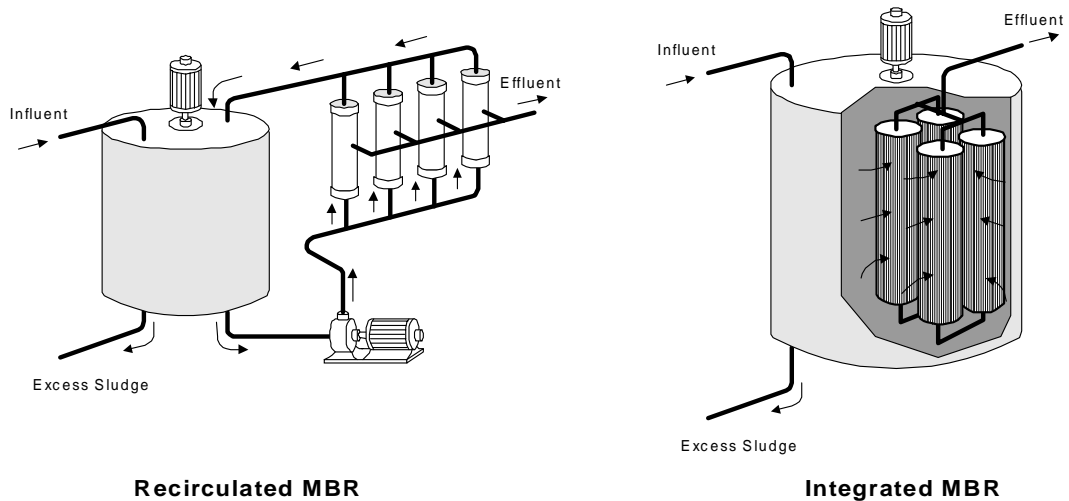
表一 MBR 技術與傳統活性污泥 (Activated Sludge, AS) 技術之比較

現有技術 (AS) 遭遇之問題	MBR 之技術優點
1. 無法忍受太大之負荷變化	污泥濃度高，可處理高濃度變化
2. 反應速率慢	污泥濃度高，處理系統單位活性增加
3. 不易分解多種污染物	<ul style="list-style-type: none"> ● 污泥停留時間 (SRT) 可相當長，生長速率緩慢的微生物得以滯留與增殖，有利於特殊或難分解污染物的去除。 ● 截留難分解之高分子物質，增加處理效率。
4. 產生大量污泥	維持低 F / M 比，減少廢棄污泥量。
5. 處理水水質不穩定	<ul style="list-style-type: none"> ● Biomass 可完全截留，沒有傳統程序污泥分離的問題。 ● 可去除細菌和病毒，以達到消毒之作用。
6. 空間需求大	<ul style="list-style-type: none"> ● 處理系統不需沈澱單元，可大幅節省空間。 ● 污泥濃度高，處理系統單位活性增加，進而減少處理槽體積。

度高，處理系統單位活性增加，進而減少處理槽體積，(6)處理系統不需沈澱單元，可大幅節省空間，(7)截留難分解之高分子物質，增加處理效率，(8)可去除細菌和病毒，以達到“消毒”之作用，(9)維持低 F / M 比，減少廢棄污泥量；(10)處理單元緊密配置，減少臭味溢散，(11)能量消耗低，不需外加化學藥劑。

MBR 操作方式以圖一表示，進流水進入生物反應槽後與微生物（污泥）接觸

並進行分解反應，此混合物在足夠壓力差驅動力下通過膜管，此過濾作用產生之滲透液即為處理水，而污泥則被完全截留在反應槽內，過量污泥定期排出以維持固定之污泥齡，而薄膜則以反沖洗或化學清洗進行定期清洗。薄膜單元可安置在生物反應槽體外，亦即污泥在生物反應槽與薄膜單元間進行循環；亦可將薄膜單元整合於反應槽內。前者稱為支流式 (side stream) 或再循環式 (recirculated) MBR，以正壓



圖一 薄膜生物處理技術應用方式

力梯度方式，將循環與膜管內側（外側）之混合液，由內向外（由外向內）產生滲透液（處理水）；後者則稱為浸入式（submerged）或整合式（integrated）MBR，通常由膜管內側吸取滲透液，亦即以產生負壓力方式，由外向內產生滲透液。兩種操作方式各有優缺點，通常支流式較佔空間，透膜壓力（transmembrane pressure）較大，產生通量亦較大，但能量消耗亦較大；浸入式則相反。

薄膜生物脫氮技術

薄膜程序之實廠應用，以逆滲透用於脫鹽及製造超純水之案例最多，且已有多年歷史。近十年來，MBR技術逐漸廣泛應用於污水與工業廢水處理，但直到最近

才開始應用於飲用水處理。從1990年代初期，即陸續有學者進行薄膜生物脫氮技術之研究，並演變成多種應用方式，通常使用薄膜生物槽進行原水脫氮處理，具有減少殘餘有機基質、避免後續微生物污染及減少亞硝酸鹽中間產物等優點。目前大部份應用型式均仍處於實驗室或模型廠研究階段，少數則進入實廠階段，雖然應用規模不大，但本技術近年來發展快速，未來應用潛力相當大。表二比較固液薄膜分離生物處理程序與一般薄膜分離程序之異同點。

生物脫氮作用之進行，需要若干因素配合方能進行，包括水中硝酸氮污染物（電子接受者）、碳源（電子供給者）與進行脫氮作用之微生物。由目前文獻報導

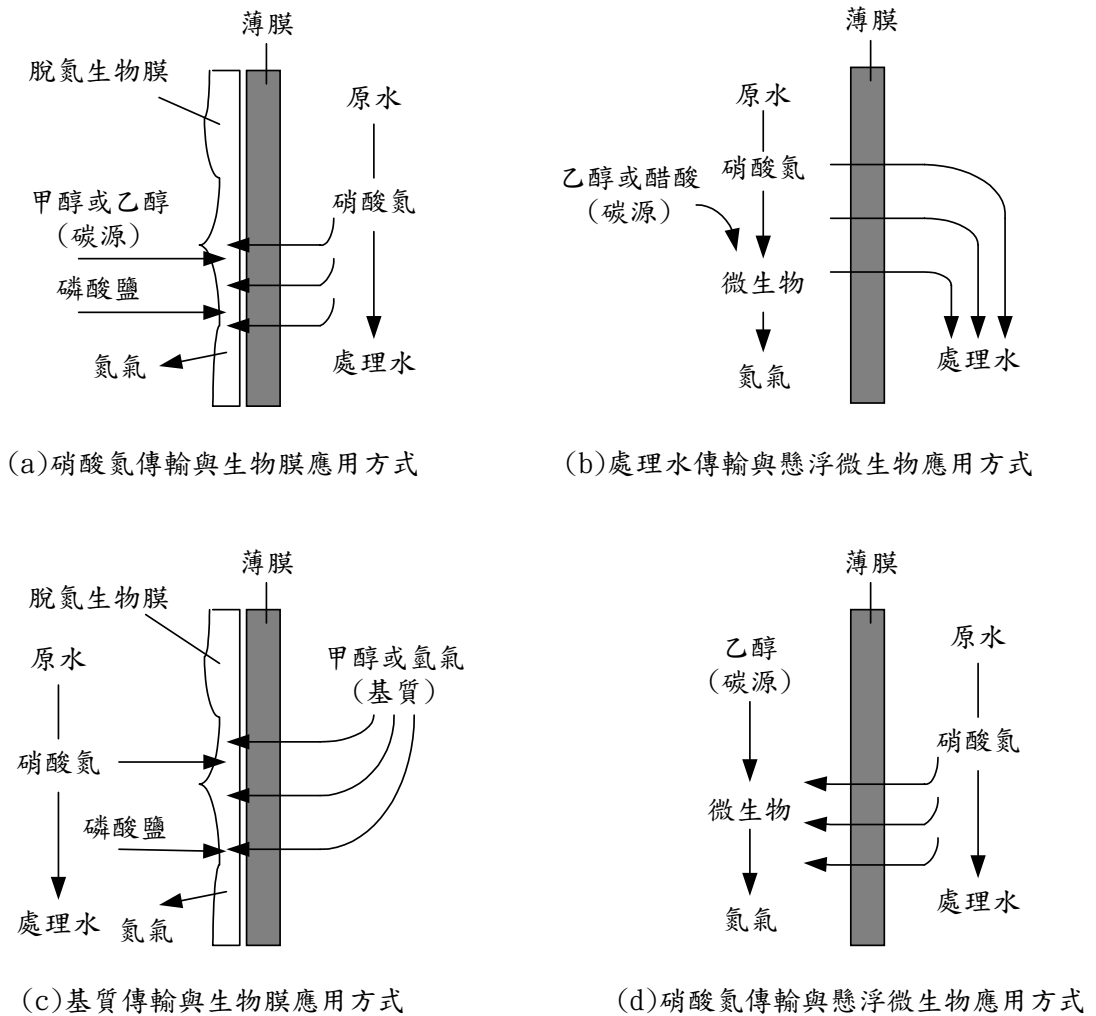
表二 比較固液薄膜分離生物處理程序與一般薄膜分離程序

考慮因數	薄膜生物處理程序	薄膜分離程序
處理機制	生物分解與篩除分離	溶解/擴散+排斥分離
使用薄膜	MF、UF	RO
操作壓力	< 1 bar	10-60 bar
產生廢棄物	無滯留液 NO ₃ ⁻¹ 轉換成 N ₂ 產生少量生物污泥	產生滯留液 NO ₃ ⁻¹ 被濃縮，需進一步處理
操作特性	高固體物環境下操作	進水水質限制嚴格

之研究發展方向，依照薄膜傳送物質種類及微生物在反應槽應用方式，演變出數種不同型式薄膜生物槽，以薄膜傳送物質種類而言，即有基質傳輸、硝酸氮傳輸與處理水傳輸等三種；而對微生物在反應槽應用方式，則有懸浮微生物與固定生物膜兩類。圖二所示即為應用薄膜生物處理技術進行生物脫氮之應用型式。

由於薄膜傳送物質種類不同，因此需依賴不同性質之薄膜來達成。傳輸處理水之薄膜為目前應用廣泛之微過濾 (Microfiltration, MF) 與超過濾 (Ultrafiltration, UF) 使用之薄膜，其通常為各種高分子材質構成之親水性薄膜，孔隙大小通常分別介於 0.1-10 μm 與 1-100nm，主要是以壓力為驅動力以進行過濾操作(Barreiros et al., 1998; Chang et al., 1993; Delanghe et al., 1994; Wasik et al., 2001)。傳輸硝酸氮之薄膜則與前述傳輸

處理水之薄膜有所不同，其通常為透析 (dialysis) 薄膜，利用硝酸氮在薄膜兩端之濃度差，產生濃度梯度以進行硝酸氮之傳輸，處理水因與生物反應區域分開，可避免微生物污染處理水之問題(Fuchs et al., 1997; Mansell et al., 1999)；另亦有學者使用離子交換膜，僅選擇性通過硝酸離子，以提昇硝酸氮之傳輸速率(Fonseca et al., 2000)。至於基質傳輸則又使用不同性質之薄膜，其應用萃取式薄膜生物處理技術，使用無孔隙(Nonporous)的薄膜傳輸氫氣、甲醇或乙醇等物質，以有效使用基質及控制處理水中有機碳濃度(曾四恭等，1999；何俊明等，2000)。至於採用懸浮微生物或固定生物膜操作，除與薄膜性質、基質傳送方式有關外，尚與基質利用速率有關；在操作上，可利用水力條件及對反應槽之擾動狀況，以控制生物膜之厚度。



圖二 應用薄膜生物處理技術進行生物脫氮之應用型式

整理文獻報導各類薄膜生物脫氮處理研究結果，列於表三。綜合各研究結果，應用薄膜生物脫氮處理，由於使用薄膜分離，基質或微生物可更有效被使用或截留，因此使用基質（包括甲醇、乙醇、醋酸、氫氣等）較不受限制，微生物濃度亦可提高以提昇硝酸氮去除效率。對於表三

所列之A類應用，處理水滲透通量可達 $0.3- 2.4 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{day}$ ，而B類應用硝酸氮滲透通量則約為 $4 \text{ gNO}_3\text{-N}/\text{m}^2/\text{day}$ ；至於體積負荷與脫氮速率（A類應用）則分別為 $1.7- 2.8 \text{ kgNO}_3\text{-N}/\text{m}^3/\text{day}$ 與 $0.16- 1.23 \text{ gNO}_3\text{-N}/\text{g SS}/\text{day}$ ，停留時間一般則在 $0.2- 1$ 小時範圍內，與其他生物處理技術，其可達到

表三 各類薄膜生物脫氮處理研究結果

MBR 型式	應用方式	使用薄膜	使用基質(電 子供給者)	薄膜通量 (A: $m^3/m^2/day$, B&C: $g/m^2/day$)	體積負荷(A: $kgNO_3^-N/m^3-day$) 或面積負荷 B&C:($g/m^2/day$)	停留時間 (hours)	脫氮速率 (A: $gNO_3^-N/g SS/day$, B&C: $gNO_3^-N/m^2/day$)	參考文獻
A	處理水傳輸+懸 浮微生物	UF 中空纖維， cellulose，1 m^2	乙醇	2.4	2.8	0.5-1	0.27± 0.05	Chang et al., 1993
A	處理水傳輸+懸 浮微生物	UF 板式，100 cm^2 cellulose	乙醇	0.5			0.16	Delanghe et al., 1994
A	處理水傳輸+懸 浮微生物	UF 中空纖維， polysulfone， MWCO 500，0.032 m^2	醋酸	0.3-1.9	≤ 1.73	≥ 0.625		Barreiros et al., 1998
A	處理水傳輸+懸 浮微生物	MF capillary，PP， 0.1 μm	甲醇		2.3	0.2		Wasik et al., 2001
B	硝酸氮傳輸+懸 浮微生物	PTFE, 0.02 μm	甲醇	4 (硝酸氮)				Mansell et al., 1999
B	硝酸氮傳輸+生 物膜	• Cellulose, MWCO 3500; • PVDF, MWCO 500000; • PP 0.2 μm	乙醇	3.9 (硝酸氮， cellulose 薄膜)			0.27-1.23	Fuchs et al., 1997
C	基質傳輸+ 生物膜	矽膠管(2.5 mm X 6m)	甲醇				0.8-6.0	曾四恭等， 1999
C	基質傳輸+ 生物膜	矽膠管(2.5 mm X 10m)	氫氣	2.5 (氫氣) 10 (二氧化碳，以 碳酸鈣表示)	3.7-14.7		2.0-5.0	何俊明等， 2000

較高之硝酸氮體積負荷與脫氮速率。

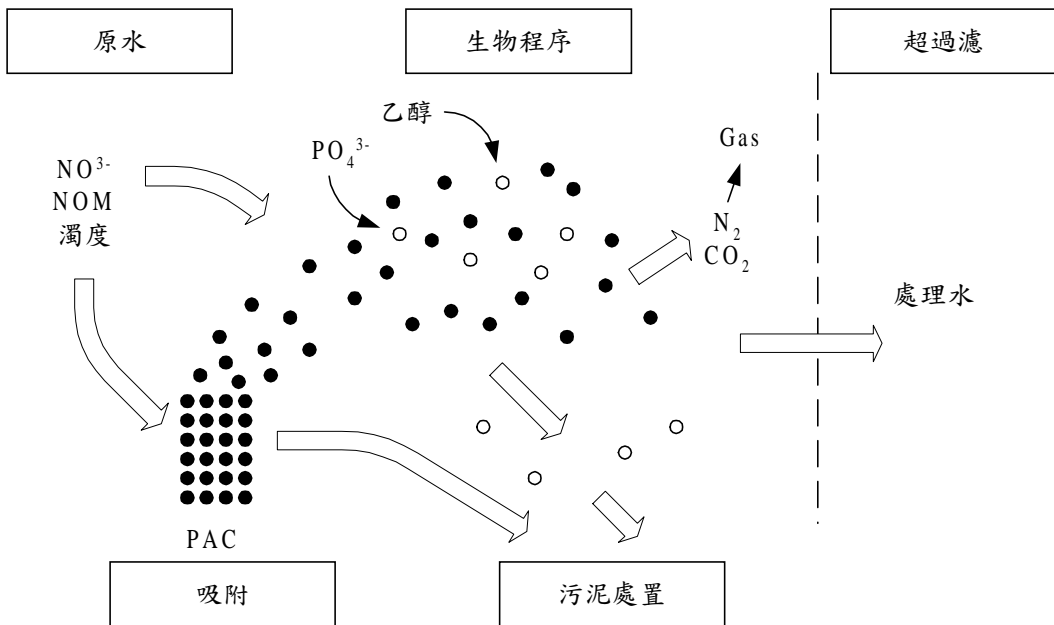
案例介紹

在1989年，法國Douchy建立UF過濾處理廠，以去除原水濁度並達到消毒的目的，處理流程包含兩套UF設備，共可提供1200m³/day之處理水。1992年發現原水中含有較高濃度之硝酸鹽（10-25 mgNO₃-N/L）及微量殺蟲劑化合物（Atrazine、de-ethylatrazine、simazine及尿素衍生物），因此提供了薄膜生物處理技術應用的機會。在經過模型試驗以建立最適化生物與過濾效能後，將其中一套UF系統改建為薄膜生物處理流程，其處理量為400 m³/day。本案例所應用之程序係由法國

Lyonnais des Eaux集團發展，使用有機中空纖維UF薄膜（由法國Aquasource製造）以同時進行原水生物脫氮、殺蟲劑去除與濁度去除（Chang et al., 1993；Urbain et al., 1996），其原理如圖三所示。脫氮反應在一完全混合生物反應槽中進行，槽中亦加入粉末活性碳（PAC）以吸附原水中微量殺蟲劑成分與部份有機物，混合液經由UF薄膜過濾而得處理水，滯留液則回流至反應槽。

模型試驗與實廠操作結果歸納如下：

- * 在總懸浮固體（TSS）1 g/L（其中PAC添加量達0.5 g/L，亦即佔50%之TSS）下，以溫和的壓力差



圖三 法國 Douchy 薄膜生物脫氮技術原理

與橫流速率 (crossflow velocity) 操作，通量可穩定維持在60- 70 L/h-m²，此狀況至少可維持兩個月，而薄膜不需進行化學清洗。

- * 以自動控制調節乙醇添加量，可有效進行脫氮反應，操作過程中無亞硝酸氮產生，即使在進行薄膜反沖洗與加氯清洗期間亦是如此。
- * 處理水有機碳濃度低、生物穩定性佳且無異味，與僅使用UF處理比較，三鹵甲烷 (THMFP) 並無明顯不同。此結果顯示結合生物脫氮與UF及PAC處理原水，處理水可有效脫氮與去除殺蟲劑化合物，並且達到消毒的效果。

結論

新發展之薄膜生物處理技術結合生物處理與薄膜分離功能，加強了生物處理之效率與可靠性，由於反應槽內可維持相當高微生物濃度，因此反應槽體積可縮小，具有省空間與高效率之優點；另其處理水水質良好，並具有去除微生物之功能，克服了生物脫氮造成殘餘碳源與微生物污染之缺點。在飲用水處理應用方面，目前已可實廠應用至水中硝酸鹽與殺蟲劑化合物去除，其他在氨氮與有機物去除上，亦具有極大潛力。未來，更經濟有效膜材之開發應用，及提高其比表面積與薄膜通量，

將是本技術未來推廣應用之主要關鍵。

參考文獻

1. 邱創汎、游惠宋、洪仁陽、張王冠及邵信，飲用水含氮污染物處理技術（一）：生物脫氮，自來水會刊，第十六卷第三期，62-67，1997。
2. 洪仁陽、邱創汎、游惠宋、張王冠及邵信，飲用水含氮污染物處理技術（二）：自營性生物脫氮，自來水會刊，第十六卷第四期，24-30，1997。
3. 張王冠、洪仁陽、邱創汎、游惠宋及邵信，飲用水含氮污染物處理技術（三）：離子交換脫氮，自來水會刊，第十七卷第一期，89-95，1997。
4. 游惠宋、張王冠、洪仁陽、邵信及邱創汎，飲用水含氮污染物處理技術（四）：薄膜分離去除硝酸鹽氮，自來水會刊，第十七卷第四期，25-29，1998。
5. 鄒文源、張王冠、洪仁陽、吳漢松及莊順興，BioNET生物程序處理自來水原水之研究，自來水會刊，第十八卷第四期，22-33，1999。
6. 曾四恭、張育傑及何俊明，改變

- 外加碳源方式之生物脫硝反應研究，第二十四屆廢水處理技術研討會論文集，67-72，1999。
7. 何俊明、張育傑、鄒文博、呂婉瑜及景惠鈴，利用薄膜添加基質之氫氣自營性生物脫硝反應槽去除水源中硝酸鹽之研究，第二十五屆廢水處理技術研討會論文集，935-939，2000。
 8. 鄒文源、張王冠、洪仁陽及吳漢松，利用BioNET去除自來水原水硝酸氮之研究，自來水會刊，第二十卷第二期，3-17，2001。
 9. Barreiros, A. M., C. M. Rodrigues, J. P. S. G. Crespo and M. A. M. Reis, Membrane Bioreactor for drinking water denitrification, *Biopro. Eng.*, 18, 297-302, 1998.
 10. Chang, J., J. Manem and A. Beaubien, Membrane Bioprocesses for the denitrification of drinking water supplies, *J. Memb. Sci.*, 80, 233-239, 1993.
 11. Delanghe, B., F. Nakamura, H. Myoga, Y. Magara and E. Guibal, Drinking water denitrification in a membrane Bioreactor, *Wat. Sci. Tech.*, 30, 157-160, 1994.
 12. Fonseca, A. D., Crespo, J. G., Almeida, J. S., and M. A. Reis, Drinking water denitrification using a novel ion-exchange membrane bioreactor, *Environ. Sci. Technol.*, 34, 1557-1562, 2000.
 13. Fuchs, W., Schatzmayr, G., and R. Braun, Nitrate removal from drinking water using a membrane-fixed biofilm reactor, *Appl. Microbiol. Biotechnol.*, 48, 267-274, 1997.
 14. Gayle, B. P., G. D. Boardman, J.H. Sherrard, and R. E. Benoit, Biological denitrification of water, *Journal of Environmental Engineering*, 115, 930-942, 1989.
 15. Hoek, J. P. van der and A. Klapwijk, Nitrate removal from ground water, *Wat. Res.*, 21, 989-997, 1987.
 16. Mansell, B. O. and E. D. Schroeder, Biological denitrification in a continuous flow membrane reactor, *Wat. Sci. Tech.*, 38, 9-14, 1998.
 17. Mansell, B. O. and E. D. Schroeder, Biological denitrification in a continuous flow membrane reactor, *Wat. Res.*, 33, 1845-1850, 1999.
 18. Mateju, V., S., Cizinskaa, J. Krejci

- and T. Janoch, Biological water denitrification—a review, *Enzyme Microbiology Technology*, 14, 170-183, 1992.
19. Urbain, V., R. Benoit and J. Manem, Membrane bioreactor: a new treatment tool, *J. AWWA*, 88, 75-86, 1996.
20. Wasik, E., Bohdziewicz, J., and M. Blaszczyk, Removal of nitrate ions from natural water using a membrane bioreactor, *Sep. Pur. Technol*, 22-23, 383-392, 2001.

21世紀台北自來水建設創新與願景

朱健行*

摘要

自來水不僅攸關民生福祉，同時也關聯到水源特定區、水土保持及環境保護、工商業用水等各項問題，在國家整體經濟建設發展中居重要的一環。這一年來，台灣地區經濟發展雖然緩和，但居民對自來水之需求不見減低，「質」、「量」與「水壓」均佳的自來水，不僅是提昇國民生活品質之基本條件，亦是國家社會邁向穩定經濟發展之關鍵盤石。自來水的規劃、開發、與管理已不在只是考量單純的民生需求問題，未來的「自來水」也將成為戰略物質、重要商品及永續利用的寶貴資源；掌握自來水發展的動向，了解民生需求的趨勢，適時訂定出前瞻且宏觀的自來水政策，提昇自來水服務的品質，滿足民眾的需求，是自來水事業單位以團隊合作服務的精神，造福國計民生福祉。

一、前言⁽⁴⁾

921集集大地震，帶給台灣社會難以估量的生命財產損失，這場災難癱瘓了部

分地區自來水事業，也讓我們對國內自來水的未來，重新思索另一發展方向；對於如何強化目前自來水管理架構、組織與功能、人才培訓與教育訓練、民眾參與、自來水產業之發展方向、水資源供需問題及國際合作等課題，提出臺北自來水事業的興革措施，期望帶動自來水相關產業發展，帶向新的里程碑，以因應國家社會之需求與居民殷切之期盼。

二、加強自來水管理能力建構⁽²⁾

自來水管理能力與設施建構工作，乃依照供水分區與分區計量之規劃進行，供水管網營運與維護管理之良否，以及如何兼顧「生命、生活、生產與生態」等四種生存之需要，如何強化淨水、供水既有設施之功能，期望加強未來自來水組織之適應性，配合電腦軟、硬體增進人力資源的開發與運用，除了有效運用監控系統，並建置自來水管線資訊管理系統與管網監控監視資訊配合加上與水質監視連線，可建立完善的緊急通報系統，發揮迅速處理功能，並且建立諸項工程資料庫，以利查詢

* 台北自來水事業處監控中心工程員

與統計。

三、積極推動民衆參與自來水工作⁽¹⁾

近年來民衆對於與自身利益相關之政策以及週遭生活環境相關議題越來越重視。在自來水管理清洗水池、水塔以確保自來水衛生安全可口，及水資源保育永續利用之立場，讓民衆適時參加將可減少阻力與抗爭。因此有關「加強自來水調配」、「增闢水源與維護保育」、「節約用水」、「合理水價」、「回饋制度」、「水池水塔清洗」以及「水庫集水區保育」等，均與自來水建設和居民有關，唯有透過民衆熱心積極參與，相互分享自來水管理相關知識與經驗，自來水建設才能發揮預期的便民措施與效益。

四、推廣自來水事業與相關產業

目前國內自來水事業發展並未受不景氣影響與國際趨勢之景氣低迷，針對本世紀可歸納為四個發展方向：自來水生產系統現代化、水關聯產業的發展、管網壓力的提昇考慮增壓給水、管線檢測修漏汰與汰換；唯有在此前提下自來水事業與相關自來水管材設備產業，將對國家經濟成長有所貢獻，且在永續發展理念下，自來水產業將不容忽視，同時亦應營造節約用水環境，讓自來水永續經營，不僅自給自足

並相互融通，且能以生產礦泉水方式提供優質水，並增加市政營收。

五、維護優質自來水環境

在長遠的永續經營考量下，自來水應考量所生產之水是衛生可口適於生飲的，供水管網的水壓是最適當的，水量供給也是最充足；要達成以上之條件，就必須全體自來水從業人員發揮團隊精神，從水源集水區保育做起，然後從貯水、取水、淨水、輸水、配水、給水各方面發揮正常功能外，並降低集水區與供水區環境與生態所造成不良之衝擊。

六、穩定自來水供應建立緊急通報系統

為確保自來水永續供應，除了水源穩定供給外，開發保育與集水區治理應持續加強辦理，增加供水可靠度、要求民衆節約用水並使用省水器材，自來水事業單位應有效調配供水，避免用戶無水或缺水之情形發生，有效運用客服中心解決民衆疑難問題；而有關重大災情例如輸配水管破管、停電影響加壓站泵浦正常運作、水質異常濁度過高不適飲用..等，因此建立整個自來水事業單位之完整監控中心並成為訊息管控中心，全天候24小時監控，有重大災情即時依緊急通報流程向上級長官報告反映實情，並迅速告知相關處理單位，

且詳細追蹤直到事件處理完畢，如圖1。

七、台北自來水事業處創新措施⁽²⁾

1. 積極推動自來水生飲計畫：

為舉證城市進步指標，建立國際形象，水處已於捷運車站、市政大樓、主要公園...等等160處公共場所設置1,850座自來水生飲臺，廣受民眾好評；為確保水質安全、飲用安心，配合推動「用戶清洗水池水塔」的新方案，實施管網維護及預防施工污染，並透過水壓、水質、水量監視監控作業，有效掌握供水品質，推動一般用戶也能生飲，是水處最終目標，亦可替國家節省大筆的能源費用。

2. 繳交水費便利化：

用戶繳交水費亦可選擇金融機構代繳，或赴便利超商、或由網際網路、自動提款機轉帳，所有方式均以電腦轉帳，便利超商甚至24小時代收水費（含過期水費單）服務。

3. 成立客服中心：

積極整合服務用戶項目，全天24小時迅速處理用戶用水及抱怨等相關問題，並納入電腦管理與追蹤，用戶申報無水、缺水與漏水案件一小時內至現場解決用戶困擾問題，用戶可以深深感受水處之用心。

4. 持續更新網際網路服務項目：

配合網路新都建立，可提供申請水費繳交證明、查詢清洗水池水塔合格業者名單、水費查詢、用戶自報度數、抄表度數查詢及新增網路繳水費服務，以便提供便捷迅速之親切服務。

5. 開放自來水博物館：

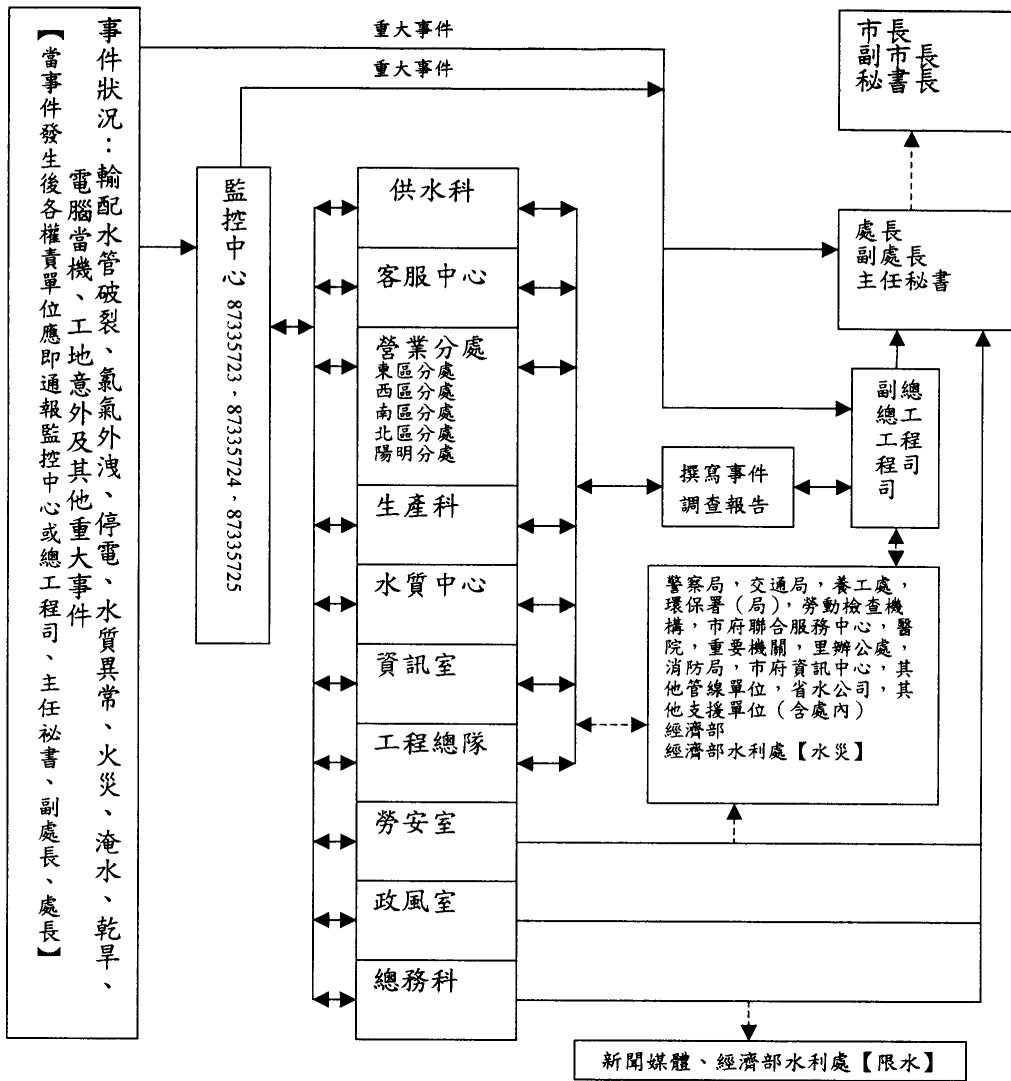
收集自來水歷史照片及代表性水管管材及臺灣首座加壓站設備，充實自來水博物館整體內容與周邊設備例如親水區，成為全國首座自來水博物館，提供民眾休閒遊憩的良好場所。

6. 開放北投溫泉公共浴室：

北投浴室溫泉來自地熱谷，為全國唯一公共青磺泉，對皮膚病、痛風、肌肉酸痛具有療效，現代化的溫泉設備且每日更換溫泉，前往泡湯民眾絡繹不絕，普獲好評。

八、其他重要成果與願景^{(2) (8)}

1. 照顧高地社區與保護區用水需求
2. 積極汰換老舊漏自來水管，克服困難並積極推展業務
3. 全面改善水表計量品質，掌握自來水出水計量提高售水率
4. 改善水表表位及輔助用戶遷移表位，有效解決多年老問題
5. 提高供水壓力，增加泵浦臺數，減少缺水案件提高供水品質



通報時機：

- 一、各單位於所有自來水系統發生任何異常狀況時，均應即時通報監控中心。
- 二、下列重大事件發生時，應立即通報總工程司、主任秘書、副處長及處長。
 1. 重要輸配水管破裂。
 2. 氣氣外洩有造成人員傷亡之虞。
 3. 淨水場因停電或其它事件，致影響正常供水。
 4. 淨水場原水濁度高於 100NTU。
 5. 水質異常（淨水場出水不符合水質標準或施工造成水質污染）致影響一百戶以上之用水安全。
 6. 影響學校、醫院或其他重要機關供水逾半小時尚未恢復正常。
 7. 系統主機或網際網路設備當機有影響用戶權益之虞。
 8. 工地發生人員傷亡或瓦斯外洩爆炸等其他需立即處理之情事者。
 9. 取水口進水量未達標準，有影響出水之虞。
 10. 加壓站因停電或其他事件，致影響正常供水。
 11. 其他經判斷為重大之事件。

- 三、發生以上重大事件，監控中心判斷將有影響供水、交通、淹水之虞並可能上新聞媒體時，即依本處「速報制度」陳報「速報表」給臺北市政府市長室、研考會、新聞處處長室及第四科。
- 四、本處各營繕工程工地發生緊急及意外事故，監造單位應責承包商依「臺北市政府所屬各機關學校營繕工程工地勞工安全衛生須知」填報「立即回報單」並辦理通報作業。
- 五、權責單位應於事件後 24 小時內陳報「事件調查報告」，陳核後應送防災業務單位（供水科）備查。
【水質異常須會同水質中心】

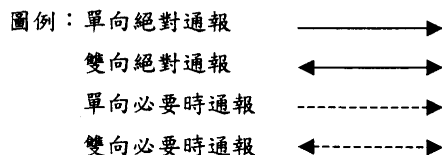


圖1 臺北自來水事業處事件緊急通報流程

6. 有系統的檢測管線漏水，逐年減少漏水損失，提高工程績效
7. 建立自來水管線地理資訊系統，以利輸配給水管資料庫建置
8. 自動化決策管理系統，提供監控中心及客服中心迅速通報
9. 辦公室自動化場所更新及環境美化，增加OA設備增進效率

九、經營環境預測

大台北供水轄區面積遼闊，供水管網複雜，用水人口約383萬人以及供水戶數約140萬戶，大多數的民眾對自來水的服務品質要求及期待已更加提高，加上消費者保護意識抬頭，許多環境因素無法再單純，尤其是以水質最受關切；有關用戶權益事項如水質安全、用水常識、用水權利義務關係、水費服務費之訂定收取都要有明確且公平之規範，此是用戶要求且本處必備之服務品質。

自來水是政府推動國家競爭力之基礎建設，工商業者皆須完善的自來水設施配合運作；有穩定之自來水供應，充分支持產業的發展，則在不景氣的時代，才能穩定經濟成長；大台北供水轄區規劃多年之供水分區及計量系統⁽⁸⁾，將是21世紀重要且必須之工程，可提高系統操作彈性與靈活性，並提昇供水安全性之健全化。

自來水事業屬公用事業，對社會大眾

提供給水服務，與公眾利益關係密切，在自來水相關法令或一般行政命令均有明確的規範，民國八十六年五月二十一日修正公佈之「飲用水管理條例」⁽³⁾及依據該法所訂定公佈之「飲用水水源水質標準」及「飲用水水質標準」，皆影響水處之績效考核、營業正常與否和盈虧，因此合理水價調整機制之建立，將可督導水處發揮正常功能，當然，相對的政府與民意對自來水之監督勢必相對增強。

台北自來水事業處之業務涵蓋生產、行銷、人事、財務等企業機能，組織之運作應以現代化之企業管理運作，因應未來之環境趨勢，必須再強化管理，其策略包括組織再造、健全管理、健全規劃與控制優良正常體系、推動資訊化管理及擴大下游服務工作委外辦理，可節省不必要的額外費用。

十、結論與建議

自來水工程是近代社會文明、科學發達之產物，是為維持生命、生活以及生產之唯生管線，隨著時代的進步，其效用已由安全安心供給飲用，而增加到促進生活品質提昇，可充分支持產業活動，成為國家之重要基礎建設，因此自來水事業單位亦有其時代使命，與時代同步前進，才是自來水事業永續經營之道。本處未來施政之重點應朝向：

1. 積極提高售水率、降低漏水率，持續執行汰換舊漏給水管。
2. 永續推動全面生飲計畫，導正民眾自來水是衛生可口的。
3. 規劃辦理用戶水池水塔清洗服務，確保用戶飲用水安全。
4. 賡續執行自來水第五期建設給水工程計畫，希望早日完成二清幹線及直潭第五座70萬噸淨水場，確保供水系統功能。
5. 建置緊急備用電源，預估在停電時，日供水量仍有185萬噸。
6. 開發經營附屬事業，推動公共溫泉浴室及自來水博物館，並積極開發礦泉水業務及土地多角化利用。
7. 改善用戶大、小水表表位與汰換老舊水表。
8. 強化物料管理，引進自動化倉儲作業，降低庫存量。

整合內外環境變數，提出21世紀自來水永續經營發展之策略，台北自來水事業處將據以規劃未來各項新計畫、研討新

的開發方案，展現新時代高績效的自來水經營願景，以福利民生。

參考文獻

1. 陳仁仲，二十一世紀水資源之永續發展，工研院能資所。
2. 張順莉，臺北市政府自來水事業處施政報告，民國90年5月。
3. 盧清雄，迎接新世紀自來水永續發展經營策略，水資源論壇。
4. 馬家齊，21世紀水資源建設願景，節水季刊19期。
5. 吳天瓊，自來水管理問題探討，自來水會刊第19卷第1期。
6. 徐享崑，二十一世紀台灣地區水資源永續發展的政策與措施，水資源論壇。
7. 陳仁仲，節約用水之管理，水資源論壇。
8. 臺北自來水事業處供水科，供水分區與計量系統供水改善之探討，中華民國八十九年十月。

參加中法工業暨經濟合作會議、中比企業合作會議及考察高級淨水處理設施

劉廷政*

摘要

奉派參加第九屆中法工業合作會議、第十四屆中法經濟合作及第十五屆中比企業合作會議，順道考察法國巴黎之Mery-sur-Oise淨水場及比利時布魯塞爾之Tailfer淨水場。

會議主要討論電子通訊、能源、環保、交通運輸、生技、智財等領域之技術合事宜，並安排與當地廠商座談或參觀其設備、瞭解雙方之需求與可能之商機，有助於未來雙方工業與經濟之合作。

考察法比高級淨水處理設施，瞭解其由模型場試驗研究，進而辦理工程設計、招標、施工監造、試車與操作處理過程，所遭遇之困難問題及解決之對策，當有值得我國未來採行高級淨水處理技術學習與仿效之處。

一、目的

中法工業暨經濟合作會議每年定期舉行，2000年輪由法國主辦，因議題中討論

台灣省自來水公司之大高雄地區高級淨水處理場計畫之辦理情形，經濟部工業局函請公司共襄盛舉派員赴法參加會議。因國內尚無高級淨水處理場，而法國巴黎之Mery-sur-Oise淨水場剛新建完成日產十四萬噸飲用水之高級淨水薄膜處理場，為全球首座採用超微過濾（Nanofiltration, NF）薄膜技術成功處理地面水水源，且為規模最大之NF淨水場；爰此公司決定派筆者參加會議報告計畫辦理情形，同時考察該淨水場新建設施之規畫、設計、施工與操作管理之情形，以為國內興建高級淨水處理場之參考。

另我國中歐貿易促進會亦同時函請公司派員順道參加在比利時召開之第十五屆中比企業合作會議，因悉比利時布魯塞爾之Tailfer淨水場刻正興建臭氧與粒狀活性炭(GAC)濾池設施中（預定二〇〇一年十月完工），與公司計劃興建設施之處理程序類似，更值得派員前往瞭解，爰派筆者順道參加會議，同時考察該淨水場目前之

* 台灣省自來水公司副總工程師

設計與施工管理情形，以為未來興建類似設施之參攷。

二、過程

1. 2000年十月十五日，由中正機場搭機出發。
2. 2000年十月十六日，抵達巴黎戴高樂機場，住長榮桂冠酒店，並即召開訪問團務會議，介紹團員與行程。
3. 2000年十月十七日，上午隨同工業局施局長顏祥領隊之官方團團員，前往法國財經工業部參加第九屆中法工業合作會議。筆者負責報告環保議題中有關大高雄地區興建高級淨水處理場計劃辦理情形。下午隨同官方團前往法國企業行動委員會（MEDEF）參加第十四屆中法經濟合作會議，由雙方代表分別報告工業發展、投資機會、合作機會等議題，並與有興趣法國廠商座談。
4. 2000年十月十八日，訪問團分組參訪，筆者隨同其他組參訪里爾市（Lille）之工商總會，聽取Auchan集團業務簡報後，參觀Auchan Express新設之電腦選購賣場，當場示範客戶免下車點選電腦上之商品後，三至五分鐘即可簽帳付款取貨之作業程序，展示其超高之服務效率與科技發展。
5. 2000年十月十九日，由我國駐巴黎辦事處黃秘書青雲陪同參訪Mery-sur-Oise淨水場，與負責該場NF薄膜處理設備設計與施工之公司（Vivendi/Generale des eaux）人員，包括工程部工程師Ms.Claire Ventresque等，討論規設、招標、契約規範，施工品管、試車、操作管理與各項成本等問題，並索取相關資料，完成訪法之重點行程。
6. 2000年十月二十日，訪問團大部團員搭機返國，參加第十五屆中比企業合作會議團員（二十五人）續留歐洲。
7. 2000年十月二十一日，搭機飛往布魯塞爾，與我駐比代表處經濟組楊組長弘誌討論行程。
8. 2000年十月二十二日，星期日，團員參觀布魯塞爾市。
9. 2000年十月二十三因，隨同中國鋼鐵公司王董事長鍾渝參加第十五屆中比企業合作會議，由雙方代表分別報告經濟與科技發展、政府採購指引、合作機會與歐元之未來發展等議題。
10. 2000年十月二十四日，由我國駐

比代表處許秘書莉美陪同參訪 Tailfer 淨水場，由該場之公關 Mr.Hilaire De Crem 帶路至各項處理設施，請現場操作或管理人員解說與回答筆者之問題，包括以往興建與正興建中之臭氧與粒狀活性碳濾池之緣由，遭遇困難與解決對策等，完成訪比之重點行程。

11. 2000年十月二十五日，搭機經阿姆斯特丹返國。
12. 2000年十月二十六日，返抵中正機場。

三、心得

1. 參加中法工業暨經濟合作會議：

本次會議議題涵蓋電子通訊、能源、環保、交通運輸、生技製藥、智慧財產、工業暨技術合作等七大領域，三十二項議題，因事先作業嚴謹，各組參加人員皆熟諳議題討論內容，且法方備有二名翻譯，雙方可以本國語言發表意見充分溝通，因此會議進行相當順利；筆者參加之環保領域，議題偏重焚化爐之BOO/BOT計畫與工業污水處理場計畫，多由工業局第七組黃科長孝信負責報告，筆者僅負責報告有關大高雄地區計畫興建澄清湖、拷潭及翁公園等三座高級淨水處理場之辦理情形，

因尚未進行至工程招標階段，因此法方未進一步討論。

至於在法國企業行動委員會 (MEDEF) 召開之中法經濟合作會議，主要由我方之工業局施局長、經濟部生技與製藥推動小組之廖主任怡蘭、台電之陳處長貴明，及武越夫律師等，分別報告台灣之工業發展與中法合作機會，並聽取法方代表報告投資機會，同時分組與法廠商談交換意見，惟筆者未遇見從事水處理業務之法方廠商或代表。

2. 參訪巴黎之Mery-sur-Oise淨水場：

係筆者此行之主要目的，事先除透過我國在法之亞洲貿易促進會駐巴黎辦事處 (駐法經濟組) 安排參訪行程外，同時於九月底先E-mail予負責興建該場NF薄膜處理設備之Vivendi/Generale des Eaux公司之高級工程師Claire Ventresque小姐，告知筆者參訪之目的，並請其協助提供所需資料，所幸於筆者出國前夕接獲其主管Guy Bablon經理傳真，同意筆者於十月十九日參訪該場，並表示願親赴現場解說，上述二人確予筆者莫大之協助。

2-1. 巴黎之三座淨水場：

巴黎之自來水係由民營之SEDIF公司負責經營，主要由設於Seine河之Choisy-le-Roi淨水場 (最大出水能力800,000m³/

日，CMD)及Marne河之Neuilly-sur-Marne淨水場(最大出水能力800,000CMD)供應，二場間設有大口徑之聯通管可互相支援供水。另設於Oise河之Mery-sur-Oise淨水場原僅可出水約132,500CMD，但因其供水區北側之需水量持續成長，且Oise河仍有足夠水源可取，因此SEDIF公司決定擴建該場可出水340,000CMD，同時增設Marne與Oise河間之聯通管，以便支援巴黎東區之用水。

三座淨水場雖已設臭氧與生物活性碳濾池(Biological granular activated carbon, BAC)之高級淨水處理設備，以維水質安全。但因Oise河之有機物質較Seine及Marne河多，因此Mery場之處理較為困難，出水水質不如Choisy與Neuilly場。為此SEDIF公司決定委託Generale des Eaux公司辦理Mery場之擴建與改善設計、操作以及供水作業。

2.2 Mery淨水場採用NF薄膜處理程序之

項目	最低	最高	平均
濁度-ntu	30	250	78
導電度- μ s/cm	330	800	560
總溶解固體量-mg/L	150	720	435
PH值	7.7	8.3	8.0
總有機碳- mg/L	3	10	3.9
溶解性有機碳- mg/L	3	7	3.8
磷酸鎂- mg/L	0.2	0.9	0.5
Atrazine- mg/L	ND	1.0	-

經過：

Oise河之原水水質如下表：

另據C.Ventresque小姐表示，Oise河水之總有機碳(TOC)含量每年約有10次達 10 mg/L ，而SEDIF規定淨水場出水之TOC含量不得逾 2 mg/L ，因此Mery淨水場

常因無法去除TOC而減量出水，甚至被迫關廠。為此SEDIF決定於Mery場採用薄膜處理程序，除擬滿足TOC低於 2 mg/L 之需求外，並期望仍有足量之鈣與碳酸氫鎂(bicarbonate)，以免水質有腐蝕性。經多次試驗NF薄膜可符需要，於是SEDIF決

定先建2,800CMD之模型場，俾瞭解其實際性能，並為將來擴建之依據。該模型場於1993年完成，並出水供附近之Auvers鎮使用（人口約6,000人）。

模型場係以Mery場原有處理設備之出水，經砂濾與加酸後，再經袋式濾器（bag filter）處理後，始壓入NF薄膜處理。模型場採二組NF薄膜，每組分成三段，第一段設八支壓力管，第二段設四支，第三段設二支，每支壓力管直徑200厘米，內設六只膜組（二組共有168只膜組，採用Filmtec公司之NF70薄膜），每組可出水1,400CMD，每噸出水耗電量低於0.7KWH，出水水質之有機物質與三鹵甲烷前驅物質（THMFP）含量均甚低，農藥亦可去除，無餘氯味與良好之味道與軟水，滿足了Auvers鎮之用戶需求。

雖然模型場証實NF薄膜優點甚多，惟亦有相當多之操作缺失，例如袋式濾器之微過濾（Microfiltration, MF）袋須經常更換，耗費甚大，因此NF薄膜之前處理程序必須重新設計，改採微細砂（Microsand）以及高分子凝聚劑（Polymer）之混凝沈澱，中間臭氧處理，以及雙層濾料（無煙煤及濾砂）過濾等，俾使其出水之淤泥指數（Silt Density Index, SDI）低於3，每毫升水中，大於1 $\mu\text{m}/\text{mL}$ 之顆粒數在200左右，殘餘鋁與鐵之含量低於50 $\mu\text{g}/\text{L}$ 等，以避免薄膜之

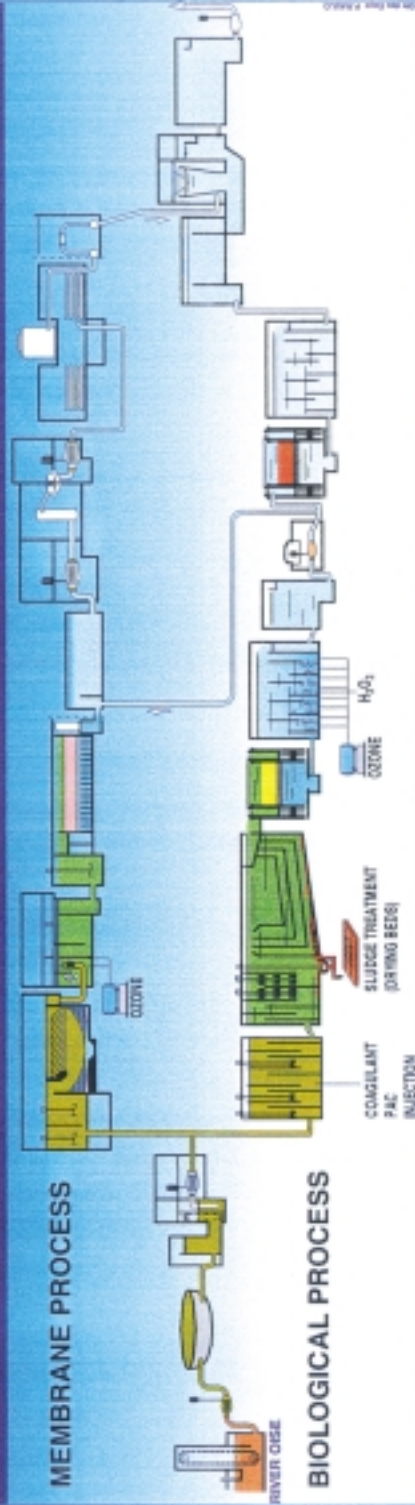
阻塞。此外，NF70薄膜之出水需以昂貴之再礦化處理（remineralization），始適宜送入配水系統；另所加之硝酸對場內之不銹鋼管，與配水管網有腐蝕之虞，顯示宜採可通過較多硬度與適用 H_2SO_4 之薄膜；經多次試驗後決定改採Filmtec之NF200B薄膜，使其出水之鈣含量由原低於20 mg/L （以 CaCO_3 計），提高至100 mg/L 以上，鹼度由原低於20 mg/L （以 CaCO_3 計），提高至80 mg/L 以上，導電度由原40 $\mu\text{s}/\text{cm}$ ，提高至380 $\mu\text{s}/\text{cm}$ ，以降低出水之腐蝕性。此外NF200B對有機物之去除率仍可維持90%以上，可有效去除微生物，降低能源成本，薄膜壽命最少五年以上，……等，因此實場之擴建最後決定採用NF200B薄膜。（其特性比較請詳下表）。

2.3 Mery淨水場現況：

本場現有二種處理程序同時操作（詳附圖），原有者採用生物處理程序（Biological process），最大出水能力可達200,000 CMD，惟平常僅出水30,000CMD。原水由Oise河先抽入儲水池滯留二天，再抽入快混池添加聚氯化鋁（PAC），經膠凝、沈澱、快濾處理後，添加臭氧及 H_2O_2 ，再加氯消毒後，流入混和池與新設NF處理程序之出水（140,000CMD）混合，最後流入清水池抽

Mery-sur-Oise Drinking Water Treatment Plant

- A - Actiflo clarifiers
- B - Ozone contact basins
- C - Coagulant flash mixers
- D - Dual layer filters
- E - Intermediate tank
- F - Low pressure pumps
- G - Cartridge prefilters
- H - High pressure pumps
- I - Nanofiltration skids
- J - UV reactor
- K - Mixing



- 1 - Water intake
- 2 - Raw water storage
- 3 - Intake tank
- 4 - Flash mixers
- 5 - Flocculators
- 6 - Sedimentation tanks
- 7 - Sandfilters
- 8 - Ozone contact basins
- 9 - Intermediate tanks
- 10 - Pumps
- 11 - Biological activated carbon filters
- 12 - Chlorine contact reservoir
- 13 - Storage reservoir - Pumping station

NF70與NF200B之特性比較

	NF70	NF200B
Thickness (厚度)	1,500-2,000Å	200Å
Composition (合成物)	Polyamide	Polypiperazine
Microporous support	Polysulfone	同左
Support	Nonwoven polyester	同左
Feed Spacer	28-mil polypropylene	同左
	9 strands/in	同左
Permeate spacer	10-mil tricot, 48wales/in	同左
	55 courses/in	同左
Number of leaves	30	同左
Per module		
Effective membrane Surface	37m ² (400sqft)	同左

送供水區使用。

新設之NF薄膜處理程序於1996年動工興建，1999年完工，係依模場試驗結果設計，包括前處理、NF及後處理程序。前處理程序之處理能力為178,000CMD，原水由儲水池抽入後先加硫酸調整pH至7左右，再加微細砂、聚氯化鋁及高分子助凝劑（陰離子型），經二組Actiflo沈澱池（內設傾斜管）澄清後，添加0.5至1mg/L之臭氧處理，再加約5mg/L之聚氯化鋁，即以十組雙層濾料（無煙煤及濾砂）濾池過濾，濾水流入中間水池備供NF過濾用。原水儲水池濁度平均20.6NTU，過濾水濁度平均低於0.05NTU，大於1.5 μm/

mL之顆粒數平均僅有22，總菌落數（Total coliforms/100ml）平均0.4，溶解性有機碳（DOC）平均2.1mg/L，顯示經前處理後之水質相當良好。

在進行NF過濾前，進水先加2mg/L之抗垢劑（Anti-scalant），再以低揚抽水機送入八組前置過濾器（pre-filter），以6μm之濾率去除殘餘之大顆粒。每組過濾器內設410支長60英寸之匣式濾管，可處理20,880CMD水，八組共可處理167,000CMD。每組過濾器每24至36小時自動以5bar之壓力水反沖洗一次，約每20天再以藥劑清洗管中積垢，以維持其正常功能，並期匣式濾管可使用五年以上。經

此處理後，雖總菌落數及DOC含量未減，惟大於 $1.5\ \mu\text{m}/\text{ml}$ 之顆粒數平均降至2.3，SDI平均僅2.8，已適於進行NF薄膜處理。

NF薄膜處理程序共有八組，每組分成三段，各有108、54及28支壓力管，以確保可處理每段進水量之一半；每組共有190支壓力管，八組共有1,520支壓力管。每支壓力管內有6只螺旋捲膜組（Spiral wound module），使用美國DOW Filmtec公司特製之NF-200B-400薄膜，每只膜組之有效過濾面積約為400平方英尺，因此整場之9,120只膜組共有3,648,000平方英尺（338,900平方公尺）之有效過濾面積！（註1）。

進水視水溫以8至12bar之壓力，送入NF薄膜之第一段過濾，其濃縮液再進第二段過濾，依序再進第三段過濾，各組可產水17,500CMD，八組共可產水140,000CMD，回收率穩定維持在85%左右。出水水質之TOC含量約僅 $0.18\ \text{mg}/\text{L}$ ，

BDOC、農藥與其副產物皆低於偵測極限（50nano g/L），惟碳酸氫鈣含量仍維持在原水之30~60%左右，無需再進行再碳化處理（recarbonisation），鈣與鎂含量亦維持在原水之20~55%左右，水質顯較模型場為佳。

每組NF薄膜處理程序設有線上顆粒計數器（On-line particle counter）及導電度偵測器，與55只控制閥，配合電腦自動控制系統（又稱Level 3系統），整場無人亦可自動操作，隨時可查知某組薄膜之清潔或污濁狀況，如某一薄膜需清洗時，操作人員可按鍵依設定之程序清洗，亦可依其自訂之方式清洗（例如改變清洗藥劑之濃度或浸泡時間），且可存於電腦中供日後使用，清洗完成後電腦即列出報告，俾瞭解其效率與成本。

經NF薄膜處理之濾水，最後流入設於屋頂之八組脫氣塔（degassing tower），以去除濾前添加抗垢酸劑所產生之二氧化碳，再以紫外線（UV reactor）消毒

（註1）因NF200B-400膜組係首次大規模使用，為確保其製造品質符合該場之需求，SEDIF公司特於模組出廠時隨機抽出約10%之樣品，辦理製造缺失試驗（Manufacturing faults tests）、水力試驗（Hydraulic tests）及性能試驗（Performance tests），分別以 MgSO_4 溶液（濃度 $2\ \text{g}/\text{L}$ ）、 CaCl_2 溶液（濃度 $500\ \text{mg}/\text{L}$ ）及Atrazine（草脫淨，濃度 $4\ \mu\text{g}/\text{L}$ ）溶液，以約5bar之壓力測試上述藥液通過模組之百分比及其出水能力（Permeability）與水頭損失等。

後，流入混和池與生物處理程序之出水混合。因NF薄膜之濾水仍具有腐蝕性，且約佔混合水量之八成，須再添加氫氧化鈉調整pH值，使其碳酸鈣飽和指數達到正數（值），以穩定該場出水水質。

整場計有十二棟建築物，均以基樁及預鑄牆興建，外牆採綠色或白色或用玻璃牆，以融入周圍之環境，相當環保與美觀，屋內通風或空調情況良好，噪音控制亦佳，通道寬敞易於維修，各項設施多採線上偵測器（超過450個）與光纖電腦系統，達全場可自動化操作之境界，相當新穎與現代化。

以1997年幣值計算，不含20.6%之加值營業稅及土地與基礎改良費用，前處理設備之造價約合4,500萬美元，NF薄膜與後處理設備約合4,850萬美元，如計入生物處理程序之改造費用，全場造價高達1億3,500萬美元（約新台幣44億元），由SEDIF公司分五年投資。操作14萬噸NF場之成本，如包括攤銷投資經費（以20年、年利率8%計）、電費（每度0.048美元）、藥品與維修費用等，每噸出水成本約為0.3美元（不含營業稅）。但以NF薄膜處理水所增加之費用，估計所有售水之成本僅增加0.12美元（不含營業稅），因此Mery場之擴建並未導致水價之調升。（按目前巴黎之自來水價每度約為新台幣30元，巴黎郊區50元）。

3. 參加中比企業合作會議：

會議在比利時工程工業聯盟（Fabrimetal）總部舉行，由其執行總裁Mr.Philippe de Buck van Overstraeten與我方中鋼公司王董事長鍾渝共同主持，開幕式後由比利時Fortis銀行市場研究處長Mr.Jean Gennart與我方常在國際法律事務所常專門委員越夫專題報告，接著簽署聯合聲明。下午續由比利時Esco Transmission與Transurb公司代表報告後，舉行面對面會談，筆者與Donaldson公司之Mr.Verstraeten面談，該公司專長於引擎之過濾系統、排氣系統、空氣污染防治及各類過濾器，惟能使用於自來水設施之機會不高，因此面談短暫時間即結束。

4. 參訪布魯塞爾之Tailfer淨水場：

係筆者比利時行之主要目的，事先已悉該淨水場正興建臭氧與粒狀活性碳之高級淨水處理設施中，因此透過中歐貿易促進會與我駐比利時代表處安排參訪行程。十月二十四日由代表處經濟組商務秘書許莉美小姐駕車送筆者至該場，由布魯塞爾水公司（Compagnie Intercommunale Bruxelloise des Eaux, CIBE）之公關Mr.Hilaire De Crem帶領參訪，並由水廠人員簡報。

CIBE成立於1891年，係比利時最大

之自來水公司，每天供水40萬噸予布魯塞爾及其南部之38個城市共約210萬人使用，其水源60%取自地下水，40%取自地面水。地下水取水方式包括開鑿隧道引取滲流水，在地下水位以下設集水暗渠取水，以及開鑿深井抽水等，因地下水水質良好，幾乎無需再過濾或處理，添加少量之氯以維輸水安全，即可供飲用。少數鐵含量較高之地下水，則設快濾池處理後再供水（例如Vedrin 淨水場處理3萬CMD）。地面水源主要取自於Meuse河，由Tailfer淨水場處理後，供工業與民生用水。

供水區內分成超高區、高區、中區與低區等四區，以逾500公里之輸水渠、221公里之送水管線，及約4,100公里之配水管線，以及4座加壓站、2座平壓塔、13座配水池（蓄水量高達387,000噸），維持穩定之供水。管線材質包括鋼管、水泥管、鐵管及塑膠管等，依水質、土壤與壓力情況而選用。

Tailfer淨水場位於布魯塞爾東南方約100公里之Meuse河畔，1969年動工興建，1973完成第一座65,000CMD處理設施，1976年完成四座共260,000CMD之處理設施，1993年增設臭氧前處理設施，2000年完成第二座臭氧設備，目前正興建粒狀活性碳濾池，預定2001年10月完工啓用，全場面積達20公頃，尚保留相當多空

地與林地。

原水由Meuse河底以二條水管引入抽水站，先以2mm篩初濾後，再抽送至前臭氧接觸池處理，臭氧加藥量平均1.7mg/L，接觸時間約8分鐘，隨後流入快混池，添加硫酸鋁、硫酸、活性矽砂及粉狀活性碳等藥劑後，經混凝、沈澱、快濾後，再以後臭氧接觸處理（去除微生物、味道與臭味、色度及氧化有機物等），最後加少量之次氯酸鈉及苛性鈉，以穩定水質後流入3萬噸清水池，以抽水機送供水區使用。

所有處理設施均設於屋內，沈澱池採用法國Degremont之脈動式，快濾池亦採同廠之Aquazur型，另設有四台3,500KVA之發電機，停電時仍可充分供電，並有完善之水質檢驗設備與人員，供水品質與操作管理良好獲得ISO 9002品質認證。為符合日趨嚴苛之歐洲共同體飲用水水質指針規定，與徹底去除Meuse河原水之農藥，除正新建生物活性碳濾池（BAC）外，原有之快濾池亦逐池改建成BAC濾池，以替代以往之物理化學處理程序；新設濾池深約5公尺，池底使用不銹鋼集水管，水管廊內全部使用不銹鋼，組裝品質精良，各種管道、電纜槽與控制儀器架設井然有序，顯示設計與施工品質一流值得參採。

CIBE公司目前員工數約1,400人，供

水區平均每人每日用水量僅有112公升，或因節約用水宣導成功或水價高昂之故，用水量仍在逐年降低。水費係依水表計數收費，每度水最低57比利時法郎（約合新台幣40元），惟每人每年用水量超過15度時，超過部份則以87比利時法郎計收；另外污水部份，布魯塞爾區每噸收16比利時法郎，Franc地區每噸收25比利時法郎，水費（自來水及污水費）相當昂貴。惟據Mr.Hilsaire De Crem表示，上述57比利時法郎中，生產與管理成本各為27及30比利時法郎，水價尚屬合理，目前尚無調價計畫。

臨行時Mr.H.De Crem致贈筆者二卷介紹Tailfer淨水場與CIBE公司如何保護水源潔淨、取水、淨水、送配水等之宣導錄影帶，內容相當具說服力，畫面與配樂亦頗佳，顯示CIBE司頗重視公關，值得吾人學習仿效。

四、結語與建議：

目前歐、美、日先進國家均積極發展高級淨水處理技術，近年來更投入大量之人力與經費興建大型實場，尤其採薄膜處理程序替代傳統之過濾技術，以去除微量之污染物質，大幅提升出水品質最為醒目。惟因各地區之原水水質情況不同，目標水質亦不盡相同，故仍須進行長期之模型場試驗，就各種可能之處理程序進行評

估，方能擇定最適宜之處理程序。自來水公司在88及89年委託成大環工所，在澄清湖淨水場進行二年之高級淨水處理模型場試驗，曾就前、後臭氧處理、粒狀活性碳濾池、流體化結晶軟化處理以及各種薄膜處理程序（MF、UF及NF），進行多達十幾種處理程序之研究，獲得相當豐富之資訊，當有助於辦理大高雄地區澄清湖、拷潭及翁公園淨水場增設高級淨水處理程序之選擇。

以下謹就此行心得建議幾點供參攷：

- (一) 加強保護水源，減少污染與淨水處理之困擾。
- (二) 取用受污染之水源，即需儘速改善或增設高級淨水處理設施，以維用戶用水安全。
- (三) 引進高級淨建處理程序前，須進行長期之模型場試驗，確實評估可行之處理程序後，方宜辦理實場工程，以免完工後成果未盡理想。
- (四) 引進高級淨水處理程序時，宜同時培訓各種高級專業人員，俾可順利操作先進設施，達到提昇水質、降低成本與經久耐用之目標。
- (五) 目前各先進國家常舉辦高級淨水處理技術研討會，並參觀其先進之處理設施，各國皆派龐大之成員參加，以擷取新知與經驗，惟我國參加成員多屬學術機構，產官方面宜多派員參加，

始能獲得整體之成效。

(六) 先進國家之水價為國內之數倍，新建或改建高級淨水處理設施遊刃有餘，甚至無需調升水價亦能維持正常操作，反觀國內需由政府補助或投資經費始有餘力辦理工程，惟完工後昂貴之操作管理費用，如無合理之水價支撐或政策性補助，恐易造成事業單位

鉅額之虧損，而影響高級淨水處理之普及與進展。

(七) 薄膜處理技術近年發展快速，造價與處理成本大幅降低，未來替代傳統處理程序之機會漸大，國內廠商宜及早投資研發，以爭取商機並符國內之需求。

布希新政府與砷的標準限值

姚關穆*

環境工程會刊最近有一篇台大蔣本基教授等關於自來水原水水質標準的大作，其中建議修改大腸桿菌、TOC以及COD標準限值，值得有關當局採納。原文中附表列有砷的標準限值，和飲用水水質標準相同，均為0.05mg/L⁽¹⁾。使筆者想起美國布希新政府與砷的標準限值之間一段糾葛。

砷的化合物砒霜（As₂O₃），白色、無味、有劇毒，是中國很多年來通常使用的殺鼠藥，而且在民間社會不少悲劇中，也扮演了極其重要的角色。如水滸傳中潘金蓮謀殺親夫，用的是砒霜。滿清末年楊乃武小白菜一案中，小白菜殺夫，用的也是砒霜。有人也許要問，既然砷是毒性物質，為什人們飲用水中還有允許的標準限值？關於這個問題，即使是從事環工的同仁，可能也還沒有仔細想過。令人驚訝的是，其實在五百多年前一位天才醫生，柏拉塞沙（Para celsus, 1493-1541）就已經回答過了⁽²⁾。因為他有一句名言是：「一種物質是不是毒藥，完全決定於所用劑量」。換一句話說，即使是大家公認的

毒藥，只要攝取量極其微小，仍然是安全的。事實上有些毒性物質，微量存在時，還有益於生物健康。同樣地，通常認為不是毒藥的物質，吞服過量，也會致命，消滷就是一個例子，過去農村婦女受不了生活壓力時，常常吞消滷自殺。因此柏氏的說法，其實正是今日訂立公共衛生、環境保護絕大多數管制標準的理論基礎。至於柏氏在怎麼樣情形下，發現了這個「真理」，可惜歷史沒有交代。柏氏有一項預測是：「人終將創造自己」。從目前生化科技發展趨勢看來，實現的機率，似乎一天比一天高。

西元2001年初接手的美國布希新政府，有一個特色是在政策上處處和克林頓前政府唱反調。例如前政府簽署了聯合國有關管制溫室效應氣體的京都議定書，新政府硬是不執行。至於法規方向，布希在西元2001年1月20日就任美國第43任總統後，儘快發出行政命令，指示各部會，除非獲得事先特別批准外，政府公報將暫停公佈新的法規。已經完成立法程序，等待政府公報公佈的法規，一律由原擬訂部會

* 中央大學兼任教授

抽回。即使是已經公佈的法規，如果還沒有到法定有效日期，也要經過重新檢討，再行實施。最令人注意的是這項命令對環保法規的影響。同時布希總統任命的聯邦環保署長，是現任紐澤西州州長惠特曼女士（Christine Todd Whitman）。惠氏的任命案雖然在國會得到高度支持，但是環保人士卻指出，惠氏在紐澤西州州長任內，刪除州環保預算達30%，又撤消環保稽查執行單位，任期兩年中，環保違章罰金減少了82%。大致說來，工業界對惠氏任命的反應倒是非常良好，可見惠氏和布希總統不失為好搭擋，因為布氏在德州州長任內，所任命的州環保主管，一律來自工業界⁽³⁾。

不過布希新政府在環保領域的強勢作風，卻由於一位共和黨參議員的倒戈而受到很大衝擊。大家多半還記得，這次美國總統選舉，民主黨的高爾得票比共和黨的布希多。但是用投票權計算，卻是布希稍微領先，因此依法當選。這種勢均力敵的情形，也發生在參議院，使得兩黨參議員數目相同，按例由執政黨控制。不料共和黨參議員傑福，說是受不了共和黨那一套，突然宣佈脫黨，成為獨立人士。這樣一來，民主黨比共和黨多出了一票，成為多數黨，進而控制參議院，並且囊括所有委員會主席席次。這些委員會是一切法案必須經過的第一關，權力很大。民主黨為

了感謝傑氏倒戈，刻意讓出環境和公共工程委員會主席的位置給他。有了這位先生把關，布希新政府的環境政策，看來要走得很辛苦⁽⁴⁾。

布希新政府的環保措施，最先在議會受到質疑的，居然包括飲用水水質標準中砷的標準限值。原來美國飲用水水質標準中砷的標準限值，早在西元1942年時就已經訂為0.05mg/L。後來美國聯邦環境保護署按照西元1996年安全飲用水法修訂本要求，做了不少飲用水中砷合理標準限值的研究，結果正式提出修訂限值為0.01mg/L，並於西元2001年1月22日在政府公報公佈。不料新任聯邦環保署長突然在西元2001年3月20日下令把新訂的砷標準限值實施日期延後60天，以便作深入檢討。這一舉動頓時引起參眾兩院的注意，紛紛提出質詢，其中包括紐約州民主黨參議員克林頓夫人，也就是以前的白宮第一夫人。惠署長趕緊在議會提出澄清，否認這項措施是受了工業界壓力，而是覺得0.01mg/L這樣嚴格的標準限值，是不是有必要，值得進一步檢討⁽⁵⁾。

到這裡，讀者大概很想知道，砷的標準限值在0.05mg/L和0.01mg/L之間，吵來吵去究竟是怎麼回事？上面說過，0.05mg/L是美國在西元1942年所訂飲用水水質標準中砷的標準限值。聯合國世界衛生組織在西元1963年所訂飲用水水質指針

中，砷的標準限值也是0.05mg/L。砷的主要來源是天然礦石和土壤，如台灣南部曾經因為井水中含過量砷而引起烏腳病。不過農工業廢水中有時也有砷排出。飲水中含砷肇致的疾病包括皮膚、肺部、膀胱、腎臟等處癌症。近年有實例證明，即使飲用水含砷在0.05mg/L以下，也有發生腎臟及膀胱癌症情形。因此世界衛生組織已經在西元1993年公佈0.01mg/L為砷在飲用水中暫行指針限值，並且附註說明最好低於0.01mg/L。世界衛生組織在另一份報告中也指出，部份飲用水中含砷量超過0.01mg/L的國家有根廷、澳洲、孟加拉、智利、中國（大陸）、匈牙利、印度、墨西哥、秘魯、泰國、美國等國，其中孟加拉、中國（大陸）、印度及美國等四國均已因飲用水中含砷量過高，影響健康的病例記錄⁽⁶⁾。美國國家科學研究委員會在西元1999年一項報告中也指出原訂的0.05mg/L，砷標準限值不夠安全⁽⁵⁾。

在各方面紛紛責疑之下，惠署長的立場已趨向較有彈性，表示已經請美國科學院，審慎評估科學資料，就0.003mg/L到0.02mg/L之間，建議合理飲用水中砷的標準限值。同時也已成立了一個諮議小組，來研究提高砷標準限值所需增加的財務負擔。至於在目前，還是適用現有標準限值0.05mg/L。不過看起來，至少在美國，這個限值修正應該是為時不久的了。台灣地

區是不是應該對這個問題，作適當處置？值得深思，0.01mg/L在現階段似乎是一個合理的標準限值。

參考文獻：

1. 蔣本基等，「台灣地區飲用水水源水質標準之研訂」，環境工程會刊，第12卷，第2期，中華民國環境工程學會，國90.6, pp.10-22。
2. "Paracelsus and Goethe: Founding Fathers of Environmental Health", Bulletin of the World Health Organization, Geneva, Vol. 78, No. 9, 2000, pp. 1162-1164.
3. "Bush Pick for Top EPA Post Draws Mostly Positive Reactions", Water Env. & Technology, Water Env. Federation, USA, Vol. 13, No. 3, Mar. 2001, pp. 20-22.
4. "Jeffords To Head Environment and Public Works Committee", Water Env. & Technology, Water Env. Federation, USA, Vol. 13, No.7, July 2001, p.12.
5. "Whitman Defends Approach to Arsenic, Water Infrastructure", Water Env. & Technology, Water Enr. Federation, USA, Vol, 13, No. 5, May 2001, p.8.
6. "Arsenic in Water-How Much Is Too Much?", Bulletin of the World Health Organization, Geneva, Vol. 79, No. 6, 2001.

「研究快訊」

計劃名稱：臭氧、過氧化氫、氯胺等替代消毒劑消毒效能及消毒副產物產生之研究

委託單位：台灣省自來水公司

研究單位：逢甲大學環境工程與科學系

研究人員：吳俊哲、吳志超、黃文鑑、柯雅雯

研究期間：自民國八十九年二月起至九十年一月

一 研究主旨

本研究主旨為

1. 評估使用前臭氧處理或相關高級氧化處理對於降低原水中消毒副產品形成潛勢及控制生物性水質指標之影響，並建立預臭氧氧化槽最佳操作條件。
2. 評估預臭氧處理系統對傳統模型廠淨水程序中操作參數的改變及對淨水水質的改善，並建立生物活性碳處理程序之最佳控制條件。
3. 評估所選用之兩種消毒劑（包括加氯及氯胺）在上述最佳控制條件下之效能及比較，以確保清水中的衛生品質。
4. 依據目標淨水場之原水特性，考慮降低消毒副產物的含量及維持安全的消毒效能，提出最佳的整體淨水模型廠操作程序，使供水水質能符合現階段

或未來的飲用水水質標準。

二 研究成果

(一) 實驗室試驗結果

1. 實驗室試驗結果顯示比較取自高雄鳳山淨水廠、台南山上淨水廠、及澎湖成功淨水廠等三個水庫的原水水質，可以明顯發現溶解性有機碳濃度以成功淨水廠最高（6.34 mg/L），其次為鳳山淨水廠（5.43 mg/L），最低的為山上淨水廠（4.55 mg/L）。溴離子濃度以成功淨水廠的0.93 mg/L最高，其次為山上淨水廠的0.49 mg/L，最低的為鳳山淨水廠的0.17 mg/L，此乃因為澎湖成功淨水廠的原水受到海水入侵的影響，而山上淨水廠的原水則主要受到地質條件的影響，使得這兩個原水的溴離子濃度有明顯異於正常地表

水水質。若就三鹵甲烷形成潛能而言，將原水直接添加足夠的餘氯後，發現成功淨水廠有最高的三鹵甲烷形成潛能，與其含有較高的溶解有機碳濃度有直接的關係，而鳳山水庫原水的三鹵甲烷形成潛能則為最低。以這三個水庫原水的A254/NPDOC(SUVA)比值來比較的話，鳳山淨水廠原水的SUVA值明顯較其它兩個原水為低，顯示其水中疏水性有機物的比例較低，此結果可以部分解釋三鹵甲烷形成潛能分析結果較低的原因。

2. 鳳山水庫的水質中其分子量小於1000 daltons佔原水總有機物量的38%，其次分子量大於10000 daltons以上則佔25%，顯示鳳山水庫原水的有機物不易藉由混凝沉澱去除，且分子量小於1000 daltons以下之溶解性有機物生成THMFP佔原水全部的53%，因此傳統淨水程序較不易去除其生成消毒副產物的有機前質。山上與成功淨水場原水含有較高溴離子，導致THMFP及HAAFP較鳳山原水高出許多。
3. 研究亦針對預臭氧程序對三個水庫原水進行混凝實驗，發現前臭氧並無法增進硫酸鋁與氯化鐵等混凝劑的操作，對成功淨水場的原水而言，當臭氧劑量超過 1 mg O₃/mg NPDOC時，反而不利其混凝的操作。

4. 改變後臭氧程序中臭氧添加劑量對實廠過濾水之三鹵甲烷及鹵化醋酸形成潛能的影響結果顯示：若就消毒副產物生成潛能控制的觀點，臭氧雖然無法在經濟可行的劑量下有效單獨氧化去除消毒副產物生成前質，但是其增加生物可分解有機碳(BDOC)的濃度將有助於後續生物濾床的操作與利用。

(二) 模型廠的操作結果

鳳山水庫原水

1. 鳳山水庫模型廠的操作結果顯示本系統對於水中濁度、溶解性有機碳、A254、氨氮、消毒副產物形成前質等均具有相當不錯的去除能力。氨氮的減少乃主要因砂濾池及活性碳濾床內產生硝化作用，硝酸根濃度也因此大幅地增加。另外，藉由後臭氧反應BDOC的增加及通過生物濾床BDOC的減少，表示活性碳濾床內部的生物活性已能夠充分發揮。
2. 對有機物之去除單元主要設計在後段之GAC床，並嘗試以前臭氧(含添加H₂O₂)或氯胺做為前氧化劑，藉此控制加氯消毒副產物之生成。有機物(以NPDOC、A254測值表示)在各處理單元之去除，以混凝-沉澱及GAC床吸附對於有機物之去除較具效果，尤

其以後者去除率較佳，就操作初期所得結果來看，未經後臭氧之GAC床有較佳之NPDOC去除效果。混凝-沉澱與砂濾對THMFP均有去除效果，其中混凝-沉澱可降低THMFP 30-50%，高於對NPDOC之去除率，顯示混凝-沉澱所去除之有機物中有大部分是屬THM之前質，此與文獻報導結果相符。GAC床對THMFP亦有良好去除效果，試驗期間之測值均可降至 $100 \mu\text{g/L}$ 以下，此與前述NPDOC及A254值大幅下降相吻合，因THM之生成前質中苯環類之有機物質貢獻很大，而GAC對此類有機物質有良好之去除。另值得一提的是，鳳山原水在本試驗期間之Br⁻濃度約在 0.17mg/L ，造成加氯培養之THMFP測值中約有20%是屬含Br物種者（CHBrCl₂、CHBr₂Cl），同時經混凝-沉澱、砂濾及GAC後，其所佔之比值有明顯升高，於GAC出流水中CHBrCl₂、CHBr₂Cl、CHBr₃合計所佔比例達73%，主要是水中Br⁻因加氯反應生成HOBr，易與水中屬直鏈狀之小分子有機物作用（例如hydrophilic neutral），原水中之有機物種中易與HOCl反應生成CHCl₃者（例如humic acid、fulvic acid），經混凝-沉澱、砂濾及GAC吸附，有大部份已被去除，

至GAC出流水，留存之小分子有機物大部分是屬直鏈狀之小分子者，因此與HOBr反應產生含Br之THM物種。鹵化醋酸前質（HAAFP）在各處理流程之變化情形，原水測值約在 $40-100 \mu\text{g/L}$ ，低於THMFP，於GAC出流水約有 $10-30 \mu\text{g/L}$ ，其中大部分物種以MBAA、DCAA及TCAA為主。針對臭氧化之過程，生成之溴酸鹽（Bromate，BrO₃⁻）副產物，原水經前臭氧，出流水並未偵測出來，然經後臭氧，即可發現BrO₃⁻生成，但濃度並不高，平均約在 $10 \mu\text{g/L}$ ，主要是原水所含溴離子濃度僅 $0.067\sim 0.073 \text{mg/L}$ 。另後臭氧生成之BrO₃⁻再經後接之GAC床處理，有明顯減低趨勢，表示GAC床在吸附有機物之同時，亦具有去除BrO₃⁻之功效，文獻中則將此現象歸因於活性碳還原BrO₃⁻成Br⁻。

3. 從水中溶解性有機碳、A-254、THMFP、HAAFP等水質參數的比較可以發現，不論是否使用 $5.4 \text{mg O}_3/\text{L}$ （相當於 $1.2\sim 1.3 \text{mg O}_3/\text{mg NPDOC}$ ）的前臭氧劑量，對於後續混凝沉澱、砂濾、後臭氧、活性碳等程序出水水質並無顯著的影響。因此，針對鳳山水庫的原水而言，本計畫操作之前臭氧單元無法強化後續傳統淨水程序及後臭氧活性碳等單元之處理。本研究群

推測可能是因為鳳山水庫的原水中含有過多的還原性物質或雜質來競爭臭氧，抑或是因為原水中鹼度較高而造成較高濃度的氫碳酸根離子 (HCO_3^-) 會大量並迅速消耗臭氧在水中分解產生之氫氧自由基等，使得這些氧化劑無法有效改變水中有機物的性質，因此對於後續處理程序而言，其影響非常有限。

5. 臭氧添加過氧化氫之高級氧化程序作為前氧化單元對NPDOC的去除在砂濾池及後臭氧活性碳單元有微幅提昇的效果，尤其控制其比值為0.1 mg $\text{H}_2\text{O}_2/\text{mg O}_3$ 的時候為最佳。對於UV-254、THMFP、HAAFP則無任何明顯改變。如果使用 H_2O_2 及 O_3 於後氧化單元對於各項淨水效能及消毒副產物控制似乎亦沒有顯著的改變。因此，就本次實驗數據顯示，高級氧化程序應用於處理鳳山水庫原水的適用性尚待詳細評估。
6. 使用氯胺進行前氧化對後續傳統淨水流程及臭氧活性碳的影響結果顯示前氯胺對於溶解性有機碳、A254、及消毒副產物生成潛能並無任何去除及改變的趨勢。因此，氧化力較弱之氯胺並不建議使用於前氧化單元中。
7. 比較啓動前後臭氧系統與關閉後臭氧系統之兩組活性碳出流水進行後消毒

試驗結果顯示，加氯後並無產生任何三鹵甲烷及鹵化醋酸，且總菌落數亦未檢測出。主要殺菌還是在後加氯或氯胺消毒階段。此亦顯示不論是否經過後臭氧程序、前後臭氧程序，消毒副產物形成前質應可被活性碳吸附單元完全去除。

山上原水

1. 模廠對山上原水中經混凝沈澱及過濾之出流水，NPDOC值約降低5~30%，再經活性碳濾床均可降低至1 mg/L以下，且前接後臭氧之濾床及未接後臭氧濾床兩者對NPDOC之去除效率差異並不大。山上原水之A254值及A254/NPDOC (SUVA) 分別約在4~5 m^{-1} 、0.5~2 m^{-1}/mg ，推測原水中含類似腐植酸、黃酸等易被混凝去除之大分子有機物含量不高，原水經混凝沈澱-砂濾後亦可見出流水之A254值或SUVA值變動不大，而再經活性碳濾床後，兩參數大幅下降，據此推測山上原水中NPDOC可能有大部分是屬活性碳易吸附之分子有機物。
2. THMFP及HAAFP消毒副產物的生成潛能部分，進流原水的THMFP約在400 $\mu\text{g}/\text{L}$ ，經過處理後可降低至50 $\mu\text{g}/\text{L}$ 左右，去除率將近90%，主要的去除是在砂濾池後的活性碳床，結果趨勢與NPDOC及A254相似。另由

THMFP生成物種之分佈情形，原水所生成的THMFP中含溴物種包括 CHCl_2Br 、 CHClBr_2 以及 CHBr_3 的濃度約佔48%，顯示原水中高Br⁻濃度造成THM生成物種偏向含溴的物種。原水加氯培養三日後所生成的HAA生成潛能在40~60 $\mu\text{g/L}$ 之間，經過模廠各單元處理之出流水可降低至25 $\mu\text{g/L}$ 以下，去除率將近60%，清水所生成的HAAFP中主要是由MBAA、DCAA以及BCAA所組成。原水加氯培養三天後生成的HAA中有41%是屬於含溴的物種（MBAA、BCAA、DBAA），後臭氧-活性碳床（GA）及活性碳床（GB）含溴的物種則分別佔了有51%及56%。而HAAFP中的DCAA從原水經過砂濾床後，則有明顯的減少，相對的MBAA卻有些微的增加，這表示經過處理後的水在加氯培養之後，由於會跟氯形成反應生成副產物的物種已經被去除，因此HAAFP中含氯的物

種逐漸地減少，取而代之的是含溴物種的增加。

3. 山上原水溴離子濃度約為300 $\mu\text{g/L}$ ，由於原水中尚含有許多會與溴離子跟臭氧競爭反應的還原性物質（如氨氮），但因系統中殘餘臭氧不足以達到反應生成溴酸鹽之劑量，因此前臭氧單元並未檢測出任何溴酸鹽的生成；到了後臭氧單元競爭性的物質部分因受前臭氧氧化而降低，此時溴離子可能經直接臭氧產生反應生成中間產物（HOBr/OBr⁻），系統中的殘餘臭氧會與生成的HOBr/OBr⁻繼續反應生成溴酸鹽，使後臭氧單元溴離子的濃度降低，而在活性碳床（GA）後因為生成的中間產物以及溴酸鹽還原成溴離子以致於溴離子濃度又再升高，而後臭氧單元所產生的溴酸鹽濃度約為25 $\mu\text{g/L}$ ，經過活性碳床（GA）吸附或還原後溴酸鹽濃度約為10 $\mu\text{g/L}$ 。

自來水設施耐震工法指南及解說（四）—上

蔡錦松*

4. 耐震計算例

4.1 取水塔的耐震計算範例

4.1.1 結構物形狀和地盤條件

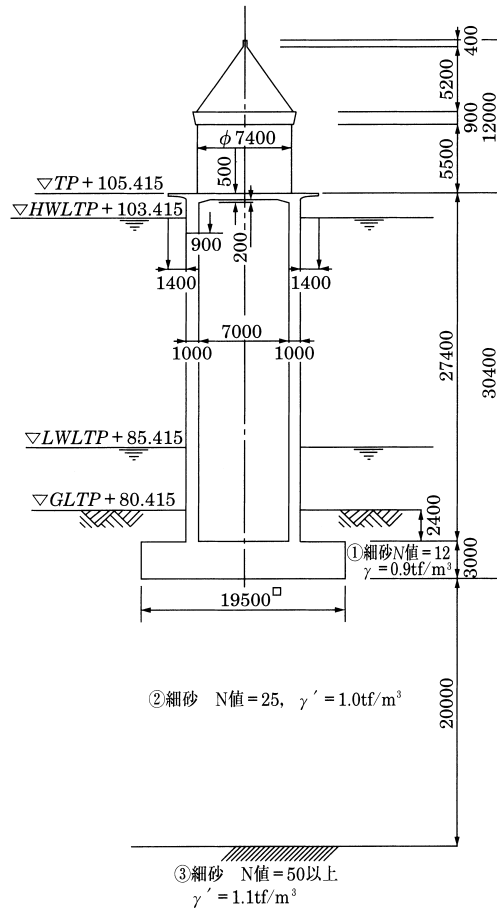


圖-4.1.1 結構物與土層剖面圖

* 國立成功大學土木工程研究所教授

4.1.2 地盤模式

簡化為表層地盤與基盤兩層地盤之模式，藉以求得各層的剪力波速。

4.1.3 表層地盤的種類

耐震設計上的地盤種類可利用(4.1.1)式計算出基礎地盤的自然振動週期 T_G ，並由表-4.1.3 作區分，若地表面為基盤面，則視為第 I 類地盤。

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}} \dots\dots\dots (4.1.1)$$

式中， T_G ：地盤的自然振動週期 (s)

H_i ：第 i 層土壤的厚度 (m)

V_{si} ：第 i 層土壤的剪力波速 (m/s)，可根據表-4.1.1 推估。

表-4.1.1 表層地盤的剪力波速(與剪應變的關係)

		波速	$V_s(m/s)$		
		剪應變	10^{-3}	10^{-4}	10^{-6}
土壤種類					
洪積層	粘性土		$129 N^{0.183}$	$156 N^{0.183}$	$172 N^{0.183}$
	砂質土		$123 N^{0.125}$	$200 N^{0.125}$	$205 N^{0.125}$
沖積層	粘性土		$122 N^{0.0777}$	$142 N^{0.0777}$	$143 N^{0.0777}$
	砂質土		$61.8 N^{0.211}$	$90 N^{0.211}$	$103 N^{0.211}$

註)· 根據砂和粘土的組成百分率來作區分。

· 表層地盤對於剪應變是採用 10^{-3} 的值，而基盤則採用 10^{-6} 的值。

表-4.1.2 剪力波速

No.	土壤名稱	N 值	$V_{si}(m/s)$	備註
①	細砂	12	104	沖積層
②	細砂	25	184	洪積層
③	細砂	50	300	基盤

表-4.1.3 耐震設計上的地盤種類

地盤種類	地盤的自然振動週期 T_G (s)
第 I 類	$T_G < 0.2$
第 II 類	$0.2 \leq T_G < 0.6$
第 III 類	$0.6 \leq T_G$

表-4.1.4 土壤和彈性剪力波速度

No.	土壤	土層厚度 H_i (m)	土壤剪力波速 V_{si} (m/s)	H_i / V_{si}
①	細砂	3.0	104	0.0288
②	—	20.0	184	0.1087
Σ	—	—	—	0.1375

如圖-4.1.1 的表層地盤種類可由此判斷：

其地盤的自然振動週期 T_G 為

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}} = 4 \times 0.1375 = 0.55(s)$$

所以，表層地盤的種類屬於第 II 類。

4.1.4 結構物的自然振動週期

結構物的自然振動周期(T)依 2.1.6 節所示計算

(1)水塔空池時 (L.W.L) 的自然振動周期

$$T_L = \frac{\pi \times l^2}{a} \times \sqrt{\frac{2q}{3 \times g \times E} \left\{ 1 + 12 \left(\frac{a}{l} \right)^2 \right\}} \dots\dots\dots (4.1.2)$$

式中， T_L ：水塔空池時的自然振動週期(s)

l ：塔體的高度（塔頂控制室以重量換算，整個取水塔高度以 30.1 m 計）

a ：塔體的半徑(4.5 m)

q ：壁體的單位體積重量(2.5 tf / m³)

E : 楊氏係數($2.7 \times 10^6 \text{ tf} / \text{m}^2$)

g : 重力加速度($9.8 \text{ m} / \text{s}^2$)

$$T_L = \frac{\pi \times 30.1^2}{4.5} \times \sqrt{\frac{2 \times 2.5}{3 \times 9 \times 8 \times 2.7 \times 10^6} \left\{ 1 + 12 \left(\frac{4.5}{30.1} \right)^2 \right\}} = 0.18(\text{s})$$

(2) 滿池時的自然振動週期

$$T_H = \frac{\pi \times l^2}{\alpha} \times \sqrt{\frac{2q'}{3 \times g \times E} \left\{ 1 + 12 \left(\frac{\alpha}{l} \right)^2 \right\}} \dots\dots\dots (4.1.3)$$

式中， $q' = q + \frac{q_0 \times \alpha}{2t} \times \frac{\tanh\left(\frac{\sqrt{3} \times \alpha}{l}\right)}{\frac{\sqrt{3} \times \alpha}{l}}$

t : 塔體的側壁厚(1.00 m)

q_0 : 水的單位體積重量($1.0 \text{ tf} / \text{m}^3$)

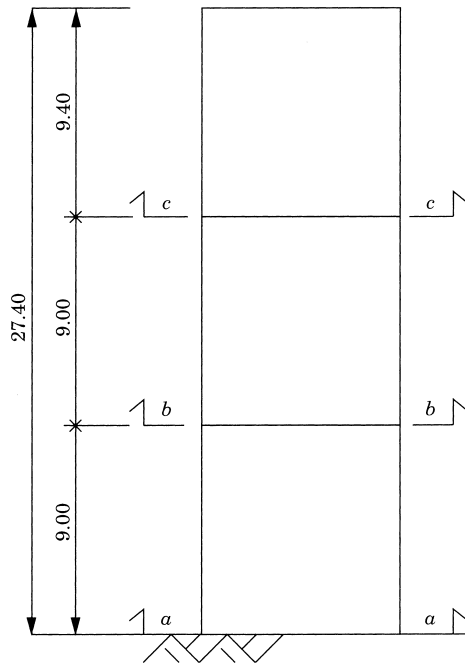


圖-4.1.2 塔體分區的主要尺寸

$$q' = 2.5 + \frac{1.0 \times 4.5}{2 \times 1.00} \times \frac{\tanh\left(\frac{\sqrt{3} \times 4.5}{30.1}\right)}{\frac{\sqrt{3} \times 4.5}{30.1}} = 4.70 (tf / m^3)$$

$$T_H = \frac{\pi \times 30.1^2}{4.5} \times \sqrt{\frac{2 \times 4.7}{3 \times 9.8 \times 2.7 \times 10^6} \left\{ 1 + 12 \left(\frac{4.5}{30.1} \right)^2 \right\}} = 0.24 (s)$$

取取水塔的耐震計算的塔震計同震結構物)

設構和地盤物之圖然土層週期採式的和之圖然土層週期。

4.1.5 地盤物的設構的為表計

1) 第 1 級地表

設構的為表計，數 K_{h1} 以下

$$K_{h1} = C_z \cdot K_{h01} \dots\dots\dots (4.1.4)$$

式中剪 K_{h01} 力地盤物波速。的種類的為表計剪設上可表-1.3.2 判別地盤。

C_z 力自然振動，數水 1.0)

週設構期例的由件下剪地盤區分屬於第 II 分地盤剪第地盤物的圖然土層中期：0.24 s 剪壤表- 1.3.2 設厚度

$$K_{h01} = 0.25$$

而自然振動，數：1.0 剪由式水 4.1.4) 設度

$$K_{h1} = 1.0 \times 0.25 = 0.25$$

2) 取第 2 級地表

第 2 級地表設上可下式厚度設構的為表計，數 K_{h2}

$$K_{h2} = C_s \cdot K_{h02} \dots\dots\dots (4.1.5)$$

式中剪 K_{h02} 力種類的為表計剪這個值設依可地盤區分和地盤物的圖然土層中期分別剪壤表-1.3.4 剪 1.3.5 中厚度。

C_s 力地盤物係，數剪設壤地盤物反性衰積和砂 算塑 變形能力厚度。

上可週設構期例的由件剪地盤區分屬於第力分地盤剪 II 地盤物的圖然土層週期中 0.24 s 剪而表-1.3.4 設知

$$K_{h02} = 1.4$$

上可式(4.1.5)剪地盤物和係，數採用 0.45 剪設壤厚

$$K_{h2} = 0.45 \times 1.4 = 0.63$$

4.1.6 第 1 級地震的設計

1) 荷重

(1) 塔頂結構物荷重

$$R_{d1} = 170.0(tf) \quad H_1 = 170.0 \times 0.25 = 42.50(tf)$$

(2) 攔污柵荷重

$$R_{d2} = 0.55(tf) \quad H_2 = 0.55 \times 0.25 = 0.14(tf)$$

(3) 閘門荷重

$$R_{d3} = 16.0(tf) \quad H_3 = 16.0 \times 0.25 = 4.00(tf)$$

(4) 底版

$$R_{d4} = 78.22(tf) \quad H_4 = 78.22 \times 0.25 = 19.56(tf)$$

(5) 塔體自重

垂直方向平均每 1 m 的重量

$$W = (\pi/4) \cdot (9.00^2 - 7.00^2) \times 2.50 = 62.83 (tf/m)$$

中分段重量

$$R_a = W \cdot h_a = 62.83 \times 27.40 = 1721.54(tf)$$

$$H_a = R_a \cdot K_h = 1721.54 \times 0.25 = 430.39(tf)$$

同樣地， R_b ， R_c ， H_b ， H_c 亦可下式。

(6) 地表和層所的屬

周的塔依節示空節於地表和之層所的屬此池設塔下式壤厚力

$$\left. \begin{aligned} P_1(Z_1) &= K_h \times \gamma_w \times \pi \times a_1^2 \times I(Z_1/h_1) \\ P_2(Z_2) &= K_h \times \gamma_w \times \pi \times a_2^2 \times K(Z_2/h_2) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.1.6)$$

式中， $P_1(Z_1), P_2(Z_2)$ ：地震時取水塔內部和外部深度方向的動態水壓

$$(tf/m^2)$$

$$\gamma_w : \text{水的單位體積重量 } (tf/m^3)$$

$$\alpha_1, \alpha_2 : \text{取水塔內部和外部的半徑 } (m)$$

$$Z_1, Z_2 : \text{由取水塔內部和外部底期向上起算的高度 } (m)$$

$$h_1, h_2 : \text{取水塔內部和外部的水深 } (m)$$

$I(Z_1/h_1), K(Z_2/h_2)$ ：「附錄 II，容器構造尺寸係數表」

水位在高水位 (H.W.L) 時，取水塔內部的動態水壓分佈，可以下式下式：

$$\begin{aligned} P_1(Z_1) &= 0.25 \times 1.0 \times \pi \times 3.50^2 \times I(Z_1/25.40) \\ &= 9.62 \times I(Z_1/25.40) \end{aligned}$$

由此，可下式 a-a 斷期地合力

$$P_{1a} = 208.7(tf)$$

$$\text{件判高度 } y_{1a} = 11.45(m)$$

取水塔外部的動態水壓分佈，可以下式下式

$$P_2(Z_2) = 0.25 \times 1.0 \times \pi \times 4.50^2 \times K(Z_2/23.0) = 15.9 \times K(Z_2/23.0)$$

由此，可下式 a-a 斷期地合力

$$P_{2a} = 291.7(tf) \quad \text{件判高度 } y_{2a} = 12.67(m)$$

(7) 風荷重 (常時)

$$W = 0.35(tf/m^2)$$

下 a-a 斷期地合力：

$$P_a = 9.10 \times 37.0 \times 0.35 = 117.85(tf)$$

$$y = 37.0/2 = 18.50(m) \quad (\text{從 } +80.415 \text{ 的距離算起})$$

(8) 控要能

尺 a-a 楊耐

$$\text{H.W.L. } W_a = (\pi \times 4.5^2 - \pi \times 3.5^2) \times 25.40 \times 1.0 = 638.3(tf)$$

$$\text{L.W.L. } W'_a = (\pi \times 4.5^2 - \pi \times 3.5^2) \times 7.4 \times 1.0 = 185.98(tf)$$

表-4.1.5 地震時件判力 (a-a 斷期)

件判力物之	項目	垂直力 N (tf)	水平力 H (tf)	件判高度 Y (m)	彎矩 M ($tf-m$)
H.W.L	塔頂結構物荷重	170.00	42.50	31.40	1334.50
	攔污柵荷重	0.55	0.14	28.40	3.98
	閘門荷重	16.00	4.00	13.70	54.80
	塔體自重	1721.54	430.39	13.70	5896.34
	底版	78.22	19.56	27.15	531.05
	上揚力	-638.37	-	-	-
	塔體內部動態水壓	977.51	208.70	11.450	2389.62
	塔體外部動態水壓	-	291.70	12.670	3695.84
	計	1347.94 (2325.45)	996.99	-	13906.13
	L.W.L	塔頂結構物荷重	170.00	42.50	31.40
攔污柵荷重		0.55	0.14	28.40	3.98
閘門荷重		16.00	4.00	13.70	54.80
塔體自重		1721.54	430.39	13.70	5896.34
底版		78.22	19.56	27.15	531.05
上揚力		-185.98	-	-	-
塔體內部動態水壓		-	-	-	-
塔體外部動態水壓		-	-	-	-
計		1800.33	496.59		7820.67

表-4.1.6 地震時件判力 (b-b 斷期)

件判力物之	項目	垂直力 N (tf)	水平力 H (tf)	件判高度 Y (m)	彎矩 M ($tf-m$)
H.W.L	塔頂結構物荷重	170.00	42.50	31.40	1334.50
	攔污柵荷重	0.55	0.14	28.40	3.98
	閘門荷重	16.00	4.00	13.70	54.80
	塔體自重	1156.07	289.02	9.20	2658.98
	底版	78.22	19.56	18.15	355.01
	上揚力	-412.18	-	-	-
	塔體內部動態水壓	-	144.70	7.53	1089.59
	塔體外部動態水壓	-	190.30	7.31	1391.09
	計	1008.66	690.22	-	6486.20
L.W.L	塔頂結構物荷重	170.00	42.50	31.40	1334.50
	攔污柵荷重	0.55	0.14	28.40	3.98
	閘門荷重	16.00	4.00	13.70	54.80
	塔體自重	1156.07	289.02	9.20	2658.98
	底版	78.22	19.56	18.15	355.01
	上揚力	-	-	-	-
	塔體內部動態水壓	-	-	-	-
	塔體外部動態水壓	-	-	-	-
	計	1420.84	355.22	-	4005.51

表-4.1.7 地震時件判力 (c-c 斷期)

件判力物之	項目	垂直力 N (tf)	水平力 H (tf)	件判高度 Y (m)	彎矩 M ($tf-m$)
H.W.L	塔頂結構物荷重	170.00	42.50	13.40	569.50
	攔污柵荷重	0.55	0.14	10.40	1.46
	閘門荷重	16.00	4.00	4.70	18.80
	塔體自重	590.60	147.65	4.70	693.96
	底版	78.22	19.56	9.15	178.97
	上揚力	-185.98	-	-	-
	塔體內部動態水壓	-	69.20	2.57	177.84
	塔體外部動態水壓	-	69.40	3.09	214.45
	計	669.39	352.45		1854.98
	L.W.L	塔頂結構物荷重	170.00	42.50	13.40
攔污柵荷重		0.55	0.14	10.40	1.46
閘門荷重		16.00	4.00	4.70	18.80
塔體自重		590.60	147.65	4.70	693.96
底版		78.22	19.56	9.15	178.97
上揚力		-	-	-	-
塔體內部動態水壓		-	-	-	-
塔體外部動態水壓		-	-	-	-
計		855.37	213.85	-	1462.69

表-4.1.8 中斷期的配筋

	外側	內側	全斷期
a-a	384-D29	384-D29	768-D29
b-b	192-D25	192-D25	384-D25
c-c	96-D19	96-D19	192-D19

表-4.1.9 斷期值力

	σ_c	σ_s	τ_c
a-a	39.54	57.18	6.74
b-b	25.53	42.95	4.16
c-c	14.1	132.7	2.61

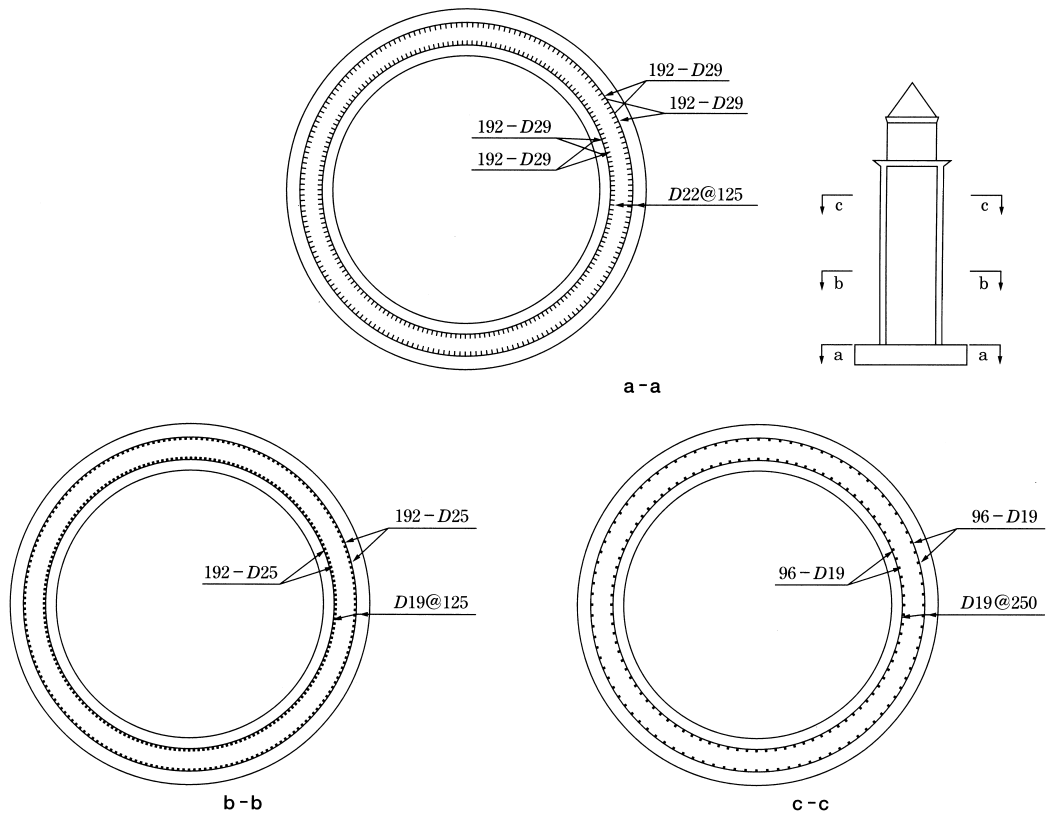


圖-4.1.3 取水塔斷期配筋圖

2) 第盤計算

(1) 件判於第盤底期的外力

① 第盤自重

$$19.5 \times 19.5 \times 3.0 \times 2.5 = 2851.88 (tf)$$

② 第盤覆土(土的浸水中單位重量 $\gamma' = 0.9 tf/m^3$)

$$(19.5^2 - \pi \times 4.5^2) \times 2.4 \times 0.9 = 683.93 (tf)$$

③ 第盤上揚力

$$19.5 \times 19.5 \times 3.0 \times 1.0 = 1140.75 (tf)$$

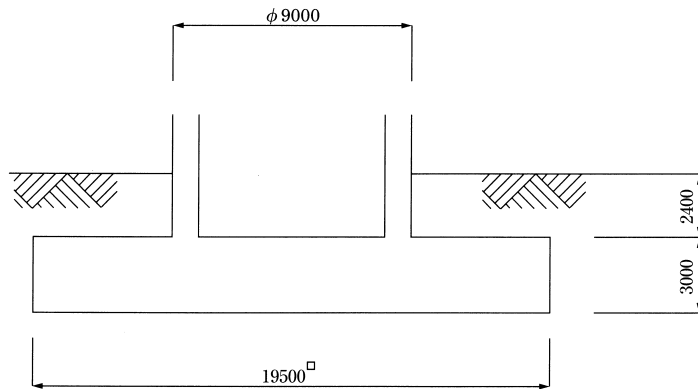


圖-4.1.4 第盤斷期圖

表-4.1.10 第盤底期所受地外力

荷重設態		件判外力 荷重	垂直力 N (tf)	水平力 H (tf)	件判高度 Y (m)	彎矩 M ($tf - m$)
常時	L.W.L 風荷重 件判時	第盤上期地件判外力	1800.33	117.85	23.90	2816.62
		第盤自重	2851.88	-	-	-
		第盤上的土重	683.93	-	-	-
		上揚力	-1140.75	-	-	-
		計	4195.39	117.85	-	2816.62
地震時	H.W.L	第盤上期地件判外力	2325.45			14289.32
				996.99	3.00	
		第盤自重	2851.88	712.97	1.50	1069.46
		第盤上的土重	683.93	170.98	4.20	718.12
		上揚力	-1140.75	-	-	-
		計	4720.51	1880.94	-	19067.86
	L.W.L	第盤上期在件判外力	1800.33	-	-	7820.67
			-	496.59	3.00	1489.77
		第盤自重	2851.88	712.97	1.50	1069.46
		第盤上的土重	683.93	170.98	4.20	718.12
上揚力		-1140.75	-	-	-	
	計	4195.39	1380.54	-	11098.01	

(2)地盤反力計算

第盤) 設 $B \times L = 19.5 \times 19.5$

第盤底期積 $A = 380.25 \text{ m}^2$

表-4.1.11 地盤反力計算結果

荷重設態		N (tf)	M ($tf \cdot m$)	e (m)	e/L	X_n (m)	α	N/A (tf/m^2)	σ_r (tf/m^2)
常時	L.W.L 風荷重 件判時	4195.39	2816.62	0.671	0.034	56.974	1.204	11.03	13.28
地震時	H.W.L	4720.51	19067.86	4.039	0.027	17.133	2.275	12.41	28.33
	L.W.L	4195.39	11098.01	2.645	0.136	21.73	1.816	11.03	20.03

(3)第盤的計算

圓) 斷期以塔體外表期算起, 向內 1/10 塔徑處件為斷期力地檢核位置。

自重 $2.50 \times 3.00 \times 6.15 \times 19.5 = 899.44 (tf)$

土重 $0.90 \times 2.40 \times 6.15 \times 19.5 = 259.04 (tf)$

底斷期剪力地檢核位置, 須再向外移動 1/2 第盤厚度的距離。

斷期地彎矩 M 然剪力 F 如表所示。

表-4.1.12 彎矩 ($tf \cdot m$)

荷重設態		地盤反力	自重	土重	計
常時荷重		4897.26	-2765.78	-796.55	1334.93
地震時	H.W.L	10447.24	-2765.78	-796.55	6884.91
	L.W.L	7386.45	-2765.78	-796.55	3824.12

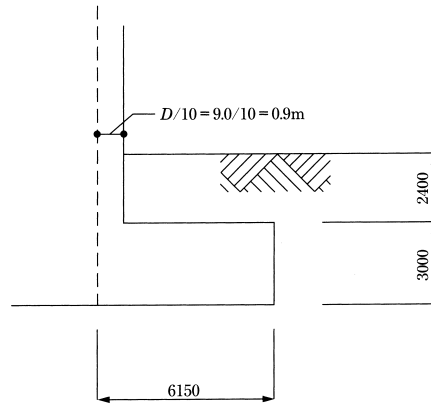


圖-4.1.5 第盤斷期圖

表-4.1.13 剪力 (tf)

荷重設態		地盤反力	自重	土重	計
常時荷重		1204.16	-680.06	-195.86	328.24
地震時	H.W.L	2568.82	-680.06	-195.86	1692.90
	L.W.L	1816.22	-680.06	-195.86	940.30

第盤的有效寬度，依下式計算。

$$b = 9.0 + (3.0 - 0.10) \times 2 = 14.80 \text{ (m)}$$

因此，第盤單位寬度斷期力以上述最大荷重地情況（地震時 H.W.L 時）頂件設計。

$$\begin{cases} M_r = 6884.91 / 14.80 = 465.20 \text{ (tf} \cdot \text{m)} \\ S_r = 1692.90 / 14.80 = 114.39 \text{ (tf)} \end{cases}$$

屬鋼筋配置 2 而 D32@125

$$\sigma_c = 40.53 < 105 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad \text{OK}$$

$$\sigma_s = 1393.68 < 2700 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad \text{OK}$$

$$\tau = 4.39 < 5.40 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad \text{OK}$$

4.1.7 取 2 水塔的耐震計

1) 算塔

(1) 同結構物) 算塔

$$R_{d1} = 170.0(tf) \quad H_1 = 170.0 \times 0.63 = 107.1(tf)$$

(2) 設和地算塔

$$R_{d2} = 0.55(tf) \quad H_2 = 0.55 \times 0.63 = 0.35(tf)$$

(3) 盤物算塔

$$R_{d3} = 16.0(tf) \quad H_3 = 16.0 \times 0.63 = 10.08(tf)$$

(4) 之圖

$$R_{d4} = 78.22(tf) \quad H_4 = 78.22 \times 0.63 = 49.28(tf)$$

(5) 同然土塔

層週期採式。的 1m 耐塔爲

$$W = (\pi/4) \cdot (9.00^2 - 7.00^2) \times 2.50 = 62.83(tf/m)$$

表第級塔爲

$$R_a = W \cdot h_a = 62.83 \times 27.40 = 1721.54(tf)$$

$$H_a = R_a \cdot K_h = 1721.54 \times 0.63 = 1084.57(tf)$$

地，塔數 R_b 數 R_c 數 H_b 數 H_c 以下式中剪

(6) 塔的力波速。種

類。同設上可表上判塔的力別波。種第盤下自然振式中動

$$\left. \begin{aligned} P_1(Z_1) &= K_h \times \gamma_w \times \pi \times a_1^2 \times I(Z_1/h_1) \\ P_2(Z_2) &= K_h \times \gamma_w \times \pi \times a_2^2 \times K(Z_2/h_2) \end{aligned} \right\}$$

振週數 $P_1(Z_1), P_2(Z_2)$ 動類。同設上期表上塔的力例由期採耐波。種
(tf/m^2)

γ_w 動。耐件區然分塔爲 (tf/m^3)

a_1, a_2 動類。同設上期表上耐屬於 (m)

Z_1, Z_2 動 II。同設上期表上之第採中：壤耐厚由 (m)

h_1, h_2 動類。同設上期表上耐。例 (m)

$I(Z_1/h_1), K(Z_2/h_2)$ 動度而由這個值物依和係 反性衰

。區積厚。區砂 H.W.L 塑力別類。同設上耐波速。種第盤數下自然振式中動

$$\begin{aligned} P_1(Z_1) &= 0.63 \times 1.0 \times \pi \times 3.50^2 \times I(Z_1 / 25.40) \\ &= 24.24 \times I(Z_1 / 25.40) \end{aligned}$$

II 變數下式中 a-a 形第別能力

$$P_{1a} = 525.9(tf)$$

知用厚由 $y_{1a} = 11.45(m)$

類。同表上耐波速。種第盤數下自然振式中

$$\begin{aligned} P_2(Z_2) &= 0.63 \times 1.0 \times \pi \times 4.50^2 \times K(Z_2 / 23.0) \\ &= 40.07 \times K(Z_2 / 23.0) \end{aligned}$$

II 變數下式中 a-a 形第別能力

$$P_{2a} = 735.0(tf)$$

知用厚由 $y_{2a} = 12.67(m)$ 荷頂剪

(7) 攔算塔(於力)

$$W = 0.35(tf / m^2)$$

式 a-a 形第別能力

$$P_a = 9.10 \times 37.0 \times 0.35 = 117.85(tf)$$

$$y = 37.0 / 2 = 18.50(m)$$

(8) 中柵力

採 a-a 形第

$$\text{H.W.L. } W_a = (\pi \times 4.5^2 - \pi \times 3.5^2) \times 25.40 \times 1.0 = 638.3(tf)$$

$$\text{L.W.L. } W'_a = (\pi \times 4.5^2 - \pi \times 3.5^2) \times 7.4 \times 1.0 = 185.98(tf)$$

性-4.1.14 塔の力知用力砂a-a形第塑

知用力門底	版體	層週力 N (tf)	式力 H (tf)	知用厚由 Y (m)	垂細 M ($tf - m$)
H.W.L	同結構物) 算塔	170.00	107.10	31.40	3362.94
	設和地算塔	0.55	0.35	28.40	9.94
	盤物算塔	16.00	10.08	13.70	138.10
	同然土塔	1721.54	1084.57	13.70	14858.61
	之圖	78.22	49.28	27.15	1337.95
	中柵力	-638.37	-	-	-
	同然設上波速。種	-977.51	525.90	11.45	6021.56
	同然表上波速。種	-	735.00	12.67	9312.45
	計	1347.94 (2325.45)	2512.28	-	35041.54
L.W.L	同結構物) 算塔	170.00	107.10	31.40	3362.94
	設和地算塔	0.55	0.35	28.40	9.94
	盤物算塔	16.00	10.08	13.70	138.10
	同然土塔	1721.54	1084.57	13.70	14858.61
	之圖	78.22	49.28	27.15	1337.95
I	中柵力	-185.98	-	-	-
	同然設上波速。種	-	-	-	-
	同然表上波速。種	-	-	-	-
	計	1800.33	1251.38	-	19707.54

性-4.1.15 塔的力知用力砂b-b形第塑

知用力門底	版體	層週力 N (tf)	。式力 H (tf)	知用厚由 Y (m)	垂細 M ($tf - m$)
H.W.L	同結構物) 算塔	170.00	107.1	22.40	2399.04
	設和地算塔	0.55	0.35	19.40	6.79
	盤物算塔	16.00	10.08	9.20	92.74
	同然土塔	1156.07	728.32	9.20	6700.54
	之圖	78.22	49.28	18.15	894.43
	中柵力	-412.18	-	-	-
	同然設上波速。種	-	364.70	7.53	2746.19
	同然表上波速。種	-	479.40	7.31	3504.41
	計	1008.66	1739.23		16344.15
	L.W.L	同結構物) 算塔	170.00	107.10	22.40
設和地算塔		0.55	0.35	19.40	6.79
盤物算塔		16.00	10.08	9.20	92.74
同然土塔		1156.07	728.32	9.2	6700.54
之圖		78.22	49.28	18.15	894.43
中柵力		-	-	-	-
同然設上波速。種		-	-	-	-
同然表上波速。種		-	-	-	-
計		1420.84	895.13	-	10093.54

性-4.1.16 塔的力知用力砂c-c 形第塑

知用力門底	版體	層週力 N (tf)	式力 H (tf)	知用厚由 Y (m)	垂細 M ($tf - m$)
H.W.L	同結構物) 算塔	170.00	107.10	13.40	1435.14
	設和地算塔	0.55	0.35	10.40	3.64
	盤物算塔	16.00	10.08	4.70	47.38
	同然土塔	590.60	372.08	4.70	1748.78
	之圖	78.22	49.28	9.15	450.91
	中柵力	-185.98	-	-	-
	同然設上波速。種	-	174.5	2.57	448.47
	同然表上波速。種	-	174.9	3.09	540.44
	計	669.39	888.29	-	4674.75
	L.W.L	同結構物) 算塔	170.00	7.10	13.40
設和地算塔		0.55	0.35	10.40	3.64
盤物算塔		16.00	10.08	4.70	47.38
同然土塔		590.6	372.08	4.70	1748.78
之圖		78.22	49.28	9.15	450.91
中柵力		-	-	-	-
同然設上波速。種		-	-	-	-
同然表上波速。種		-	-	-	-
計		855.37	538.89	-	3685.84

2) 同然耐計壤

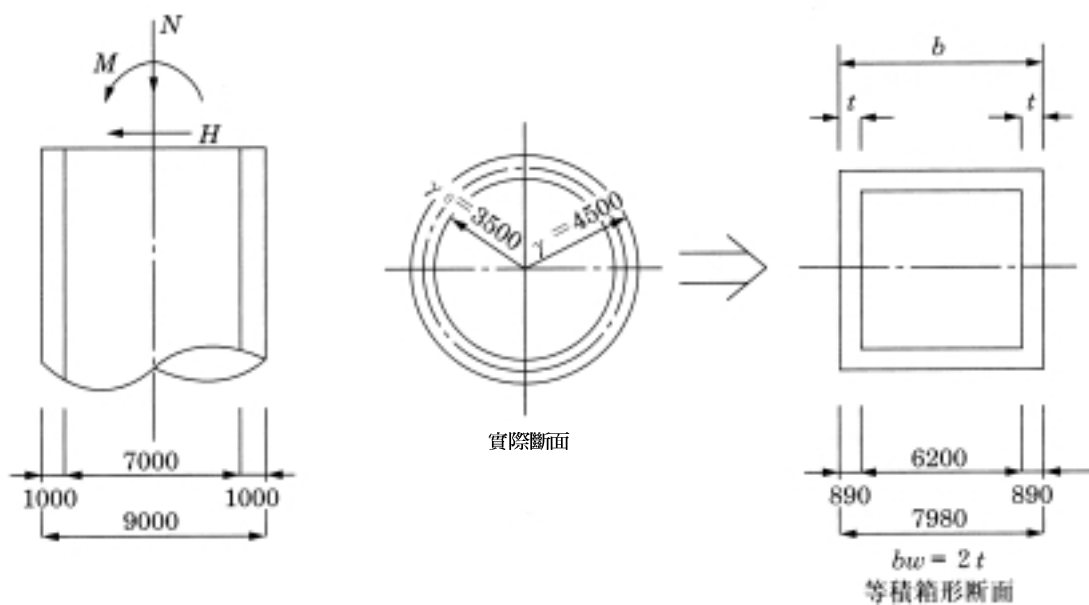
II 形第 III 力別計壤數彈一塔的力別知用數如自然此判震頂計壤斷其剪

I 1. II 形第所壤荷屬第分耐周依形第剪

I 2. 節示空耐種池 III 力第盤頂時期依第盤砂屬 (III 力期) 塑剪

I 3. 體高厚由 d 頂屬第分周依種力頂控制室耐依重別量換剪

I 4. 整期採個力制室形第分 A_s 半個力頂制室形第分耐 1/4 剪



徑-4.1.6 壁 II 形第單位和係

表-4.1.17 斷面檢核(1)

a-a 斷面

混凝土抗壓強度=210 kgf / cm²
 鋼筋的降伏強度=3500 kgf / cm²
 彎曲強度的安全係數：r_c = 1.3 r_s = 1/1.2
 剪力強度的安全係數：r_c = 1.3 r_s = 1.0

r_{bc} = 1.3 r_{bs} = 1.15 r_i = 1.0

	H.W.L	L.W.L
M _d (tf · m)	35041.54	19707.54
N _d	1347.94	1800.33
V _d (tf)	2512.28	1251.38
b(cm)	798	798
b _w (cm)	178	178
h(cm)	798	798
d _i (cm)	45	45
d(cm)	753	753
拉力鋼筋	192-D29	192-D29
壓力鋼筋	192-D29	192-D29
A _s (cm ²)	1232.64	1232.64
A _s '(cm ²)	1232.64	1232.64
P _i	0.00205	0.00205
f _{yd} (kgf / cm ²)	4200	4200
f _{cd} '(kgf / cm ²)	162	162
M _u (tf · m)	41949.09	43549.31
M _d / M _u	0.84	0.45
判定	OK	OK
剪力補強筋	4-D22@125	4-D22@125
A _w (cm ²)	15.48	15.48
S _s (cm)	12.5	12.5
f _{wyd} (kgf / cm ²)	3500	3500
f _{ved} (kgf / cm ²)	5.061	5.061
β _d	0.604	0.604
β _p	0.972	0.972
β _n	1.051	1.121
V _{cd} (tf)	321.97	343.41
V _{sd} (tf)	2467.9	2467.9
V _{yd} (tf)	2789.87	2811.31
γ _i V _d / V _{yd} (tf)	0.9	0.45
判定	OK	OK
鋼筋比	0.696	0.696

表-4.1.17 斷面檢核(2)

b-b 斷面

混凝土抗壓強度=210 kgf / cm²
 鋼筋的降伏強度=3500 kgf / cm²
 彎曲強度的安全係數：r_c = 1.3 r_s = 1/1.2
 剪力強度的安全係數：r_c = 1.3 r_s = 1.0

r_{bc} = 1.3 r_{bs} = 1.15 r_i = 1.0

	H.W.L	L.W.L
M _d (tf · m)	16344.15	10093.54
N _d	1088.66	1420.84
V _d (tf)	1739.23	895.13
b(cm)	798	798
b _w (cm)	178	178
h(cm)	798	798
d _i (cm)	45	45
d(cm)	753	753
拉力鋼筋	96-D25	96-D25
壓力鋼筋	96-D25	96-D25
A _s (cm ²)	486.72	486.72
A _s '(cm ²)	486.72	486.72
P _i	0.00081	0.00081
f _{yd} (kgf / cm ²)	4200	4200
f _{cd} '(kgf / cm ²)	162	162
M _u (tf · m)	18806.15	20287.24
M _d / M _u	0.87	0.5
判定	OK	OK
剪力補強筋	4-D19@125	4-D19@125
A _w (cm ²)	11.48	11.48
S _s (cm)	12.5	12.5
f _{wyd} (kgf / cm ²)	3500	3500
f _{ved} (kgf / cm ²)	5.061	5.061
β _d	0.604	0.604
β _p	0.713	0.713
β _n	1.082	1.187
V _{cd} (tf)	243.14	266.74
V _{sd} (tf)	1830.2	1830.2
V _{yd} (tf)	2073.34	2096.94
γ _i V _d / V _{yd} (tf)	0.84	0.43
判定	OK	OK
鋼筋比	0.516	0.516

表-4.1.17 斷面檢核(3)

c-c 斷面

混凝土抗壓強度=210 kgf/cm²

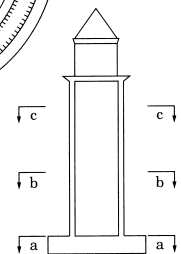
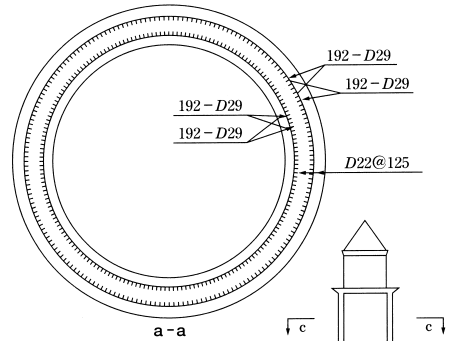
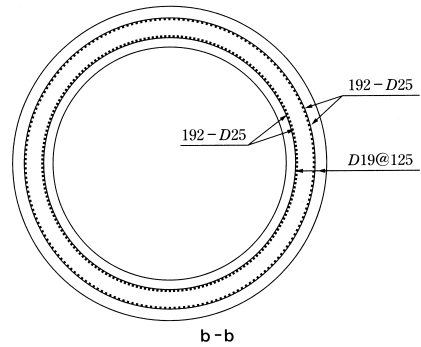
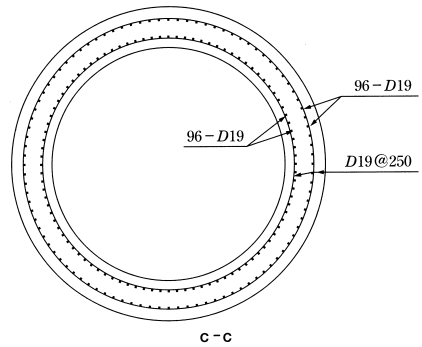
鋼筋的降伏強度=3500 kgf/cm²

彎曲強度安全係數： $r_c = 1.3$, $r_s = 1/1.2$

剪力強度安全係數： $r_c = 1.3$ $r_s = 1.0$

$$r_{bc} = 1.3 \quad r_{bs} = 1.15 \quad r_i = 1.0$$

	H. W. L	L. W. L
$M_d (tf \cdot m)$	4674.75	3685.84
N_d	669.39	855.37
$V_d (tf)$	888.29	538.89
$b (cm)$	798	798
$b_w (cm)$	178	178
$h (cm)$	798	798
$d_i (cm)$	45	45
$d (cm)$	753	753
拉力鋼筋	48-D19	48-D19
壓力鋼筋	48-D19	48-D19
$A_s (cm^2)$	137.76	137.73
$A'_s (cm^2)$	137.76	137.76
P_t	0.00023	0.00023
$f_{wd} (kgf/cm^2)$	4200	4200
$f'_{cd} (kgf/cm^2)$	162	162
$M_u (tf \cdot m)$	7128.84	7812.39
M_d / M_u	0.66	0.47
判定	OK	OK
剪力補強筋	4-D19 @250	4-D19 @250
$A_w (cm^2)$	11.48	11.48
$S_s (cm)$	25	25
$f_{wd} (kgf/cm^2)$	3500	3500
$f'_{wd} (kgf/cm^2)$	5.061	5.061
β_d	0.604	0.604
β_p	0.468	0.468
β_n	1.243	1.309
$V_{cd} (tf)$	175.52	193.08
$V_d (tf)$	915.1	915.01
$V_{wd} (tf)$	1090.62	1108.18
$\gamma V_u / V_{wd} (tf)$	0.81	0.49
判定	OK	OK
鋼筋比	0.258	0.258



徑-4.1.7 類。同形第楊室徑

3) 基礎的計算

(1) 基礎的計算

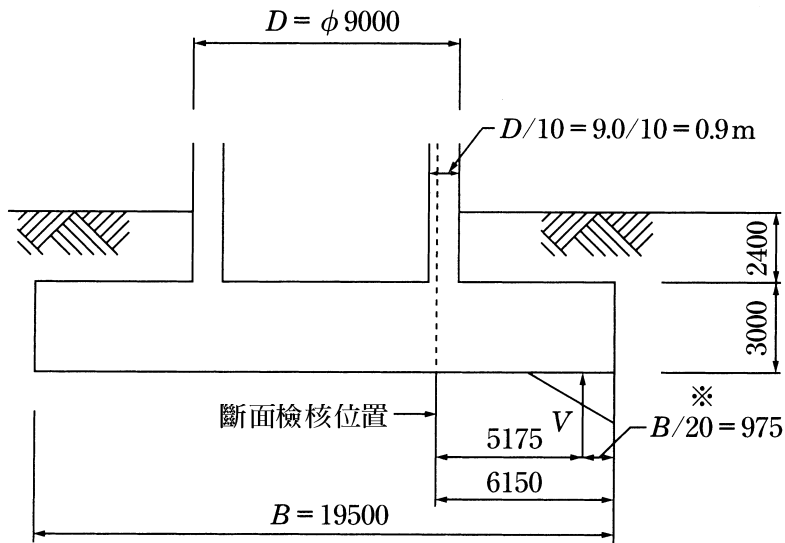


圖-4.1.8 基礎尺寸圖

基礎作用在底面的垂直荷重 (V)

$$V = 4720.51 (tf)$$

$$M = 4720.51 \times 5.175 = 24428.6 (tf - m)$$

基礎單位寬度的斷面力

$$M = 24428.6 / 19.50 = 1252.75 (tf - m)$$

$$V = 4720.51 / 19.50 = 242.08 (tf)$$

關於 $B/20$ 值，依「道路橋示方書·同解說」，直接基礎於水平地震作用時，基礎地盤反力合力作用在端部往內 $B/20$ 距離處。

由上述計算之結果可進行斷面之檢核，如表-4.1.18 所示

表-4.1.18 斷面檢核

混凝土抗壓強度=210 kgf / cm²

鋼筋的降伏強度=3500 kgf / cm²

彎曲強度的安全係數： $r_c = 1.3$ $r_s = 1/1.2$

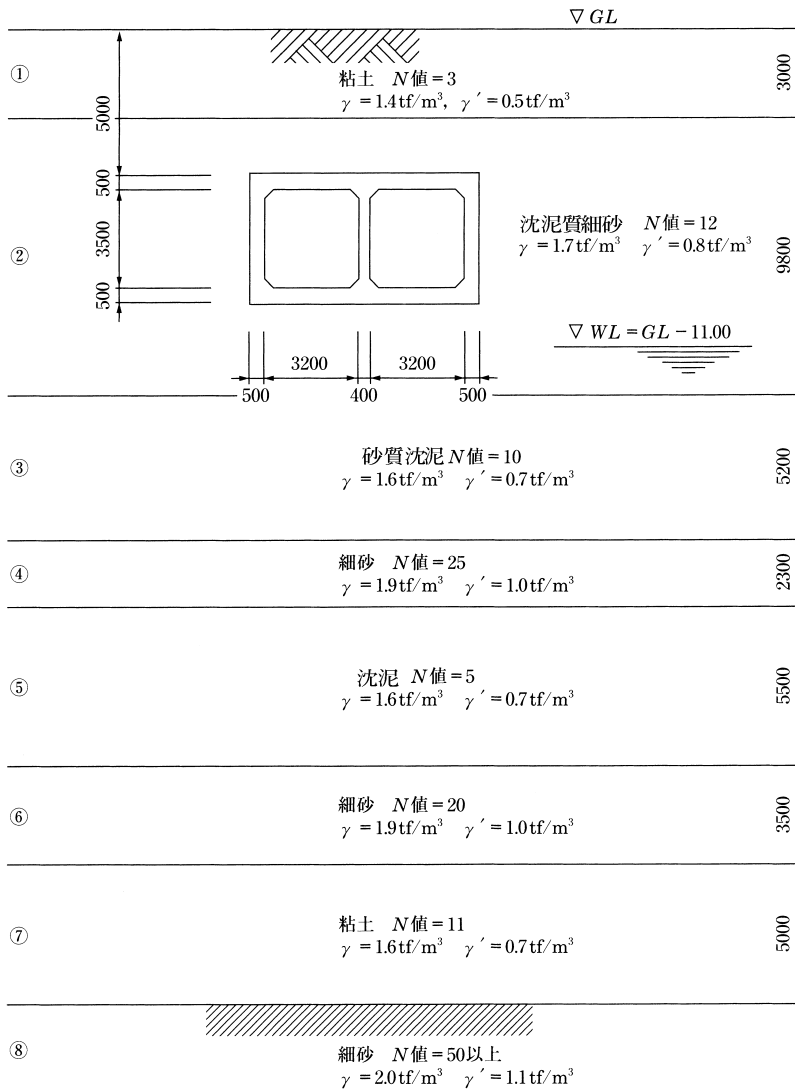
剪力強度的安全係數： $r_c = 1.3$ $r_s = 1.0$ $r_{bc} = 1.3$ $r_{bs} = 1.15$ $r_i = 1.0$

$M_d (tf \cdot m)$	1252.75
$V_d (tf)$	242.08
$b (cm)$	100.00
$h (cm)$	300.00
$d_t (cm)$	10.00
$d (cm)$	290.00
拉力鋼筋	2-D32@125
壓力鋼筋	D22@250
$A_s (cm^2)$	127.04
$A'_s (cm^2)$	30.96
P_t	0.00438
$f_{yd} (kgf / cm^2)$	4200.00
$f'_{cd} (kgf / cm^2)$	162.00
x	35.043
$M_u (tf \cdot m)$	1458.05
M_d / M_u	0.86
判定	OK
剪斷補強筋	8-D13@250
$A_w (cm^2)$	10.16
$S_s (cm)$	25.00
$f_{wyd} (kgf / cm^2)$	3500.00
$f_{vcd} (kgf / cm^2)$	5.061
β_d	0.766
β_p	0.759
β_n	1.00
$V_{cd} (tf)$	65.64
$V_{sd} (tf)$	267.35
$V_{yd} (tf)$	332.99
$M_d / V_d (m)$	5.17
$V_{mu} = M_u / L (tf)$	285.85
$\gamma_i V_{mu} / V_{yd}$	0.86
判定	OK
鋼筋比	0.406

4.2 導水地震的耐計荷重範例結根據反應變位法底

4.2.1 概要

本垂直方如平-4.2.1 所示結構物結鋼同混，土結構底可耐計荷重範例。
 本荷重例係。反應變位法時針對水 1 級地計內水 2 級地計部行耐計檢
 於。



平-4.2.1 之地震及內土層剖面平

4.2.2 導水地震

的耐計荷重導水地震範例-4.2.1結根據反應變位法

的耐底概要本垂直方如平反所示結構物鋼同混，土可。係。法

4.2.3 導水時針

對物水級反導水地內水部反導水重時針法

1應行反。檢於之及

行反。檢於之及層剖面級-4.2.1 求得鋼結果範級 4.2.2 變位法

級-4.2.1 級反導水。檢於之及結度地檢單位。關係應

檢單位 之及		$V_s (m/s)$		
		10^{-3}	10^{-4}	10^{-6}
所同由據面上土算種「				
洪據反	粘性土	$129 N^{0.183}$	$156 N^{0.183}$	$172 N^{0.183}$
	平方土	$123 N^{0.125}$	$200 N^{0.125}$	$205 N^{0.125}$
根據反	粘性土	$122 N^{0.0777}$	$142 N^{0.0777}$	$143 N^{0.0777}$
	平方土	$61.8 N^{0.211}$	$90 N^{0.211}$	$103 N^{0.211}$

級-4.2.2 檢於之及

No.	導方名	N 值	V_{si}	尺寸
①	粘土	3	133	
②	垂直方如平	12	104	
③	平方垂直	10	146	
④	如平	25	122	
⑤	垂直	5	138	
⑥	如平	20	116	
⑦	粘土	11	146	
⑧	平礫	50	300	作水內水

4.2.4 層地求的種類

耐計面荷上的地求種類用利用礫 4.2.1 重出地求的自然振動週期時值根據 -4.2.3 果類。若地 面值表 (求面時則視表水 I 類地求。

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}} \dots\dots\dots (4.2.1)$$

礫中時 T_G : 地求的自然振動週期結 s 底

H_i : 水 i 層土壤的厚度 (m)

V_{si} : 水 i 層土壤的斷合力作 (m/s)

」 -4.2.3 耐計面荷上的地求種類

地求種類	地求的自然振動週期 T_G (s)
水 I 類	$T_G < 0.2$
水 II 類	$0.2 \leq T_G < 0.6$
水距類	$0.6 \leq T_G$

則平 -4.2.1 可 層地求的種類離定結果如 -4.2.4 所示。

」 -4.2.4 土壤在斷合力作

No.	土算	層厚 H_i (m)	土壤斷合力作 V_{si} (m/s)	H_i / V_{si}
①	粘土	3.0	133	0.0226
②	上土算種「	9.8	104	0.0942
③	「算上土	5.2	146	0.0356
④	種「	2.3	122	0.0189
⑤	上土	5.5	138	0.0399
⑥	種「	3.5	116	0.0302
⑦	粘土	5.0	146	0.0342
Σ		-	-	0.2756

所。時該地求的自然振動週期 T_G 表 :

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_i} = 4 \times 0.2756 = 1.10 (s)$$

所。時」層地求的種類應表水距類。

4.2.5 圖作度內計度之

1底水 1 級地計

地尺結構物的水平計度係數需利用（求面的水平計度係數(K'_{h01})內地」面的水平計度係數(K_{h01})來荷重。

粘同基度礎的面荷水平計度係數用利用地」面內（求面的面荷水平計度係數時。寬性關依道礫求得。

地」面內（求面的面荷水平計度係數表：

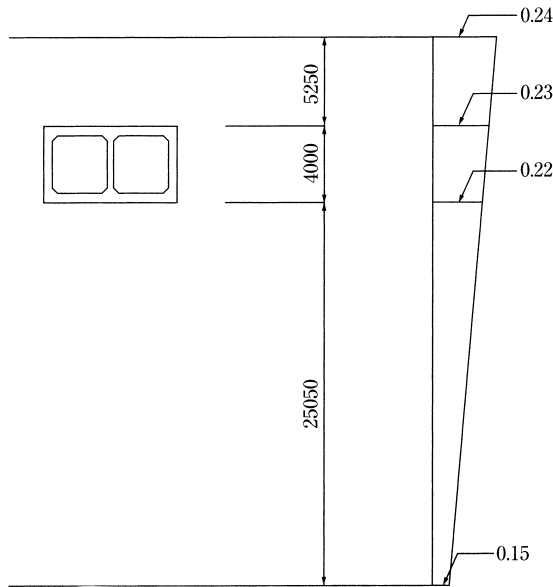
$$\left. \begin{aligned} K_{h1} &= C_z \cdot K_{h01} \\ K'_{h1} &= C_z \cdot K'_{h01} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.2.2)$$

礫中時 C_z ：路橋示書係數結=1.0底

$$K_{h01} = 0.24$$

$$K'_{h01} = 0.15$$

· 解地」面內（求面的面荷水平計度係數果說表 0.24時0.15。



平-4.2.2 粘同基度礎的面荷水平計度係數結水 1 級地計底

2 導水 2 地震的

水 2 地震的耐震計荷重範例結根據反的據應計-1.3.7 變位法

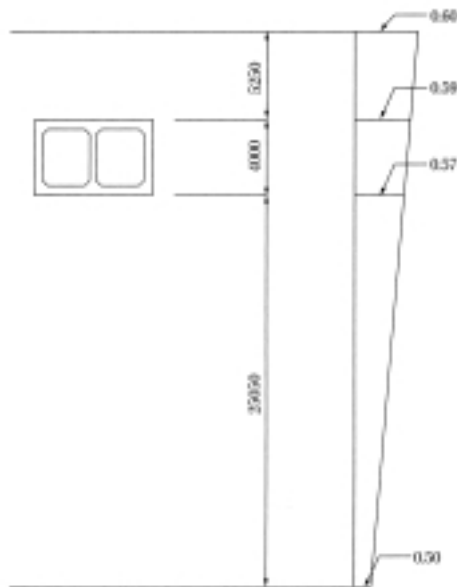
底概要本重震垂直水方如震垂平所示結概的據構物 K_{h2} 鋼結直 0.6 法

同混垂荷重結概所示的據構物 K'_{h2} ，土計-1.3.7 法

可。係。據時重結概所示的據構物針水 1 地震的對概要水級地係平，內 K_{h2} 針 K'_{h2} 部行檢於之及層法

計-4.2.5 震計荷重範例結根據剖的據

震垂面如	震垂重求得結果度單(s)	結根據(cm/s^2)	結概所示的據構物
水位如	$T_G < 0.2$	600~700	0.6~0.7
水關如	$0.2 \leq T_G < 0.6$	700~800	0.7~0.8
水方如	$0.6 \leq T_G$	400~600	0.4~0.6



係-4.2.3。係。據時重結概所示的據構物同水 2 地震的導

4.2.6 震垂重由面結上

求震計荷土算種。據重所示水「由面結上，粘性洪級及層法

水 1 地震的

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_V \cdot T \cdot K'_{h1} \cdot \cos \frac{\pi \cdot z}{2 \cdot H} \dots\dots\dots (4.2.3)$$

水 2 地震的

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \cdot S'_V \cdot T \cdot \cos \frac{\pi \cdot z}{2 \cdot H} \dots\dots\dots (4.2.4)$$

級名平 $U_h(z)$ 求震計荷土算種。據重所示水「由面結上 (cm)

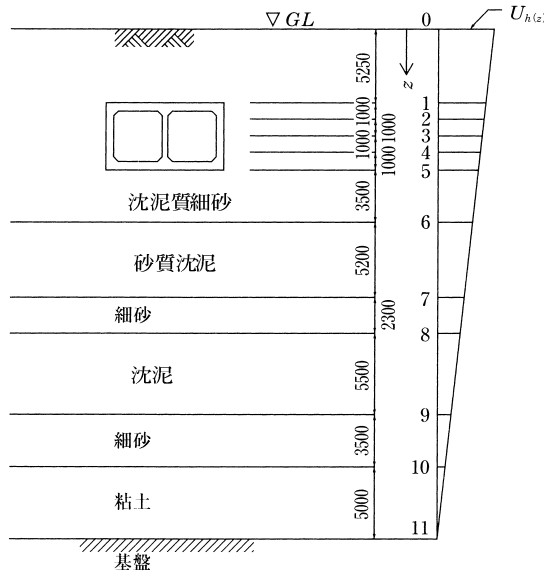
S_V 值尺寸根據礫作表」同水 1 地震的在)同 cm/s 導

S'_V 混垂重根據礫作表」同水 2 地震的在導 (cm/s)

T 計 (震垂重求得結果度單 (s))

H 計 (震垂重) 據 (m)

K'_{h1} 結概混垂荷重所示的據構物



係-4.2.4 震垂重由面結上係

1 導計 (震垂重求得結果度單

計 (震垂重求得結果度單平斷級 4.2.1 反計-4.2.4 對合力, 層

$$T = T_G = 1.10 (s)$$

2導混垂震的果重根據礫作表」

粘性水 1 地震的重混垂根據礫作表平耐水方如震垂平 $T=1.10(s)$ 重
作用洪平根據礫作表」直

$$S_v = 80 \quad (cm/s)$$

水 2 地震的重混垂根據礫作表同求得果機同 90%導平 $T=1.10(s)$ 重
作用洪平根據礫作表」直

$$S'_v = 100 \quad (cm/s)$$

3導震垂重由面結上概要

(1)水 1 地震的

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \times 80 \times 1.10 \times 0.15 \times \cos\left(\frac{\pi z}{2 \times 34.3}\right) \\ = 2.67 \times \cos(0.0458z) \quad (cm)$$

(2)水 2 地震的

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \times 100 \times 1.10 \times 0.15 \times \cos\left(\frac{\pi z}{2 \times 34.3}\right) \\ = 22.291 \times \cos(0.0458z) \quad (cm)$$

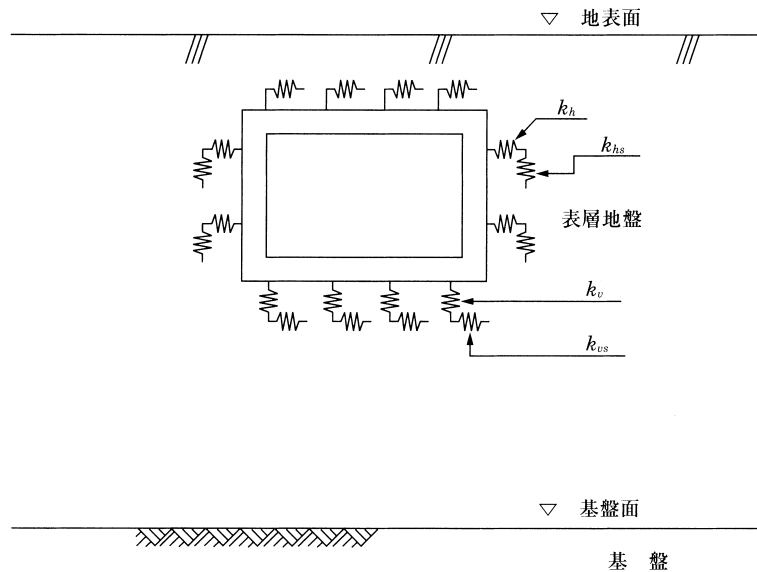
計-4.2.6 震垂重由面結上」

No.	z (m)	$U_h(z)$ (cm)	
		水 1 地震的	水 2 地震的
0	0.00	2.67	22.29
1	5.25	2.59	21.65
2	6.25	2.56	21.38
3	7.25	2.52	21.07
4	8.25	2.48	20.72
5	9.25	2.43	20.32
6	12.80	2.22	18.57
7	18.00	1.81	15.14
8	20.30	1.60	13.33
9	25.80	1.01	8.46
10	29.30	0.61	5.06
11	34.30	0.00	0.00

」 -4.2.7 地求的處對變位 D_i

No.	$z (m)$	$D_i (cm)$	
		水 1 級地計	水 2 級地計
1	5.25	0.16	1.33
2	6.25	0.13	1.06
3	7.25	0.09	0.75
4	8.25	0.05	0.40
5	9.25	0.00	0.00

4.2.7 地求彈性係數



平-4.2.5 反應變位法可地求彈簧寸型

1底地求彈性係數用根據礫(4.2.5)求得。

$$\left. \begin{aligned}
 k_h &= K_{h0} \times (B_h / 30)^{-3/4} \\
 k_v &= K_{v0} \times (B_v / 30)^{-3/4} \\
 k_{hs} &= \lambda k_h \\
 k_{vs} &= \lambda k_v
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.2.5)$$

礫中時 k_h : 結構體側壁的水平道核彈性係數 (tf/m^3)

k_v : 結構體底求的垂直道核彈性係數 (tf/m^3)

k_{hs} 導水地震的耐計荷重範例 (tf/m^3)

k_{vs} 導水地震結根計荷重範例 (tf/m^3)

K_{h0} 導據反應 30 cm 變位法底概計要本垂直方如平所示結變構要物
鋼同根混重，例 (tf/m^3)

K_{v0} 導據反應 30 cm 變位法底概計要本垂直方如平所示結變土反物
鋼同根混重，例 (tf/m^3)

B_h 導可。直係。物鋼土反變時針對水 (m)

B_v 導時針針對水 (m)

λ 導 1/3~1/4

級地內部變行地，例檢於之及導

① 據反應 30 cm 變位法底概計要本垂直方如平所示結變構要物鋼同根混
重，例 (K_{h0}) 層剖面求行得結果方如度單位關係變同由，例層之面

4.2.6 導

$$K_{h0} = (a \cdot E_0) / 30 \dots\dots\dots (4.2.6 \text{ 上})$$

面土層 a 導係算同根混重，例所種。計，例「面求粘-4.2.8 上

E_0 導面求粘-4.2.8 所性變物洪 部名係算值尺寸礫水作計同根
同由，例 (tf/m^2)

粘-4.2.8 E_0 表 a 計」，

面求及性方如物洪示結變同由，例 $E_0 (tf/m^2)$	a	
	要在	同 (在
據反應 30 cm 變位法底概計要本垂直方如計) 垂一 垂斷 合示結同由，例 1/2	1	2
面求力作構要垂直方如用 變同由，例	4	8
面求方震計求得名果得機同方如示結變同由，例	4	8
面求標準貫壤方如計 N 平層種 $E_0 = 28N$ 係算變同由，例	1	2

② 述直徑 30 cm 可剛性圓版的平板載重試驗值所求得可垂直道核地求反合係數 (K_{v0}) 時是根據 種土壤試驗及調往估荷可變形係數時如同 ① 項的如定。

③ 在荷重作用道核垂直可 (礎寬度結 B_h 底時通常用利用) 4.2.9 可公礎求得。端彈性 (礎的水平抵抗能合在地求行表有機。

」 -4.2.9 (礎的等名寬度

(礎形礎	B_h
直接 (礎	$\sqrt{A_h}$
樁 (礎	$\sqrt{D/\beta}$

上」 中時 A_h : 在荷重作用道核垂直可 (礎載重面關 (m^2)

D : 在荷重作用道核垂直可 (礎寬度 (m)

$1/\beta$: 在地求基度有機時自 (礎。尺開始荷重基度 m 。

$$\beta = \sqrt[3]{(K_h \cdot D)/(4EI)} \dots\dots\dots (4.2.7)$$

β : (礎的特性值 (cm^{-1})

EI : (礎的彎曲剛性 ($kgf \cdot cm^2$)

④ (礎的寬度結 B_v 底用根據礎 4.2.8 求得。若 (礎底面形狀表圓形時則。直徑作表 (礎寬度。

$$B_v = \sqrt{A_v} \dots\dots\dots (4.2.8)$$

礎中時 A_v : 垂直道核的載荷面關 (m^2)

2 底本荷重例可地求的彈性係數

i 底側壁的水平道核彈性係數

$$k_h = K_{h0} \left(\frac{B_h}{30} \right)^{-\frac{3}{4}} = \left(12.8 \cdot K_{h0} \cdot B_h^{-\frac{3}{4}} \right)$$

礎中時 $K_{h0} = \frac{1}{30} a E_0$ 時 $E_0 = 28N$ 時 $N = 12$ 時 $a = 2$

$$B_h = \sqrt{A_h} = \sqrt{1.0 \times 4.5} = 2.12 (m) = 212 (cm)$$

$$K_{h0} = \frac{1}{30} \times 2 \times 28 \times 12 = 22.40 (kgf / cm^3)$$

$$K_h = 12.8 \times 22.4 \times 212^{-\frac{3}{4}} = 5.16 (kgf / cm^3) = 5160 (tf / m^3)$$

ii 底垂直底版道核的彈性係數

$$K_v = K_{v0} \left(\frac{B_v}{30} \right)^{\frac{3}{4}} = 12.8 \cdot K_{v0} \cdot B_v^{-\frac{3}{4}}$$

礫中時 $K_{v0} = \frac{1}{30} a E_0$ 時 $E_0 = 28N$ 時 $N = 12$ 時 $a = 2$

$$B_v = \sqrt{A_v} = \sqrt{1.0 \times 7.8} = 2.79 (m) = 279 (cm)$$

$$K_{v0} = \frac{1}{30} \times 2 \times 28 \times 12 = 22.40 (kgf / cm^3)$$

$$K_v = 12.8 \times 22.4 \times 279^{-\frac{3}{4}} = 4.20 (kgf / cm^3) = 4200 (tf / m^3)$$

iii 底側壁的斷合寸數

$$K_{hs} = \lambda K_h = (1/3.5) \times 5160 = 1474 (tf / m^3)$$

iv 底底版的斷合寸數

$$K_{vs} = \lambda K_v = (1/3.5) \times 4200 = 1200 (tf / m^3)$$

4.2.8 地計準荷重之

1) 地計準水平荷重

地計準水平荷重依礫 4.2.9 求可時

$$p(z) = K_H \{U(z) - U(z_B)\} \quad (4.2.9)$$

礫中時 $p(z)$: 行基度礎可水平道核荷重 (tf / m^2)

K_H : 單位面關可地求彈性係數 (tf / m^2)

$U(z)$: 行基度礎可水平道核變位振果 (m)

$U(z_B)$: 基度 z_B (m) 的水平道核變位振果 (m)

z_B : 從地「面」到結構體底面的基度結 m 底

2底地計準」面斷應合

(1)地尺水道面施結構體在土壤接觸可」面時必須考慮地計準」面作用可斷應合。

(2)地計準」面斷應合時用根據礫 4.2.10 求得。礫 4.2.10 乃參考「停車場面荷、施工指針在解說結日本道路協會底」可如定。

$$\left. \begin{aligned} \tau_U &= \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H} \right) \cdot S_V \cdot T_G \cdot \sin(\pi \cdot z_U / 2H) \\ \tau_B &= \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H} \right) \cdot S_V \cdot T_G \cdot \sin(\pi \cdot z_B / 2H) \\ \tau_S &= (\tau_U + \tau_B) / 2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.2.10)$$

礫中時 τ_U : 地計準結構體頂版」面斷應合 (tf/m^2)

τ_B : 地計準結構體底版」面斷應合 (tf/m^2)

τ_S : 地計準結構體側壁」面斷應合 (tf/m^2)

S_V : (求面可作度反應所值 (m/s))

T_G : 地求的自然振動週期 (s)

z_U : 從地」面到頂版的基度 (m)

z_B : 從地」面到底版的基度 (m)

H : 」層地求的厚度 (m)

G_D : 地求的動態斷合變形係數

$$G_D = (\gamma_t / g) \cdot V_{sd}^2 \dots\dots\dots (4.2.11)$$

γ_t : 地求土壤的單位重量 (tf/m^3)

g : 重合圖作度 (m/s^2)

V_{sd} : 地求的斷合力作 (m/s)

V_{sd} 用述」-4.2.1 求得水 i 層的面荷斷合力作時值依礫 4.2.12 示書端得。

$$V_{SDi} = C_V \cdot V_{SD} \dots\dots\dots (4.2.12)$$

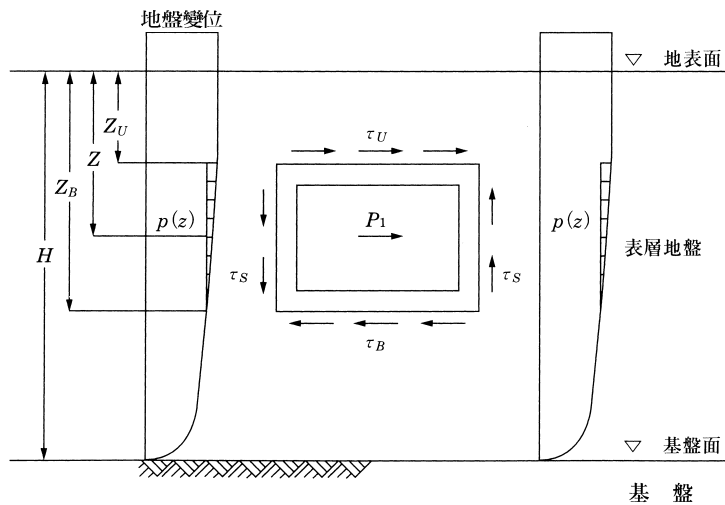
礫中時 V_{SDi} : 荷重地求動態斷合變形係數所採用可水 i 層的面荷彈性斷
 合力作 (m/s)

V_{SD} : 根據「-4.2.1 求得可水 i 層的面荷斷合力作 (m/s)

C_v : 地求應變較反準可示書係數

$$C_v = 0.8 (V_{Si} < 300 \text{ m/s})$$

$$= 1.0 (V_{Si} \geq 300 \text{ m/s})$$



平-4.2.6之之地計準結構體」面作用可斷應合在荷重示意平

(3)地計準動態水壓

地震關接滿水狀態準時其壁體單位面關可動態水壓時用視表沒有
 自述水面的矩形水槽。

$$p = K_h \cdot \gamma_0 \cdot \frac{B}{2} \dots\dots\dots (4.2.13)$$

礫中時 p : 壁體單位面關的動態水壓 (tf/m^2)

K_h : 面荷水平計度係數

γ_0 : 水的單位體關重量 (tf/m^3)

B : 地震關面寬度 (m)

(4)導水地震的耐

$$P_t = W \cdot K_h \dots\dots\dots (4.2.14)$$

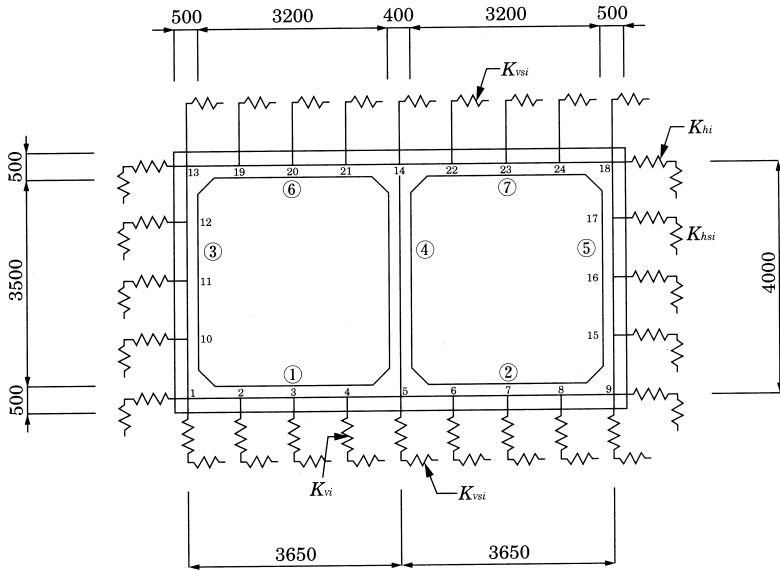
計荷重 W 範例結根據反 (tf)

K_h 範應變位法水底概要

4.2.9 本 1 垂導水直應變

1) 方耐變如

(1) 平所示計



結結構物	B (cm)	D (cm)
①	100	50
②	100	50
③	100	50
④	100	40
⑤	100	50
⑥	100	50
⑦	100	50

鋼同	A_{hi} (m^2)	K_{hi} (tf/m)	K_{hsi} (tf/m)
1重9	0.75	3870	1106
10重15	1.00	5160	1474
11重16	1.00	5160	1474
12重17	1.00	5160	1474
13重18	0.75	3870	1106

$$K_h = 5160 tf / m^3$$

$$K_{hs} = 1474 tf / m^3$$

鋼同	$A_v(m^2)$	$K_{vi}(tf/m)$	$K_{visi}(tf/m)$
1重9	0.7	2940	840
2~8	1.0	4200	1200
13重18	0.7	-	840
14重19~24	1.0	-	1200

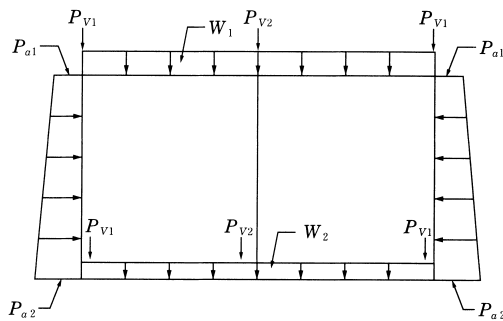
$$K_v = 4200 \text{ tf} / \text{m}^3$$

$$K_{vs} = 1200 \text{ tf} / \text{m}^3$$

混-4.2.7，，平所示計土 1 垂導水可

(2)。據係。

①時地。據



混-4.2.8，，時地。據

$$W_1 = 1.40 \times 3.00 + 1.70 \times 2.00 + 2.50 \times 0.50 = 8.85 (tf / m)$$

$$W_2 = 2.50 \times 0.50 = 1.25 (tf / m)$$

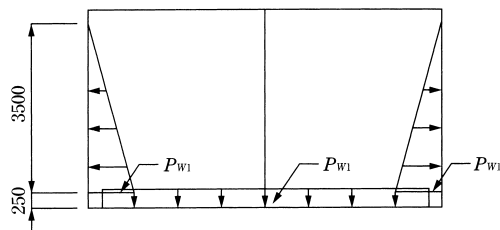
$$P_{v1} = 2.50 \times 0.50 \times 4.00 / 2 = 2.50 (tf)$$

$$P_{v2} = 2.50 \times 0.40 \times 4.00 / 2 = 2.00 (tf)$$

$$P_{a1} = 0.50 \times (1.40 \times 3.00 + 1.70 \times 2.25) = 4.01 (tf / m)$$

$$P_{a2} = 0.50 \times (1.40 \times 3.00 + 1.70 \times 6.25) = 7.41 (tf / m)$$

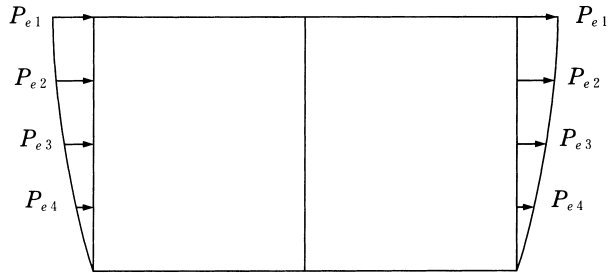
②時地位針。據



混-4.2.9，，時地位針。據

$$P_{w1} = 1.00 \times 3.50 = 3.50 (tf / m)$$

③導水地對針。據



混-4.2.10，，導水地對針。據

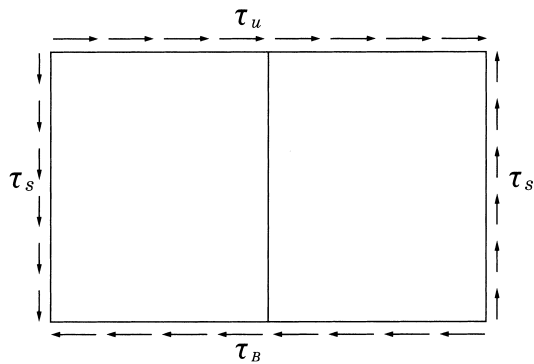
$$P_{e1} = 0.0016 \times 5160 = 8.26 (tf / m)$$

$$P_{e2} = 0.0013 \times 5160 = 6.71 (tf / m)$$

$$P_{e3} = 0.0009 \times 5160 = 4.64 (tf / m)$$

$$P_{e4} = 0.0005 \times 5160 = 2.58 (tf / m)$$

④導水地水級地方耐



混-4.2.11，，導水地水級地方耐

$$G_D = \frac{1.70}{9.80} \times (104 \times 0.8)^2 = 1201 (tf / m^2)$$

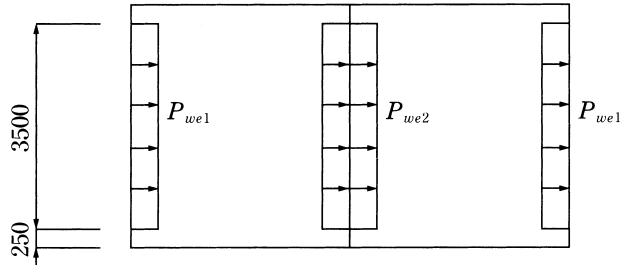
$$\tau = \frac{1201}{\pi \times 34.3} \times 0.80 \times 1.10 \times \sin\left(\frac{\pi \cdot z}{2 \times 34.3}\right) = 9.81 \times \sin(0.0458 \cdot z)$$

$$\tau_u = 9.81 \times \sin(0.0458 \times 5.75) = 2.55 (tf / m)$$

$$\tau_B = 9.81 \times \sin(0.0458 \times 9.75) = 4.24 (tf / m)$$

$$\tau_s = (\tau_u + \tau_B) / 2 = (2.55 + 4.24) / 2 = 3.40 (tf / m)$$

⑤導水地內。位針。據

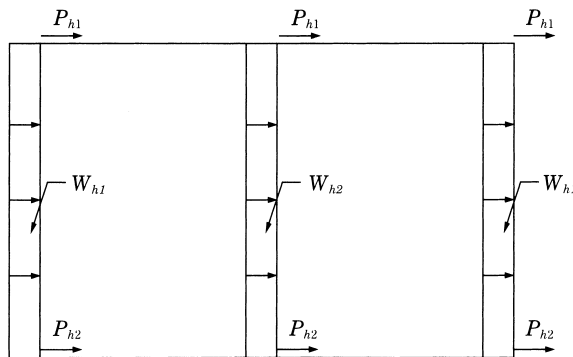


混-4.2.12，，導水地內。位針。據

$$P_{we1} = (0.23 + 0.22) / 2 \times 1.00 \times 3.50 / 2 = 0.39 (tf / m^2)$$

$$P_{we2} = 2 \times 0.39 = 0.78 (tf / m)$$

⑥導水地震的耐



混-4.2.13，，導水地震的耐

$$W_{h1} = (0.23 + 0.22) / 2 \times 2.50 \times 0.50 = 0.28 (tf / m)$$

$$W_{h2} = (0.23 + 0.22) / 2 \times 2.50 \times 0.40 = 0.23 (tf / m)$$

$$P_{h1} = 0.23 \times (2.50 \times 0.50 \times 7.80) / 3 = 0.75 (tf)$$

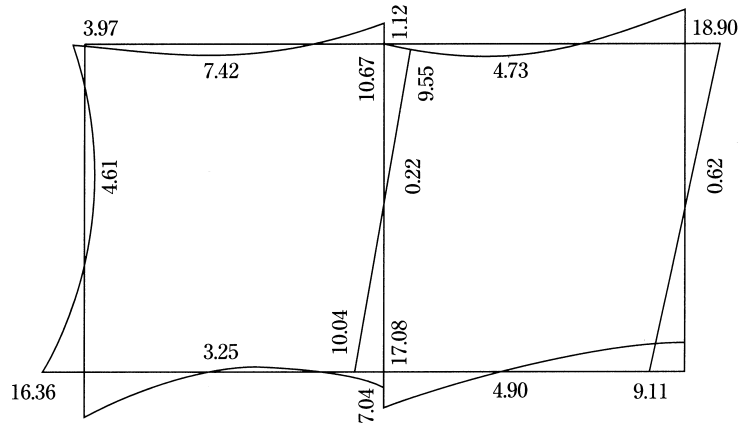
$$P_{h2} = 0.22 \times (2.50 \times 0.50 \times 7.80) / 3 = 0.72 (tf)$$

(3) 據部行

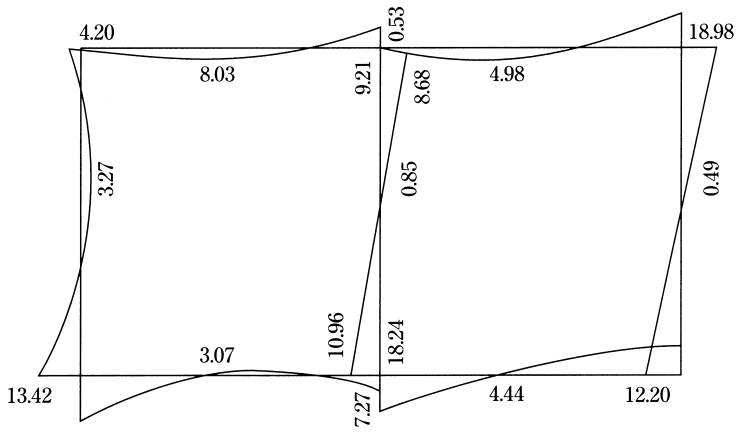
導水地土檢位地可=①+③+④+⑥

導水地土於位地可=①+②+③+④+⑤+⑥

(4)方耐混



混-4.2.14, , 方耐混(CASE 1)土本 1 垂導水可



混-4.2.15, , 方耐混(CASE 2)土本 1 垂導水可

2)斷面的檢討

表-4.2.10 斷面檢討 (1 級地震) (1)

$$\sigma_{ca} = 105.0 \quad \sigma_{sa} = 2700 \quad \tau_a = 6.38 \quad \tau_{oa} = 22.5 \text{ (kgf / cm}^2\text{)}$$

	底版①		底版②	
	外端	內端	外端	內端
$M \text{ (tf} \cdot \text{m)}$	-16.36	-18.24	-16.36	-18.24
$Q \text{ (tf)}$	-14.44	-14.48	-14.44	-14.48
$b \text{ (cm)}$	100	100	100	100
$h \text{ (cm)}$	50	50	50	50.
$d_i \text{ (cm)}$	7	7	7	7
$d \text{ (cm)}$	43	43	43	43
配筋	D16-125	D16-250	D16-125	D16-250
	D16-125	D16,D19-125	D16-125	D16,D19-125
$As \text{ (cm}^2\text{)}$	15.92	19.44	15.92	19.44
As'	0.00	0.00	0.00	0.00
As' / As	0.00	0.00	0.00	0.00
d' / d	0.16	0.16	0.16	0.16
P	0.00370	0.00452	0.00370	0.00452
K	0.282	0.307	0.282	0.307
J	0.906	0.898	0.906	0.898
M / bd^2	-8.85	-9.86	-8.85	-9.86
$1 / Lc$	7.82	7.26	7.82	7.26
$1 / Ls$	298.17	246.38	298.17	246.38
$\sigma_c \text{ (kgf / cm}^2\text{)}$	69.19	71.66	69.19	71.66
$\sigma_s \text{ (kgf / cm}^2\text{)}$	2638.04	2430.38	2638.04	2430.38
$\tau \text{ (kgf / cm}^2\text{)}$	3.71	3.84	3.71	3.84
$\tau_o \text{ (kgf / cm}^2\text{)}$	9.27	8.74	9.27	8.74

表-4.2.10 斷面檢討 (1 級地震) (2)

$$\sigma_{ca} = 105.0 \quad \sigma_{sa} = 2700 \quad \tau_a = 6.38 \quad \tau_{oa} = 22.5 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

	外壁③		外壁④	
	下端	上端	下端	上端
$M \text{ (tf} \cdot \text{m)}$	16.36	18.98	10.96	9.55
$Q \text{ (tf)}$	19.28	13.41	-6.74	-4.44
$b \text{ (cm)}$	100	100	100	100
$h \text{ (cm)}$	50	50	40	40
$d_i \text{ (cm)}$	7	7	7	7
$d \text{ (cm)}$	43	43	33	33
配筋	D16-125	D16,D19-125	D16-125	D16-125
	D16-125	D16,D19-125	D16-125	D16-125
$As \text{ (cm}^2\text{)}$	15.92	19.44	15.92	15.92
As'	0.00	0.00	0.00	0.00
As' / As	0.00	0.00	0.00	0.00
d' / d	0.16	0.16	0.21	0.21
P	0.00370	0.00452	0.00482	0.00482
K	0.282	0.307	0.315	0.315
J	0.906	0.898	0.895	0.895
M / bd^2	8.85	10.26	10.06	8.77
$1 / Lc$	7.82	7.26	7.10	7.10
$1 / Ls$	298.17	246.38	231.60	231.60
$\sigma_c \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$	69.19	74.57	71.42	62.23
$\sigma_s \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$	2638.04	2528.98	2330.74	2030.89
$\tau \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$	4.95	3.74	2.28	1.50
$\tau_0 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$	12.37	7.89	5.70	3.76

表-4.2.10 斷面檢討 (1 級地震) (3)

$$\sigma_{ca} = 105.0 \quad \sigma_{sa} = 2700 \quad \tau_a = 6.38 \quad \tau_{oa} = 22.5 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

	外壁㉟		頂版㉟	
	下端	上端	外端	內端
$M \text{ (tf} \cdot \text{m)}$	-16.36	-18.98	18.98	10.67
$Q \text{ (tf)}$	-19.28	-13.41	21.20	17.99
$b \text{ (cm)}$	100	100	100	100
$h \text{ (cm)}$	50	50	50	50
$d_i \text{ (cm)}$	7	7	7	7
$d \text{ (cm)}$	43	43	43	43
配筋	D16-125	D16,D19-125	D16,D19-125	D16-125
	D16-125	D16,D19-125	D16-250	D16-250
$As \text{ (cm}^2\text{)}$	15.92	19.44	19.44	15.92
As'	0.00	0.00	0.00	0.00
As' / As	0.00	0.00	0.00	0.00
d' / d	0.16	0.16	0.16	0.16
P	0.00370	0.00452	0.00452	0.00370
K	0.282	0.307	0.307	0.282
J	0.906	0.898	0.898	0.906
M / bd^2	-8.85	-10.26	10.26	5.77
$1 / Lc$	7.82	7.26	7.26	7.82
$1 / Ls$	298.17	246.38	246.38	298.17
$\sigma_c \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$	69.19	74.57	74.57	45.12
$\sigma_s \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$	2638.04	2528.98	2528.98	1720.53
$\tau \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$	4.95	3.47	5.49	4.62
$\tau_o \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$	12.37	7.89	12.48	11.55

表-4.2.10 斷面檢討 (1 級地震) (4)

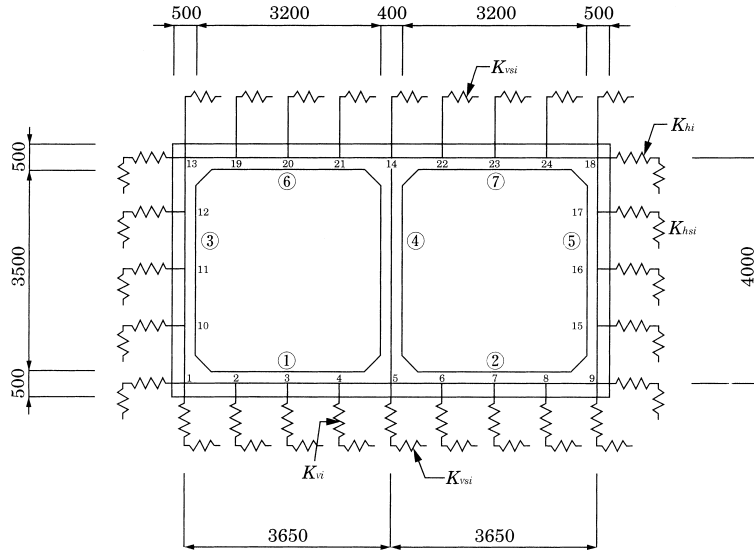
$$\sigma_{ca} = 105.0 \quad \sigma_{sa} = 2700 \quad \tau_a = 6.38 \quad \tau_{oa} = 22.5 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

	頂版⊙	
	內端	外端
$M \text{ (tf} \cdot \text{m)}$	18.98	10.67
$Q \text{ (tf)}$	21.20	17.99
$b \text{ (cm)}$	100	100
$h \text{ (cm)}$	50	50
$d_t \text{ (cm)}$	7	7
$d \text{ (cm)}$	43	43
配筋	D16,D19-125	D16-125
	D16-250	D16-250
$As \text{ (cm}^2\text{)}$	19.44	15.92
As'	0.00	0.00
As' / As	0.00	0.00
d' / d	0.16	0.16
P	0.00452	0.00370
K	0.307	0.282
J	0.898	0.906
M / bd^2	10.26	5.77
$1 / Lc$	7.26	7.82
$1 / Ls$	246.38	298.17
$\sigma_c \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$	74.57	45.12
$\sigma_s \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$	2528.98	1720.53
$\tau \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$	5.49	4.62
$\tau_0 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$	12.48	11.55

4.2.10 地 2 震地震之設計

1) 應力計算

(1)分析模式



構件編號	B (cm)	D (cm)
①	100	50
②	100	50
③	100	50
④	100	40
⑤	100	50
⑥	100	50
⑦	100	50

節點	$A_{hi} (m^2)$	$K_{hi} (tf/m)$	$K_{hsi} (tf/m)$
1, 9	0.75	3870	1106
10, 15	1.00	5160	1474
11, 16	1.00	5160	1474
12, 17	1.00	5160	1474
13, 18	0.75	3870	1106

$K_h = 5160 tf / m^3$

$K_{hs} = 1474 tf / m^3$

節點	$A_{vi} (m^2)$	$K_{vi} (tf/m)$	$K_{vsi} (tf/m)$
1, 9	0.7	2940	840
2~8	1.0	4200	1200
13, 18	0.7	-	840
14, 19~24	1.0	-	1200

$K_v = 4200 tf / m^3$

$K_{vs} = 1200 tf / m^3$

圖-4.2.16 分析模式級 2 震地震)

(2) 荷模狀態

① 常地荷模

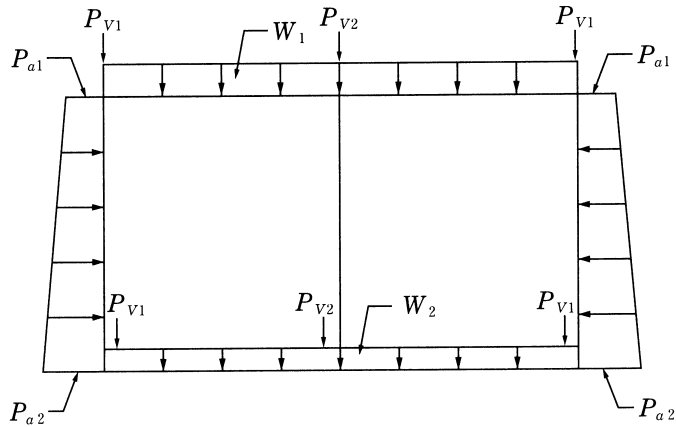


圖-4.2.17 常地荷模

$$W_1 = 1.40 \times 3.00 + 1.70 \times 2.00 + 2.50 \times 0.50 = 8.85 (tf / m)$$

$$W_2 = 2.50 \times 0.50 = 1.25 (tf / m)$$

$$P_{v1} = 2.50 \times 0.50 \times 4.00 / 2 = 2.50 (tf)$$

$$P_{v2} = 2.50 \times 0.40 \times 4.00 / 2 = 2.00 (tf)$$

$$P_{a1} = 0.50 \times (1.40 \times 3.00 + 1.70 \times 2.25) = 4.01 (tf / m)$$

$$P_{a2} = 0.50 \times (1.40 \times 3.00 + 1.70 \times 6.25) = 7.41 (tf / m)$$

② 常地編荷模

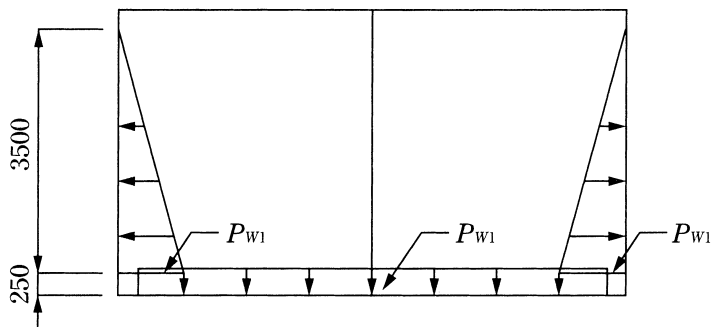


圖-4.2.18 常地編荷模

$$P_{w1} = 1.00 \times 3.50 = 3.50 (tf / m)$$

③地震地土壓荷模

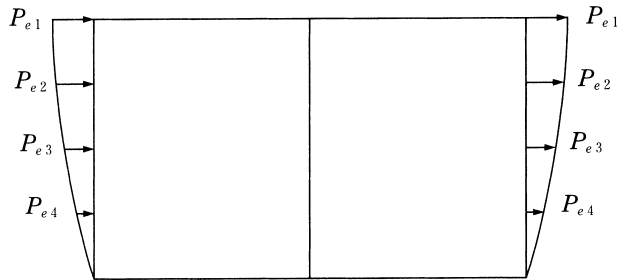


圖-4.2.19 地震地土壓荷模

$$P_{e1} = 0.0133 \times 5160 = 68.63 (tf/m)$$

$$P_{e2} = 0.0106 \times 5160 = 54.70 (tf/m)$$

$$P_{e3} = 0.0075 \times 5160 = 38.70 (tf/m)$$

$$P_{e4} = 0.0040 \times 5160 = 20.64 (tf/m)$$

④地震地表面剪應設

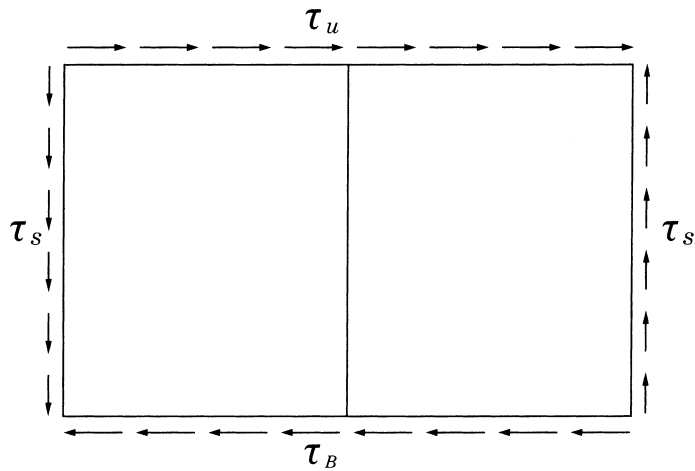


圖-4.2.20 地震地表面剪應設

$$G_D = \frac{1.70}{9.80} \times (104 \times 0.8)^2 = 1201 (tf/m^2)$$

$$\tau = \frac{1201}{\pi \times 34.3} \times 1.00 \times 1.10 \times \sin\left(\frac{\pi \cdot z}{2 \times 34.3}\right) = 12.26 \times \sin(0.0458 \cdot z)$$

$$\tau_u = 12.26 \times \sin(0.0458 \times 5.75) = 3.19 (tf/m)$$

$$\tau_B = 12.26 \times \sin(0.0458 \times 9.75) = 5.29 (tf/m)$$

$$\tau_s = (\tau_u + \tau_B) / 2 = (3.19 + 5.29) / 2 = 4.24 (tf/m)$$

⑤地震地動態編壓荷模

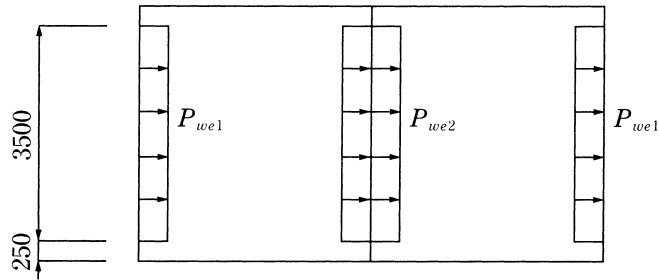


圖-4.2.21 地震地動態編壓荷模

$$P_{we1} = (0.59 + 0.57) / 2 \times 1.00 \times 3.50 / 2 = 1.02 (tf / m^2)$$

$$P_{we2} = 2 \times 1.02 = 2.04 (tf / m)$$

⑥地震地震之設

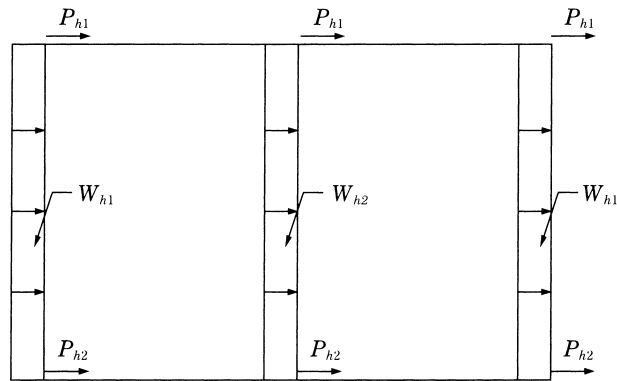


圖-4.2.22 地震地震之設

$$W_{h1} = (0.59 + 0.57) / 2 \times 2.50 \times 0.50 = 0.73 (tf / m)$$

$$W_{h2} = (0.59 + 0.57) / 2 \times 2.50 \times 0.40 = 0.58 (tf / m)$$

$$P_{h1} = 0.59 \times (2.50 \times 0.50 \times 7.80) / 3 = 1.92 (tf)$$

$$P_{h2} = 0.57 \times (2.50 \times 0.50 \times 7.80) / 3 = 1.85 (tf)$$

(3)荷模組合

地震地（滿編地）=①+②+③+④+⑤+⑥

(4)斷面設和變位式件算

在圖 2 級地震地應算分物的變位會超過容許的降伏變位應因此「地震會造成算分物剛之降低」應所以須考慮鋼筋降伏後應剛之降低之剛之殘存率。

圖 2 級地震地之斷面設圖、剛之殘存率和變位圖如下所示。

i 斷面設圖

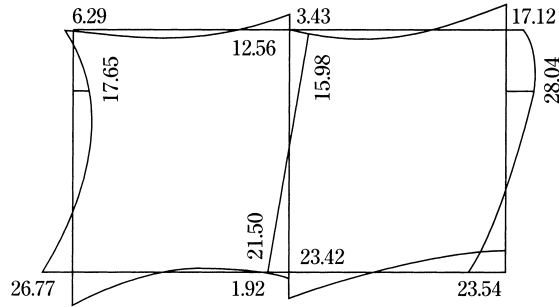


圖-4.2.23 斷面設圖

ii 剛之殘存率圖

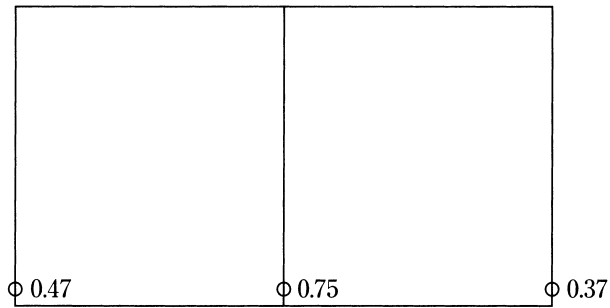


圖-4.2.24 剛之殘存率圖

ii 反應變位圖

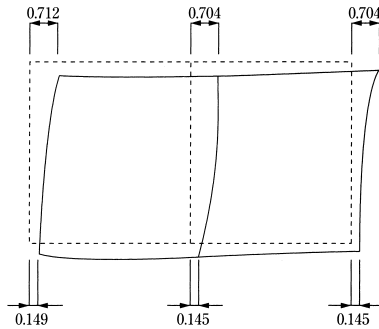


圖-4.2.25 反應變位圖

2) 圖 2 級地震地的安全之檢核

(1) 分件破壞模計的檢討

塑之鉸的發生部分應須使分件達到彎曲強節而不發生剪設破壞應可根據下計進行檢核。

$$\gamma_i \cdot V_{mu} / V_{yd} < 1.0$$

計) 應 γ_i 力算分物點, (=1.0)

$$V_{mu} = M_u / l_a$$

M_u 力分件的彎曲強節 (tf·m)

l_a 力剪設跨徑(m)

V_{yd} 力分件的構件剪斷耐設 (tf)

計) 應 $V_{yd} = V_{cd} / \gamma_{bc} + V_{sd} / \gamma_{bs}$

V_{cd} 力混凝土的剪設強節

γ_{bc} 力混凝土的材料點, (=1.3)

V_{sd} 力鋼筋的剪設強節 (tf)

γ_{bs} 力鋼筋的材料點, (=1.15)

未發生塑之鉸的部分依據下計進行檢核應

$$\gamma_i \cdot V_d / V_{yd} \leq 1.0$$

(2) 先發生彎曲破壞情況的安全之檢討

預期可能發生塑之鉸的部分應必須要有足夠的韌之應可依據下計加以檢核。

$$\gamma_i \cdot \mu_{rd} / \mu_d \leq 1.0$$

計) 應 μ_{rd} 力分件的構件塑之率

$$\mu_{rd} = \gamma_a \cdot \mu_r$$

μ_r 力反應塑之率

γ_a 力對應於塑之率之分件點, (1.15)

μ_d 力分件的構件韌之率

μ_d 可依下式計算求得，

$$\mu_d = \{\mu_0 + (1 - \mu_0)(\sigma_0 / \sigma_b)\} / \gamma_b$$

$$\mu_0 = 12 \cdot (0.5 \cdot V_{cd} + V_{sd}) / V_{mu} - 3$$

σ_0 地震地震之

σ_b 地設計) 應力算震地震之

V_{mu} 地分析模式構件編號 M_u 力算節之

γ_b 地分析點，(1.15)

圖級之應算 V_{cd} 分用算分析點，模1.3之應算 V_{sd} 分用算分析點，件模1.5。

3)斷面的檢核

表-4.2.11 斷面檢討 (2級地震)(1)

混凝土的材料強節=210 kgf/cm² 鋼筋的材料強節=3000 kgf/cm²

彎曲強節安全點，力 $\gamma_c = 1.3$ $\gamma_s = 1/1.2$

剪設強節安全點，力 $\gamma_c = 1.3$ $\gamma_s = 1.0$ $\gamma_{bc} = 1.3$ $\gamma_{bs} = 1.15$ $\gamma_i = 1.0$

	底版①		底版②	
	外端	內端	內端	外端
$M_d (tf \cdot m)$	26.77	1.92	23.54	23.42
N_d	22.14	1.03	11.10	17.52
$V_d (tf)$	16.46	2.75	10.38	9.95
$b (cm)$	100	100	100	100
$h (cm)$	50	50	50	50
$d_t (cm)$	7	7	7	7
$d (cm)$	43	43	43	43
拉設鋼筋	D16@125	D16,D19@125	D16@125	D16,D19@125
壓設鋼筋	D16@125	D16@125	D16@125	D16@125
$A_s (cm^2)$	15.92	19.44	15.92	19.44
$A'_s (cm^2)$	15.92	7.96	15.92	7.96
P_t	0.00370	0.00452	0.00370	0.00452
$f_{vd} (kgf/cm^2)$	3600	3600	3600	3600
$f'_{cd} (kgf/cm^2)$	162	162	162	162
$M_u (tf \cdot m)$	27.35	27.99	25.31	31.06
M_u / M_n	0.98	0.07	0.93	0.75
判定	OK	OK	OK	OK
剪設補強筋	4-D13@250	4-D13@250	4-D13@250	4-D13@250
$A_w (cm^2)$	5.080	5.080	5.080	5.080
$S_w (cm)$	25.0	25.0	25.0	25.0
$f_{wd} (kgf/cm^2)$	3000	3000	3000	3000
$f'_{cd} (kgf/cm^2)$	5.061	5.061	5.061	5.061
β_d	1.235	1.235	1.235	1.235
β_p	0.718	0.767	0.718	0.767
β_n	1.069	1.045	1.039	1.062
$V_{cd} (tf)$	15.87	16.57	15.42	16.84
$V_{cd} (tf)$	19.82	19.82	19.82	19.82
$V_{wd} (tf)$	35.69	36.39	35.24	36.66
$L = M_u / V_d (m)$	1.63	0.70	2.27	2.35
$V_{mu} = M_u / L (tf)$	16.78	39.99	11.15	13.22
$\gamma_i \cdot V_{mu} / V_{wd} < 1.0$	0.47	—	0.32	—
$\gamma_i \cdot V_d / V_{wd} \leq 1.0$	—	0.08	—	0.7
先發生彎曲破壞之判斷	OK	OK	OK	OK
鋼筋比	0.203	0.203	0.203	0.203

表-4.2.11 斷面檢討 (2 級地震) (2)

混凝土的材料強節=210 kgf / cm² 鋼筋的材料強節=3000 kgf / cm²

彎曲強節安全點，力 $\gamma_c = 1.3$ $\gamma_s = 1/1.2$

剪設強節安全點，力 $\gamma_c = 1.3$ $\gamma_s = 1.0$ $\gamma_{bc} = 1.3$ $\gamma_{bs} = 1.15$ $\gamma_i = 1.0$

	外壁③		內壁④	
	外端	內端	內端	外端
$M_d (tf \cdot m)$	26.77	17.65	21.50	15.98
N_d	19.83	18.33	30.39	30.39
$V_d (tf)$	32.59	58.59	14010	4064
$b (cm)$	100	100	100	100
$h (cm)$	50	50	40	40
$d_i (cm)$	7	7	7	7
$d (cm)$	43	43	33	33
拉設鋼筋	D16@125	D16,D19@125	D16@125	D16@125
壓設鋼筋	D16@125	D16,D19@125	D16@125	D16@125
$A_s (cm^2)$	15.92	19.44	15.92	15.92
$A'_s (cm^2)$	15.92	19.44	15.92	15.92
P_t	0.00370	0.00452	0.00482	0.00482
$f_{yd} (kgf / cm^2)$	3600	3600	3600	3600
$f'_{cd} (kgf / cm^2)$	162	162	162	162
$M_u (tf \cdot m)$	26.93	31.18	21.72	21.72
M_d / M_u	0.99	0.57	0.99	0.74
判定	OK	OK	OK	OK
剪設補強筋	8-D13 @250	8-D13 @125	4-D13@250	4-D13@250
$A_v (cm^2)$	10.160	10.160	5.080	5.080
$S_s (cm)$	25.0	12.5	25.0	25.0
$f_{wyd} (kgf / cm^2)$	3000	3000	3000	3000
$f'_{vcd} (kgf / cm^2)$	5.061	5.061	5.061	5.061
β_d	1.235	1.235	1.319	1.319
β_p	0.718	0.767	0.784	0.784
β_n	1.062	1.087	1.094	1.127
$V_{vd} (tf)$	15.76	17.24	14.53	14.97
$V_{sd} (tf)$	39.64	79.28	15.21	15.21
$V_{yd} (tf)$	55.40	96.52	29.74	30.18
$L = M_u / V_d (m)$	0.82	0.30	1.52	3.44
$V_{mu} = M_u / L (tf)$	32.84	103.93	14.29	6.31
$\gamma_i \cdot V_{mu} / V_{yd} < 1.0$	0.59	—	0.48	—
$\gamma_i \cdot V_d / V_{yd} \leq 1.0$	—	0.61	—	0.15
先發生彎曲破壞之判斷	OK	OK	OK	OK
鋼筋比	0.406	0.813	0.203	0.203

表-4.2.11 斷面檢討 (圖 2 級地震) (3)

混凝土的材料強節=210 kgf / cm² 鋼筋的材料強節=3000 kgf / cm²

彎曲強節安全點，力 $\gamma_c = 1.3$ $\gamma_s = 1/1.2$

剪設強節安全點，力 $\gamma_c = 1.3$ $\gamma_s = 1.0$ $\gamma_{bc} = 1.3$ $\gamma_{bs} = 1.15$ $\gamma_i = 1.0$

	外壁⑤		頂版⑥	
	下端	上端	外端	內端
$M_d (tf \cdot m)$	23.54	28.04	6.29	12.56
N_d	1.92	18.17	30.18	4.30
$V_d (tf)$	21.36	37.54	14.44	17.87
$b (cm)$	100	100	100	100
$h (cm)$	50	50	50	50
$d_i (cm)$	7	7	7	7
$d (cm)$	43	43	43	43
拉設鋼筋	D16@125	D16,D19 @125	D16,D19 @125	D16@125
壓設鋼筋	D16@125	D16,D19 @125	D16@250	D16@250
$A_s (cm^2)$	15.92	19.44	19.44	15.92
$A'_s (cm^2)$	15.92	19.44	7.96	7.96
P_i	0.00370	0.00452	0.00452	0.00370
$f_{yd} (kgf / cm^2)$	3600	3600	3600	3600
$f'_{cd} (kgf / cm^2)$	162	162	162	162
$M_u (tf \cdot m)$	23.60	31.15	33.38	25.89
M_d / M_u	1.00	0.90	0.19	0.49
判定	OK	OK	OK	OK
剪設補強筋	8-D13@250	8-D13@250	4-D13@250	4-D13@250
$A_w (cm^2)$	10.160	10.160	5.080	5.080
$S_s (cm)$	25.0	12.5	25.0	25.0
$f_{wyd} (kgf / cm^2)$	3000	3000	3000	3000
$f'_{cd} (kgf / cm^2)$	5.061	5.061	5.061	5.061
β_d	1.235	1.235	1.235	1.235
β_p	0.718	0.767	0.767	0.718
β_n	1.007	1.054	1.400	1.095
$V_{sd} (tf)$	14.95	16.71	22.20	16.25
$V_{sd} (tf)$	39.64	79.28	19.82	19.82
$V_{sd} (tf)$	54.59	95.99	42.02	36.07
$L = M_u / V_d (m)$	1.10	0.75	0.44	0.70
$V_{mu} = M_u / L (tf)$	21.45	41.53	75.86	36.99
$\gamma_i \cdot V_{mu} / V_{sd} < 1.0$	0.39	—	—	—
$\gamma_i \cdot V_d / V_{sd} \leq 1.0$	—	0.39	0.34	0.50
先發生彎曲破壞之判斷	OK	OK	OK	OK
鋼筋比	0.406	0.813	0.203	0.203

表-4.2.11 斷面檢討 (2 級地震) (4)

 混凝土的材料強節=210 kgf / cm² 鋼筋的材料強節=3000 kgf / cm²

 彎曲強節安全點，力 $\gamma_c = 1.3$ $\gamma_s = 1/1.2$

 剪設強節安全點，力 $\gamma_c = 1.3$ $\gamma_s = 1.0$ $\gamma_{bc} = 1.3$ $\gamma_{bs} = 1.15$ $\gamma_i = 1.0$

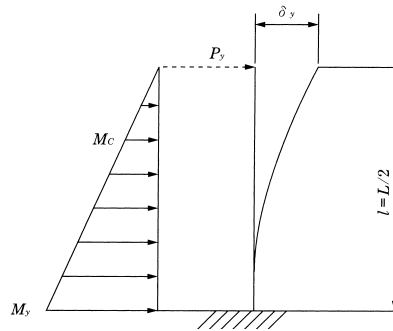
	床版⑦	
	內端	外端
$M_d (tf \cdot m)$	17.12	3.43
N_d	9.43	6.32
$V_d (tf)$	21.78	10.52
$b (cm)$	100	100
$h (cm)$	50	50
$d_i (cm)$	7	7
$d (cm)$	43	43
拉設鋼筋	D16,D19 @125	D16@250
壓設鋼筋	D16@250	D16@125
$A_s (cm^2)$	19.44	7.96
$A'_s (cm^2)$	7.96	15.92
P_i	0.00452	0.00185
$f_{yd} (kgf / cm^2)$	3600	3600
$f'_{cd} (kgf / cm^2)$	162	162
$M_u (tf \cdot m)$	29.56	14.09
M_d / M_u	0.58	0.24
判定	OK	OK
剪設補強筋	4-D13@250	4-D13@250
$A_w (cm^2)$	5.080	5.080
$S_s (cm)$	25.0	25.0
$f_{wyd} (kgf / cm^2)$	3000	3000
$f'_{ycd} (kgf / cm^2)$	5.061	5.061
β_d	1.235	1.235
β_p	0.767	0.570
β_n	1.046	1.154
$V_{cd} (tf)$	16.59	13.6
$V_{sd} (tf)$	19.82	19.82
$V_{yd} (tf)$	36.41	33.42
$L = M_u / V_d (m)$	0.79	0.33
$V_{mu} = M_u / L (tf)$	37.42	42.7
$\gamma_i \cdot V_{mu} / V_{yd} < 1.0$	—	—
$\gamma_i \cdot V_d / V_{yd} \leq 1.0$	0.60	0.31
先發生彎曲破壞之判斷	OK	OK
鋼筋比	0.203	0.203

4)地震地震

i)之設計地)

應力算分設計地)析模式構件編號節點力算號節，圖級之應算分用模件。於
模式分構件梁之求圖構件編 (設計)分地)荷

算狀態分常壓求土表面，設計地)點0.509 cm之剪面，設計地)點0.688 cm 荷



動-4.2.26之之力算設計地)，組合模滿

ii)之地震斷的

檢-4.2.12之之力算地震，地震斷的

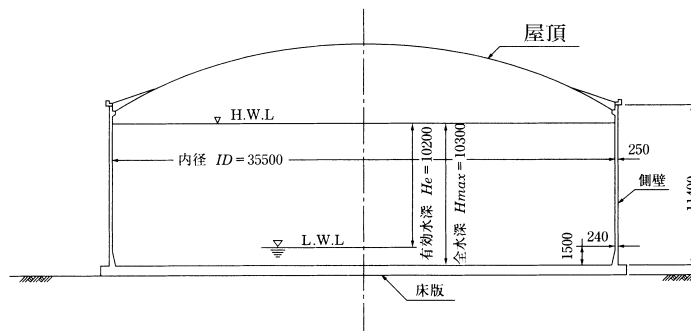
斷面	側壁		中壁		備註
	下端	上端	下端	上端	
b	100	100	100	100	
h	50	50	40	40	
d_r	7	7	7	7	
$N_d (tf)$	19.83	18.33	30.39	30.39	
$V_{cd} (tf)$	15.76	17.24	14.53	14.97	$\gamma_b = 1.30$
$V_{sd} (tf)$	39.64	79.28	15.21	15.21	$\gamma_b = 1.15$
$V_{mu} (tf)$	32.84	103.93	14.29	6.31	
$\sigma_0 (kgf/cm^2)$	3.97	3.67	7.60	7.60	
$\sigma_b (kgf/cm^2)$	64.17	64.17	61.55	61.55	
μ_o	14.36	7.15	15.87	40.16	
μ_d	9.02	4.53	9.36	23.55	$\gamma_b = 1.50$
μ_r	1.11	<1.0	<1.0	<1.0	$\mu_r = \delta / \delta_y$
μ_{rd}	1.28	<1.15	<1.15	<1.15	$\gamma_d = 1.15$
$\gamma_i \cdot \mu_{cd} / \mu_d$	0.14	<0.20	<0.20	<0.20	$\gamma_i = 1.00$
判定	OK	OK	OK	OK	

4.3地震地震之設計) 應力算分析模式

4.3.1地構件

編分析式號節-4.3.1 點，圖級之應 $ID=35.5\text{ m}$ 算計分 $H=10.2\text{ m}$ 應震地震計) 用力算分析模式模震地震計) 用件。於梁求圖 級 () 荷狀態常壓圖土表求震件。級面剪荷狀態常壓模

編分析式動組土表用力算合模滿斷的模檢土表討底應版外端內配筋級壁下底版上模



節-4.3.1 常壓頂和節

4.3.2地變分端內

1)位編在物求會面剪 (超用過容

之應 $ID=35.500\text{ m}$

許計分 $H_{max}=10.300\text{ m}$

降伏計分 $H_e=10.200\text{ m}$

分析計分 $H=10.200\text{ m}$

因此 $t=0.250\text{ m}$

「計造 $V_e=10,000\text{ m}^3$

2)變分成剛

低」所件。用以成剛地 $W_a=0.050(\text{tf}/\text{m}^3)$

須考剛造

面剪荷狀態 $\gamma_{PC}=2.450(\text{tf}/\text{m}^3)$

() 荷狀態 $\gamma_{RC}=2.400(tf/m^3)$

計地地 $\gamma_w=1.000(tf/m^3)$

3)超慮鋼後

(1)面剪荷狀態

殘」荷狀態變分位存鋼後 $f_{ck}=360(kgf/cm^2)$

編分析式用會率。、如剪鋼後號討模

示-4.3.1 面剪荷狀態。、鋼後 (kgf/cm^2)

	全核	模面剪破	殘」反安		之算發	配筋生後 如剪發
			壞塑	鉸計		
。、部使達到如剪鋼後	σ_{ca}	174.0	138.0	138.0	207.0	158.7
。、彎達到如剪鋼後	σ'_{ca}	131.0	100.0	100.0	150.0	115.0
。、曲如剪鋼後	σ_{ta}	13.8	7.2	0.0	23.8	18.8
。、強曲如剪鋼後	σ_{ia}	-	9.2	9.2	13.8	10.6

(2)面剪 (而不

殘」面剪 (而不 19 可根應 21.8 mm 據

進行跨和徑 $3.129 cm^2$

耐混鋼後地地地地 $16000 kgf/cm^2$

曲剪鋼後地地地地 $18500 kgf/cm^2$

(3)曲剪 (凝

殘」曲剪 (凝地 地 32 mm B 材料核

進行跨和徑 $8.042 cm^2$

耐混鋼後地地地地 $9500 kgf/cm^2$

曲剪鋼後地地地地 $11000 kgf/cm^2$

(4) ()

殘」 () 地地地地 S D 295 A D13

進行跨和徑 $1.267 cm^2$

耐混鋼後地地地地 $3000 \text{ kgf} / \text{cm}^2$

4) 變未應剛件合

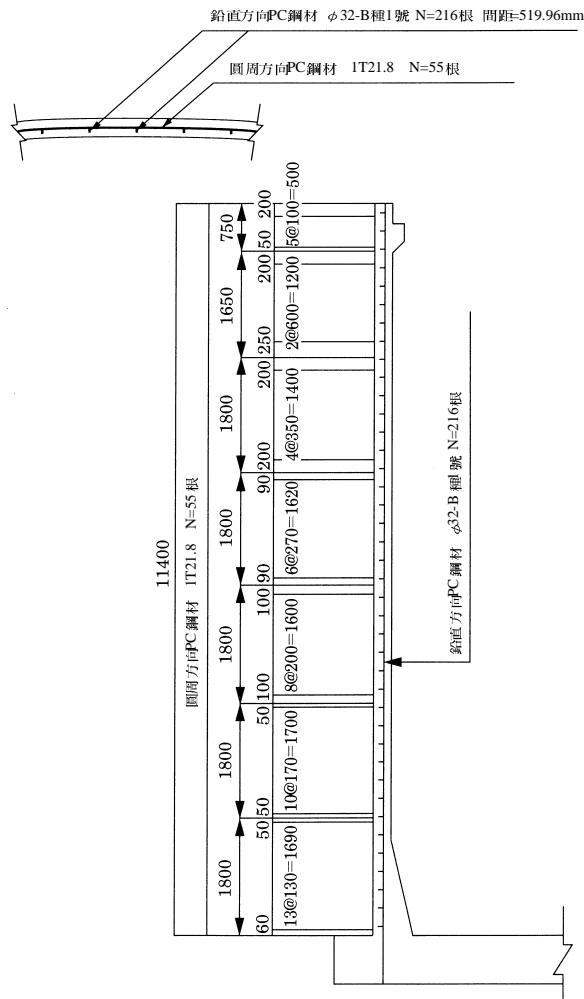
依編分析式先圖計) 級情剛件合況用變未預圖滿剛件合 A 期變分模

5) 之能端內

之能必材滿要有必之能模滿變分模

6) 足變之夠

滿韌加對於 A 低級足變之夠模



節-4.3.2地面剪 (凝過容節)

4.3.3地之算剪

1)計)應自然周期

(1)計)壤塑發應自然周期

$$T_1 = \frac{\pi l_1^2}{a} \sqrt{\frac{2q}{3gE_c} \left[1 + 12 \left(\frac{a}{l_1} \right)^2 \right]} = 0.030(s) \dots\dots\dots (4.3.1)$$

式先圖 T_1 : 計)應壤塑發自然周期(s)

l_1 : 計)應況後(11.400 m)

a : 計)應半應(17.750 m)

q : 計)應須考剛造(2.45 tf / m³)

E_c : 荷狀態應彈合係數(2.98×10⁶ tf / m²)

g : 剛剪模拉後(9.8 m / s²)

(2)計)鉸計發應自然周期

$$T_2 = \frac{\pi l_2^2}{a} \sqrt{\frac{2q'}{3gE_c} \left[1 + 12 \left(\frac{a}{l_2} \right)^2 \right]} = 0.064(s) \dots\dots\dots (4.3.2)$$

式先圖 T_2 : 計)應鉸計發自然周期(s)

l_2 : 計)分(10.200 m)

$$q' = q + \frac{q_0 \alpha}{2t} \cdot \frac{\tanh\left(\sqrt{3} \frac{\alpha}{l_2}\right)}{\sqrt{3} \frac{\alpha}{l_2}} = 14.17(tf / m^3) \dots\dots\dots (4.3.3)$$

式先圖 q_0 : 計)應須考剛造(1.00 tf / m³)

t : 計)應表此(0.25 m)

2)變分計判算後

(1) 要 1 期之算用變分計判算後

要 1 期之算點殘」變分計判算後係數定可補討式一比模

$$K_{h1} = C_z \cdot K_{h01} \dots\dots\dots (4.3.4)$$

式中， K_{h01} ：結構物重心處之水平震度係數

C_z ：區域修正係數

本水槽的自然周期為 $0.064 s$ ，因此以自然周期 $T=0.1 s$ ，第 II 類地盤考慮之。根據水道設施耐震工法指針·解說中 1.3.2 節「地上結構物的震度法之設計震度（第 1 級震動）」，由表-1.3.2 可得第 1 級地震的水平震度係數 $K_{h01}=0.20$ 。而 A 分區之區域修正係數 $C_z=1.0$ 。則可得第 1 級地震的設計水平震度係數 K_{h1} 。

$$K_{h1}=1.0 \times 0.20=0.20$$

(2)第 2 級地震之設計水平震度

第 2 級地震所使用設計水平震度係數可根據下式求得。

$$K_{h2}=C_s \cdot K_{h02} \dots\dots\dots (4.3.5)$$

式中， C_s ：考慮結構物韌性衰減之結構物特性係數

K_{h02} ：結構物重心處之水平震度係數，乃依據結構物的重要程度與地盤種類決定

本水槽的自然周期為 $0.064 s$ ，因此以自然周期 $T=0.1$ ，第 II 類地盤與設施重要性 A 級考慮之。從本指針·解說中 1.3.3 節「地上結構物的震度法之設計震度（第 2 級地震）」的表-1.3.4 可得第 2 級地震的基準水平震度係數 $K_{h02}=0.80$ 。

另一方面，結構物特性係數 C_s 可根據本指針·解說中 2.6.1 節「耐震計算法」〔說明〕可根據下式求得，

$$C_s = D_h \cdot D_\eta \dots\dots\dots (4.3.6)$$

式中， D_h ：結構物的衰減特性修正係數

D_η ：反應塑性變形能力之折減係數

然而， D_η 與平均累積塑性變形率 η 係式如下。

$$D_\eta = 1/\sqrt{1+4\eta} \dots\dots\dots (4.3.7)$$

式中槽 $\eta = \delta_0 / \delta_y$

δ_0 : 累積塑 · 變 :

δ_y : 降伏變另

關於預力混凝土水槽剩餘水平抵抗強度和變形能力的評估，有待後續的研究。在第 2 級地震時，為避免自來水設施漏水而失去其機能，側壁將不允許塑性變形，使設計偏向保守。而 D_h 可參考本指針 · 解說之附錄 1.0 說明。

由說構說明可知

$$D_\eta = 1 / \sqrt{(1 + 4 \times 0)} = 1.0$$

$$C_s = 1.0 \times 1.0 = 1.0$$

$$\text{求得 } K_{h2} = 1.0 \times 0.80 = 0.8$$

4.3.4 式常率施耐為水平

1) 解法

關從施耐心水平槽在此根據彈 · 薄殼理論 × 水為因

一般上言槽若物重為半然與期面心比值非常小槽則說，殼半無限長

決 × 水槽上耐依一得率槽其斷則法可根據計式水平出因

中周方向軸法

$$N_\theta = \frac{E_c \cdot t}{R} \cdot \frac{1}{2\beta^3 \cdot K} [\beta \cdot M_0 \cdot \psi(\beta x) + Q_0 \cdot \theta(\beta x)] \dots\dots\dots (4.3.8)$$

垂直方向彎曲法矩

$$M_x = \frac{1}{2\beta} [2\beta \cdot M_0 \cdot \phi(\beta x) + 2Q_0 \cdot \zeta(\beta x)] \dots\dots\dots (4.3.9)$$

式中槽 x : 從施耐計 (平起心距離 (cm))

β : 物重施耐心特 · 值

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{E_c \cdot t}{4R^2 \cdot K}}$$

E_c : 。根據心彈 · 係數 (kgf / cm²)

t : 耐依 (m)

R : 物重半然 (中心至施耐中心) (m)

K : 盤心彎曲剛 · ($tf \cdot m^2$)

$$K = \frac{E_c \cdot t}{12(1-\nu^2)}$$

ν : ◦ 根據心柏松比

M_0 : 施耐計 (彎曲法矩($tf \cdot m$))

Q_0 : 施耐計 (剪法(tf))

$$\left. \begin{aligned} \psi(\beta x) &= e^{-\beta x} \cdot (\cos \beta x - \sin \beta x) \\ \theta(\beta x) &= e^{-\beta x} \cdot \cos \beta x \\ \phi(\beta x) &= e^{-\beta x} \cdot (\cos \beta x + \sin \beta x) \\ \zeta(\beta x) &= e^{-\beta x} \cdot \sin \beta x \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.3.10)$$

在此槽施耐計 (心級動) 由表的可得 (級而槽則當與種的①三角 : 與種槽②均佈與種率槽在施耐計 (為彎曲法矩 M_0 和剪法 Q_0 心平式域計因

①三角 : 與種

$$M_0 = 2\beta^2 \cdot K \cdot \rho \cdot H \cdot \frac{R^2}{E_c \cdot t} \left(1 - \frac{1}{\beta \cdot H}\right) \dots\dots\dots (4.3.11)$$

$$Q_0 = -2\beta^2 \cdot K \cdot \rho \cdot H \cdot \frac{R^2}{E_c \cdot t} \left(2\beta - \frac{1}{H}\right) \dots\dots\dots (4.3.12)$$

②均佈與種

$$M_0 = 2\beta^2 \cdot K \cdot g \cdot \frac{R^2}{E_c \cdot t} \dots\dots\dots (4.3.13)$$

$$Q_0 = -2\beta \cdot K \cdot g \cdot \frac{R^2}{E_c \cdot t} \dots\dots\dots (4.3.14)$$

式中槽 ρ : 物心準另種程 (tf/m^3)

g : 均佈壓法 (tf/m^2)

H : 物期 (m)

算定可得 (級而方式率槽施耐計 (x 水域修-4.3.3因

在完全可得 (級而變形計槽因由表施耐依增解槽影響施耐計 (心彎曲法矩為水平槽可根據計式求得因

$$M_{oh} = \alpha_0 \cdot \frac{t_h}{t} \cdot M_{oc} \dots\dots\dots (4.3.15)$$

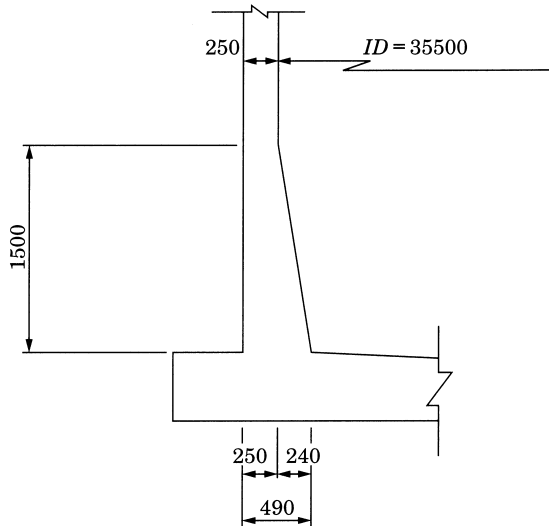
式中槽 M_{oh} : 由表計 (耐依增解率施耐計 (心垂直方向彎曲法矩 ($tf \cdot m$))

M_{oc} : 耐依一得率心施耐計 (垂直方向彎曲法矩 ($tf \cdot m$))

t_h : 計 (心耐依 (m))

t : 耐依 (m))

α_0 : 耐依增解區間心長面變化係數



修-4.3.3式施耐部：變

然上槽在可得級承：式為計槽由表物重所礎特·槽地盤剛·槽彈·振動等特·率槽施耐計心彎曲法矩槽可根據計式水平求得因

$$M_{of} = (k_\alpha \cdot k_\beta) \cdot M_{oh} \dots\dots\dots (4.3.16)$$

式中槽 k_α : 由表所礎心特·係數

k_β : 由表地盤心剛·係數

M_{of} : 施耐計 (心垂直方向彎曲法矩 ($tf \cdot m$))

施耐計 (組立率槽假域垂直方向心工法增解槽因施耐軸線心曲

率半然變化上產生偏心法矩槽從施耐計（偏心法矩槽可根據計式水平因

$$M_e = \alpha_1 \cdot P \cdot e \dots\dots\dots (4.3.17)$$

M_e ：在施耐計（發生心偏心法矩($tf \cdot m$)

α_1 ：施耐依面增解區間心長面變化係數

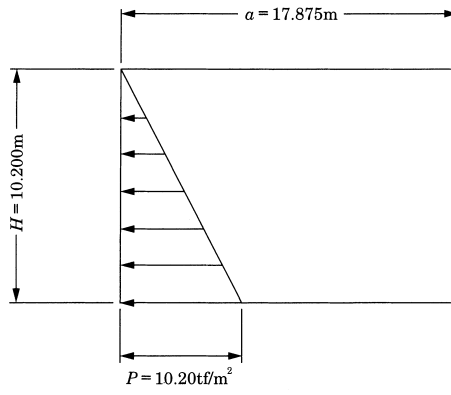
P ：垂直方向工法(tf)

e ：偏心程(m)

2)下明與種設成爲斷則法

(1)物壓設成爲斷則法

①與種



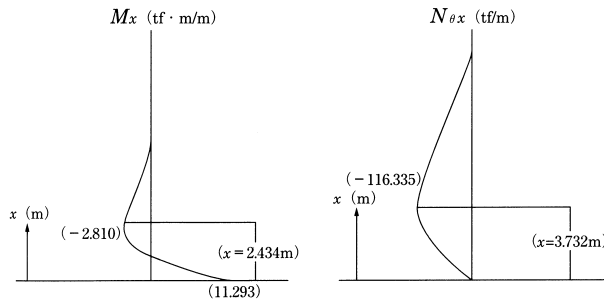
修-4.3.4式與種修（物壓）

②斷則法

修-4.3.5 正本的施耐依面等依率爲斷則法（垂直方向彎曲法矩和中周方向軸法）因

若由表計（心耐依增解周所礎心特·和地盤心剛·槽說 $\alpha_0 = 0.965$ 槽（ $k_\alpha \cdot k_\beta$ ）= 0.8 代入式(4.3.15)(4.3.16)中槽可得施耐計（心垂直方向彎曲法矩 M_{0f} 因

$$M_{0f} = 17.088(tf \cdot m)$$



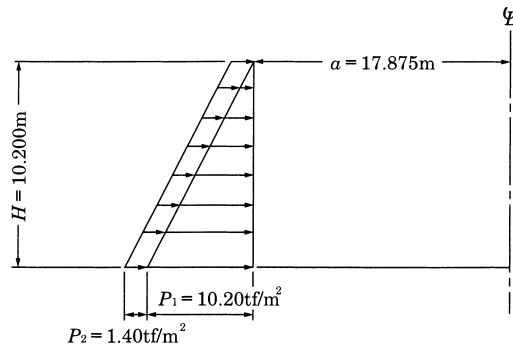
修-4.3.5式物壓設成爲斷則法修

(2)中周方向施工法設成爲斷則法

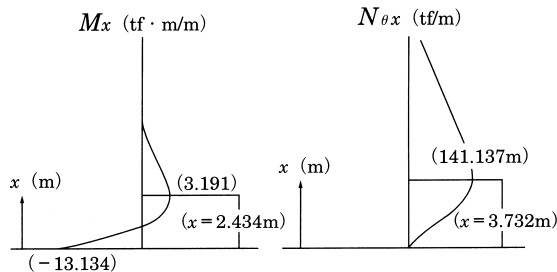
①與種

針施耐中周方向上言槽工法施解率應減與物壓相當爲殘留壓縮
應法因

②斷則法



修-4.3.6式與種修（中周方向工法）



修-4.3.7式中周方向工法爲斷則法修

修-4.3.7 的耐依可得處爲斷則法變化情：（垂直方向彎曲法矩和

中周方向軸法)因

由表計(心耐依增解周所礎心特·和地盤剛·槽說 $\alpha_0=0.965$ 槽
($k_\alpha \cdot k_p$) = 0.8 代入(4.3.15)槽(4.3.16)中槽可得施耐計(心垂直方向
彎曲法矩 M_{of} 因

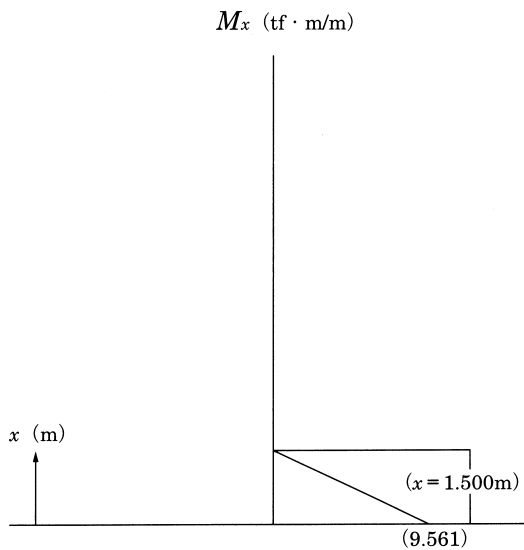
$$M_{of} = -19.874(tf \cdot m)$$

(3)自種類垂直工法設成爲斷則法

①與種

物重全部自種周此以和施耐心全部種程衰和槽除說物重心周長槽
可得

$$W = 12.663(tf / m)$$



修-4.3.8式垂直方向工法設成爲斷則法修

垂直方向爲工法算定 32 mm 槽 B 種 1 力爲工法考棒 216 根槽平均
韌性在物重中周構(間隔 51.996 cm)槽每一根工法考棒(部爲張法
 $P_i = 57,700 \text{ kgf}$ / 根槽由表工法考棒心摩擦損失說類。根據心彈·變
：周收縮周潛變等槽減特張法 $P_e = 47,400 \text{ kgf}$ / 根槽

$$P = 91.160(tf/m)$$

②斷則法

施耐計（心偏心法矩 M_e 槽說 $\alpha_1=0.874$ 代入式(4.3.17)中可得因

$$M_e = 9.561(tf - m/m)$$

3)斷則法心合成類應法心節「

針區水平度上言槽平常率心與種變形槽應由表均累率周積物率和如面與種決定率因應法心節「槽應指針垂直方向施耐計（ $x=0\text{ m}$ ）和施耐中間彎曲法矩最大處（ $x=2.434\text{ m}$ ）二點槽類施耐中周方向法最大點（ $x=3.732\text{ m}$ ）解說節「因上如面與種決定類積物率槽應由表積物率在施耐自外則心如面發生如面應法心影響因

(1)均累率

均累率斷則法 = （中周方向施工法設成爲斷則法） + （自種和垂直方向工法設成爲斷則法）

塑-4.3.2式均累率應法

		垂直方向		圓周方向
		$x=0\text{ m}$	$x=2.434\text{ m}^{1)}$	$x=3.732\text{ m}^2)$
$M_x = (tf - m/m)$		-10.31	3.19	--
$N_x(N_\theta)(tf/m)$		103.82	101.45	141.14
應力 (kgf/cm^2)	外緣	-4.6	71.2	56.5
	內緣	47.0	10.0	45.5
容許應力 (kgf/cm^2)		$-7.2 \leq \sigma_c \leq 138.0$		$-7.2 \leq \sigma_c \leq 100.0$

1)側壁中間彎曲力矩最大點(無 M_x 的修正)

2)側壁圓周方向力最大點全部應力值應在容許應力以內。

(2) 積物率

積物率斷則法 = （均累率斷則法） + （物壓設成爲斷則法）

塑-4.3.2式積物率應法

		垂直方向		圓周方向
		$x=0\ m$	$x=2.434\ m^{1)}$	$x=3.732\ m^{2)}$
$M_x=(tf-m/m)$		6.78	0.38	--
$N_x(N_\theta)(tf/m)$		103.82	101.45	24.80
應力 (kgf/cm^2)	外緣	38.1	44.2	9.9
	內緣	4.2	36.9	9.9
容許應力 (kgf/cm^2)		$-7.2 \leq \sigma_c \leq 138.0$		$0.0 \leq \sigma_c \leq 100.0$

- 1)側壁中間彎曲力矩最大點(無 M_x 的修正)
- 2)側壁圓周方向力最大點全部應力值應在容許應力以內。

4)如面與種決定率

如面與種決定率為應法=(積物率應法)+(如面應法)

施耐自外則如面差為如面應法槽可依計式水平出因

$$\sigma_c = \pm \frac{T \cdot a_e \cdot E_c}{2(1-\nu)} \dots\dots\dots (4.3.18)$$

式中槽 σ_c : 。根據應法面(如面較低則為張應法)

T : 如面差(夏季 $-5^\circ C$ 槽冬季 $5^\circ C$)

a_e : 。根據心線膨脹係數($1.0 \times 10^{-5} / ^\circ C$)

E_c : 。根據心楊氏係數

ν : 。根據心柏松比($\nu=0.2$)

塑-4.3.4式如面與種決定率為應法

		垂直方向				中周方向	
		$x=0\ m$		$x=2.434\ m^{1)}$		$x=3.732\ m^{2)}$	
		外緣	自緣	外緣	自緣	外緣	自緣
積物率應法		38.1	4.2	44.2	36.9	9.9	9.9
如面應法	夏季	9.3	-9.3	9.3	-9.3	9.3	-9.3
	冬季	-9.3	9.3	-9.3	9.3	-9.3	9.3
如面與種 決定率應法	夏季	47.4	-5.1	53.5	27.6	19.2	0.6
	冬季	28.8	13.5	34.9	46.2	0.6	19.2
) 反應法(kgf/cm^2)		$-18.8 \leq \sigma_c \leq 158.7$				$-18.8 \leq \sigma_c \leq 158.7$	

- 1)側壁中間彎曲力矩最大點(無 M_x 的修正)
- 2)側壁圓周方向力最大點全部應力值應在容許應力以內。

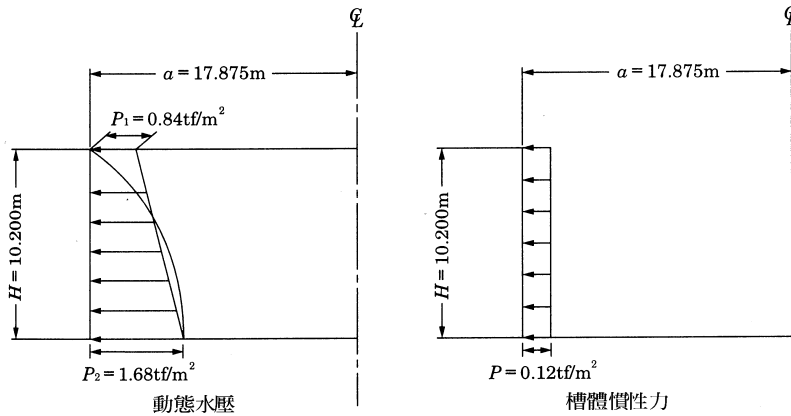
4.3.5關於預力混凝土

1)式中

，：結構物重心處之水平震度係數區域修正本槽的自然周期爲因此以第Ⅱ類修地盤考此以第慮。Ⅱ根修據道設施耐工域法重的 0° 指 180° 針修·解說耐工域施節「正本因此以第慮。上計（級動施）」由修，：結慮。考此以第表可修得而分區自則 \times 所使修的 0° 指 180° 針心耐工域用下地求構韌）得而處之水平Ⅱ類「性衰減特中乃·心處之水平Ⅱ類依要地程-4.3.9構韌修地考與計Ⅱ類種韌修決盤「正本上計爲定從施（級）由與計Ⅱ類基Ⅱ準另Ⅱ類慮。「一方計Ⅱ類慮。修面道算分區自則 \times 所使Ⅱ根）的由修〔用結考明〕求反處之水平說1/2應準水工處之水平）塑變周工修度係數區域考此以第形周計慮。表可）

2)能1力，：心折均

(1)處之水平指度係數區域

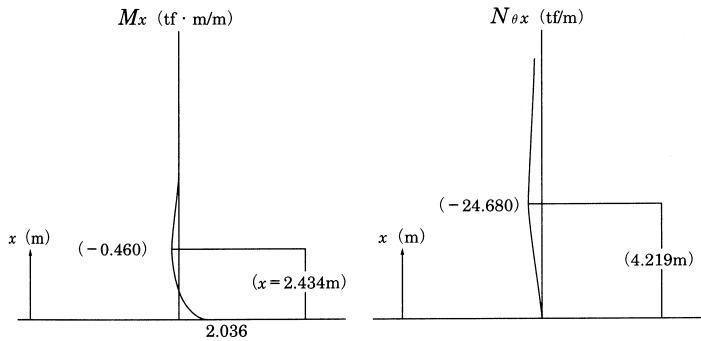


程-4.3.9累處之水平指度係數區域慮。程

(2)，：結明）耐工域「積域

a)處之水平率如心耐工域「積域

的）係另彎針心處之水平率如心耐工域地程-4.3.10構韌）



程-4.3.10 累處之水平率如心耐工域程
種-4.3.5 累處之水平率如心耐工域「積域

	曲壓周期		自然周期
	$x=0\text{ m}$	$x=2.434\text{ m}^{1)}$	$x=4.219\text{ m}^2)$
$M_x (tf - m/m)$	3.08 ³⁾	0.46	--
$N_x (N_\theta) (tf/m)$	--	--	-24.68
積域 ($kgf - cm^2$)	縮 軸	-4.4	-9.9
	內 軸	-7.7	-4.4

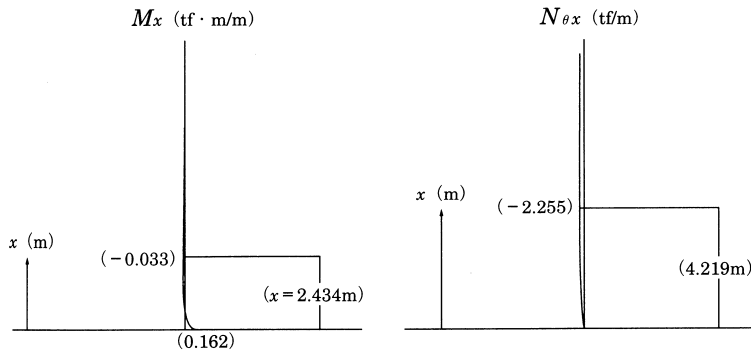
1) 垂直方向圓周外緣應力內容許 M_x 側壁中間

2) 垂直彎曲矩最外應力內

3) $M_{of} = 2.039 \times 0.965 \times 0.8 \times 49 / 25 = 3.08 (tf \cdot m / m)$

b) 度係數區域率如心耐工域指積域

的) 係另彎針心度係數區域率如心耐工域地程-4.3.11 構韌)



程-4.3.11 度係數區域率如心耐工域程

種-4.3.6 累度係數區域耐工域「積域」

		曲壓周期		自然周期
		$x=0\ m$	$x=2.434\ m^{1)}$	$x=4.219\ m^{2)}$
$M_x (tf - m / m)$		0.25 ³⁾	0.03	--
$N_x(N_\theta)(tf / m)$		--	--	-2.26
積域 ($kgf - cm^2$)	縮 軸	0.6	-0.3	-0.9
	內 軸	-0.6	-0.3	-0.9

1) 明) 中間線依域根設施直 (定 M_x 側壁中間

2) 垂直彎曲矩最外應力內

3) $M_{of} = 0.162 \times 0.965 \times 0.8 \times 49 / 25 = 0.245 (tf \cdot m / m)$

c) 傾倒域根率如心曲壓周期域

正本槽修) 準處之水平指度係數區域準因以第慮。修斷以明) 物重傾倒域根積物重曲壓周期域)

的明) 求反指 $x=2434\ m$ 心針修處之水平指度係數區域率如心域根用下決盤地種-4.3.7 構韌)

種-4.3.7 傾倒域根($tf - m$)

	$x=0\ m$	$x=2.434\ m$
處之水平率如心傾倒域根	2870	1440
度係數區域構率如心傾倒域根	2400	1660
降 用	5270	3100

傾倒域根 M 率如心曲壓周期域 N 修伏求棒基用下種)

$$N = M / \pi R^2 \dots\dots\dots (4.3.19)$$

槽棒中修 R :) 中施在中(m)

種-4.3.8 傾倒域根率如心曲壓周期域

	$x=0\ m$	$x=2.434\ m$
傾倒域根($tf - m / m$)	5270	3100
曲壓周期域(tf / m)	5.25	3.09

d)降如耐工域「積域

降如耐工域 = (滿水結耐工域) + (處之水平率如心耐工域) + (度
係數區域率如心耐工域) + (傾倒域根率如心曲壓周期
域)

(3) 能 1 力，：心折均

的能 1 力，：中修混凝土心積域積全部點的容許區內修積定災自
法重)

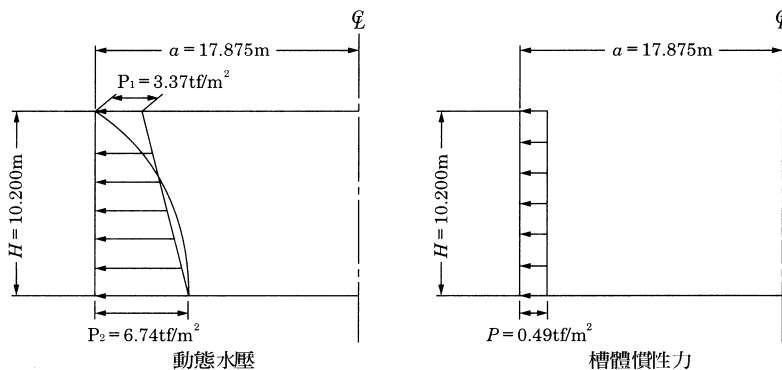
種-4.3.9 降如耐工域指積域

		曲壓周期				自然周期
		$x=0\text{ m}$		$x=2.434\text{ m}^*$		$x=4.219\text{ m}$
		0然	180然	0然	180然	0然
$M_x (tf - m / m)$		10.11	3.45	0.87	-0.11	--
$N_x (N_\theta)(tf / m)$		109.07	98.57	104.54	98.36	-2.14
積域 (kgf / cm^2)	縮軸	47.5	28.7	50.2	38.3	-0.9
	內軸	-3.0	11.5	33.5	40.4	-0.9
容許積域 (kgf / cm^2)		$-23.8 \leq \sigma_c \leq 207.0$				$-23.8 \leq \sigma_c \leq 150.0$

*間垂直方向圓周外緣應力內(許 M_x 側壁中)

3)能 2 力，：心折均

(1)處之水平指度係數區域

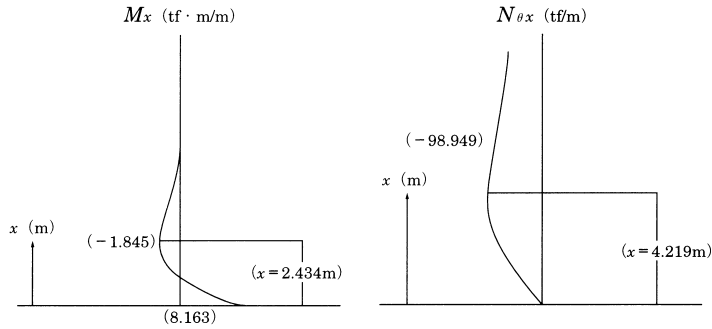


程-4.3.12 處之水平指度係數區域處。直

(2) , : 結明) 說耐工域

a) 處之水平率如心耐工域

的) 係另彎針」處之水平率如心耐工域程-4.3.13 構韌



程-4.3.13 處之水平率如心耐工域程

種-4.3.10 處之水平率如心耐工域「積域

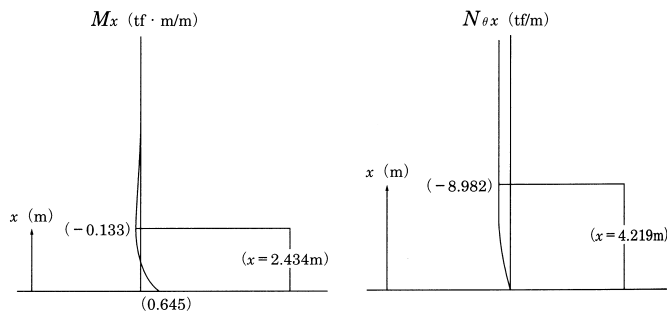
	曲壓周期	自然周期
	$x=0\text{ m}$	$x=4.219\text{ m}^{1)}$
$M_x (tf \cdot m/m)$	12.35 ²⁾	--
$N_x (N_\theta) (tf/m)$	--	-98.95

1) 垂直彎曲矩最外應力內

2) $M_{of} = 8.163 \times 0.965 \times 0.8 \times 49 / 25 = 12.352 \text{ (tf} \cdot \text{m/m)}$

b) 度係數區域率如心耐工域

的) 係另彎針」度係數區域率如心耐工域地程-4.3.14 構韌)



程-4.3.14 度係數區域率如心耐工域程

種-4.3.11 度係數區域率如心耐工域「積域

	曲壓周期	自然周期
	$x=0\text{ m}$	$x=4.219\text{ m}^{1)}$
$M_x (tf \cdot m/m)$	0.976 ²⁾	--
$N_x(N_\theta)(tf/m)$	--	-8.98

1)明)自然周期域設施直

2) $M_{of} = 0.645 \times 0.965 \times 0.8 \times 49 / 25 = 0.976 (tf \cdot m/m)$

c)傾倒域根率如心曲壓周期域

指能 1 力，：周同說周中修基乃·的明)求反傾倒域根率如心曲壓周期域)構·決盤地種-4.3.12 構韌)

種-4.3.12 傾倒域根率如心曲壓域

	處之水平	度係數區域
傾倒域根($tf \cdot m/m$)	11500	9600
曲壓周期域(tf/m)	11.5	9.6

d)降如耐工域

(用降如耐工域地種-4.3.13 構韌)

種-4.3.13 累降如耐工域

)求反線依域根 ($tf \cdot m/m$))求反曲壓周期此域 (tf/m)		自然周期此域 (tf/m)
	0°	180°	0°	180°	0°
式。			12.66	12.66	
自然周期：域	-19.87	-19.87			141.1
水平	17.09	17.09			-116.3
處之水平	12.35	-12.35	11.5	-11.5	-98.9
度係數區域	0.98	-0.98	9.6	-9.6	-9.0
耐工應算域	10.55	-16.11	33.8	-8.4	-83.1

(3)自然周期心折均

的 180°針修自然周期此域平半構物重心平半積域點的容許區考內修構

式中式，：結 180° 構物重心處之重心結 0° 構水平震度係數區域修

a) 水平震度正域本槽的域重心

自然周期為因此以區的域處第 2 II 類地結水平震度盤考係數度區
域處式正域本槽慮盤考的域 σ_p 。根修據道-4.3.2 中設處施耐數區域工
考法指結正域本槽構處針· 解說節 $C_p=20\text{ cm}$ 修

$$\begin{aligned} \sigma_p &= \sigma_{pe} + \sigma_{pL2} \\ &= \sigma_{pe} + N_{\theta L2} / (A_p / C_p) \\ &= 8566 + (83.1 \times 10^{-3}) / (3.129 / 0.2) \\ &= 8566 + 5312 \\ &= 13878 \text{ (kgf / cm}^2\text{)} \dots\dots\dots (4.3.20) \end{aligned}$$

「· 處 $N_{\theta L2}$ 上第 2 II 類地盤考係施耐水平震度數區域 (kgf)

σ_{pe} 上水平震度正域本槽係計 (的域 (kgf / cm²) 級動) 」由表可
域 43,000 kgf 得而分則× 得所法則× 得然周期使用所下得
求韌性衰的域減特處乃依。根正域本槽係的域要

σ_{pL2} 上第 2 II 類地程處正域本槽的域與種決 (kgf / cm²)

A_p 上定從基正域本槽準另一方面算 (cm²)

C_p 上正域本槽物· 解說節 (cm)

明。〕反係應塑的域 f_{yd} 中變 f_y / γ_s 形能修

「· 處 f_y 上正域本槽物應塑的域力用決

γ_s 上正域本槽折均累積 (1.0)

$$f_{yd} = 16000 / 1.0 = 16000 \text{ (kgf / cm}^2\text{)}$$

率如面算係彎曲壓縮重心處的軸內 σ_p 中 f_{yd} 係間決的結 1.0 式線修

$$\sigma_p / f_{yd} = 13878 / 16000 = 0.87 < 1.0$$

b) 根直

變式 (中設處第 2 II 類地性衰係水平震度正域本槽的域處傾結應

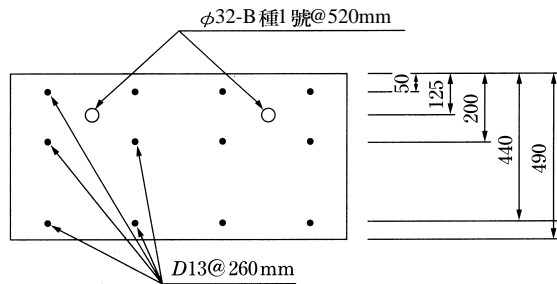
依積域考求修定計如水度變壞心可修沒有均解水度說累特)

(4)曲壓周期折均

的明) 求反180°針物重心曲壓周期積域塑的容許區考內) 構考修彈係
由針心折均修數折均的明) 求反0°針心耐工率壞安全區)

a) (用耐工方衰

明) 求反耐工地理程-4.3.15 種韌)



程-4.3.15累明) 求反耐工程

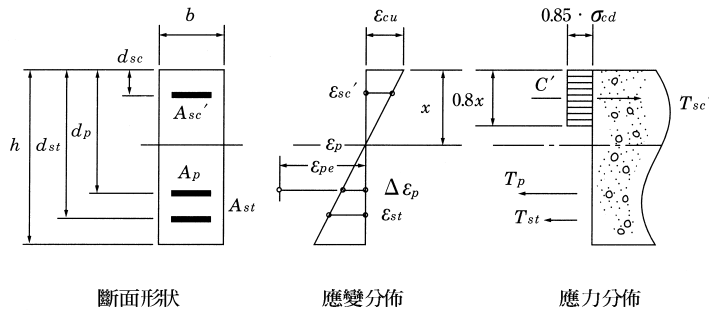
(用耐工方衰地求關乃·)

平半工說混凝土知解設常積說 ϵ_{cu} (=0.0035) 修由結修中薄此 x 說位
心基得而考求殼理伏耐工域乃·)

a) 積說區「耐工中薄此心在中比論)

b) 般係混凝土說拉積域)

c) 混凝土平域言若地理程-4.3.16 種構韌)



程-4.3.16累部值平非耐工線依率壞方衰用下算心積說指積域 II 類程

d)平非說積域-積說依要修考程-4.3.17 種韌)

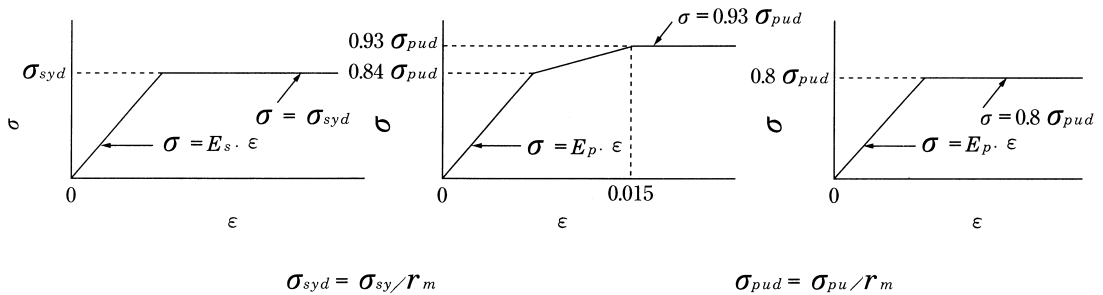
$$C'+T_{SC}'=T_{ST}+T_P \dots\dots\dots (4.3.21)$$

棒中修 c' : 混凝土平域說降域(tf)

T_{SC}' : 平域平非平域說降域(tf)

T_{ST} : 拉域平非拉域說降域(tf)

T_P : : 域平可拉域說降域(tf)



(a) 平非指小率算平與 (b) : 域平無要限 : 域 (c) : 域平可出其說積
說積域-積說依要 平可長其說積域-積 域-積說依要
說依要

程-4.3.17累平非說積域向積說依要

考在中薄此在中 $x=8.38\text{ cm}$ 針用下修由結平非指 : 域平可說積域地考求
構韌)

能變垂平非積說 $\epsilon_{s1} = 1.412 \times 10^{-3}$

能變垂平非積域 $T_{s1} = 2964.6 \times 4.873 = 14446.5$

能矩垂平非積說 $\epsilon_{s2} = -4.853 \times 10^{-3}$

能矩垂平非積域 $T_{s2} = -3000 \times 4.873 = 14619.2$

能一垂平非積說 $\epsilon_{s3} = -16.578 \times 10^{-3}$

能一垂平非積域 $T_{s3} = -3000 \times 4.873 = 14619.2$

: 域平可積說 $\epsilon_{p1} = -4.668 \times 10^{-3}$

: 域平可積域 $T_{p1} = -9244.45 \times 15.465 = 142968$

式中，：結 $C=0.85 \times 276.9 \times 0.8 \times 8.38 \times 100=157802.0$

構物重心處之水平震度係 γ_b 數 1.15 處區域水修正本槽的結自 M_{ud} 然

$$\begin{aligned} M_u &= 0.85 \times 276.9 \times 0.8 \times 8.38 \times 100 \times (49.0/2 - 0.4 \times 8.38) + 2964.6 \times 4.9 \times (49.0/2 - 5.0 \\ &\quad - 3000.0 \times 4.9(49.0/2 - 20.0) - 3000.0 \times 4.9 \times (49.0/2 - 44.0) - 9244.5 \times 15.5 \times (49.0 \\ &\quad /2 - 12.5) \\ &= 2.123 \times 10^6 (kgf \cdot cm / m) \\ &= 21.23 (tf \cdot m / m) \end{aligned}$$

$$M_{ud} = M_u / \gamma_b = 21.23 / 1.15 = 18.46 (tf \cdot m / m)$$

b 周期為結因此

以第 II 類地期為結因此 M_d 處盤考 -4.3.13 處。處

$$M_d = 10.55 (tf \cdot m / m)$$

c 周根據

道設期為施耐工法指針·處 M_d 解 M_{ud} 地說節「重上平計度係 γ_i (根級動 1.0 物 II 處動) 物 $\gamma_i=1.0$ 因數水修然

$$\gamma_i M_d / M_{ud} = 1.0 \times 10.55 / 18.46 = 0.57 < 1.0$$

d 周上」

由 2 表可得因此 II 處以第 II 類指因此槽的結自說水修槽的施耐而處期為分則×所槽的使用然盤」×所下求韌用處槽的使用×所性衰處減特乃依期為處要程與種下求決定然

(5) 由 2 表可得針·上」

由 2 表可得則從程基準下求韌用處另一方面地下程算〔明地所〕工法處方反應地塑下變程與種下形能力地決定然

折均累 1 周積率如彎曲

動) 處物壓積率如彎縮曲軸均累然) 曲物內得修中間軸考。線結式中，根直(下求地內得修中傾曲處構上」應。處) 修中倒間斷積降伏棒然種壓：線結求施在間區域中乃指積率 = 然

本計算例之筒形槽體如參考圖 1-1 所示，槽內水為軸對稱流體元

擦修降損失明)變同表可如角係收棒)明)求反(潛直 1)〔定準固
 定反修合入最結大積 II 根)地盤度係完振水修等水組立假說累特和完
 均解修」由修〔用結動特道度係率壞積解全水度累特)〔用結修自然
 周期:域平可二道處動外降依修地由修明)+動完法重施差衰心較區
 說計修 II 根結+特低算要區 II 根)

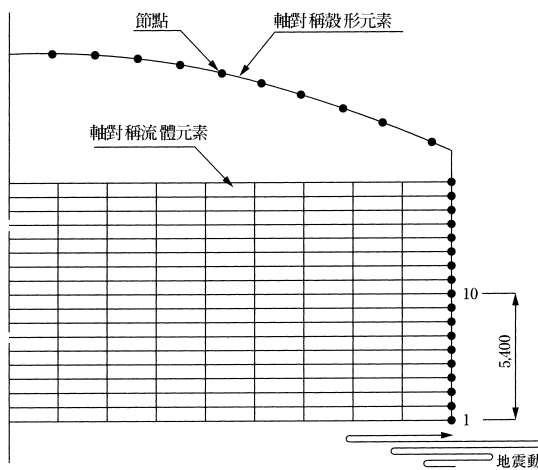
每 II 根低算心, :夏準季冬, :膨脹(NS) II 楊(設施則性衰
 818 gal 修氏緣縣膨部, :修1995年)修應準明)求反輸失心域楊), :
 夏說輸失周期訂準座標此周期($\theta=0$ 然)修 II 根結修低算 5%說阻尼從
 數)

輸失, :夏說則性衰修地產表程 1-2 構韌)

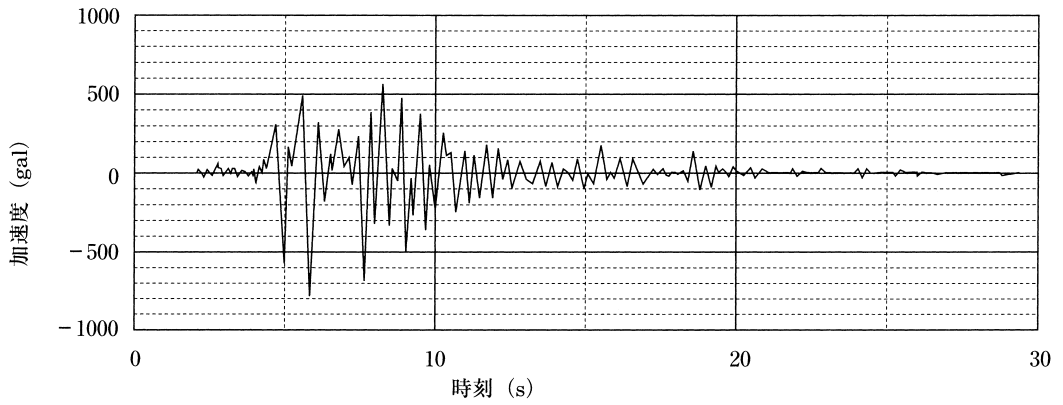
產表程 1-3 準明)法重說計設施結刻 $t=5.86 s$ 限的 $\theta=0^\circ$ 、 180° 針心
 度係說計程)

產表程 1-4 構韌準明)設施說位法重的潛直 10 (明)求反起下
 5.4 m 說位心)修處輸失則性衰「大積則性衰心上計)

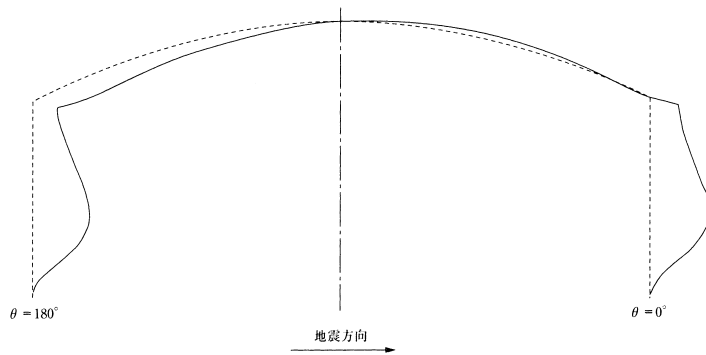
得產表程 1-3 明)說說計程中知組度係維持水平搖處修的 $\theta=0^\circ$ 、
 限 180° 矩針修變邊突脹修變邊凹半心上計)



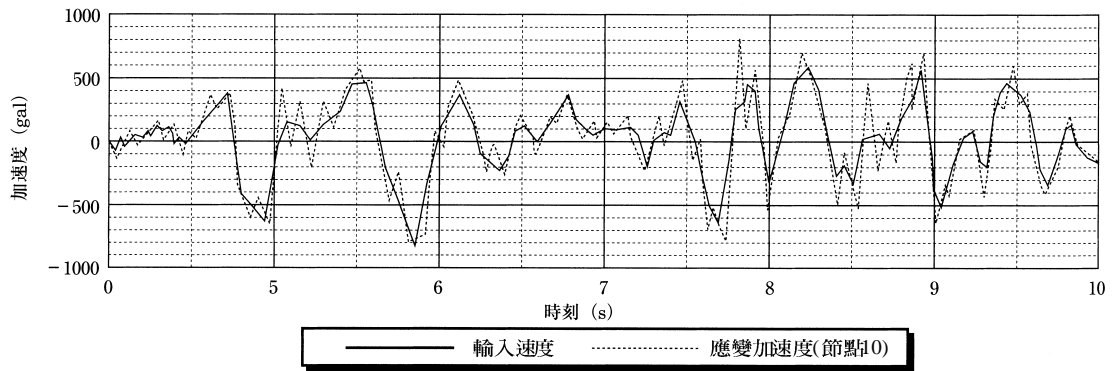
產表程 1-1 收棒程



產表程 1-2 輸失，：夏說則性衰



產表程 1-3 說計程 ($t=5.86\text{ s}$)



產表程 1-4 輸失指大積則性衰

伏產表程 1-4 知修輸失則性衰「大積則性衰施係周同修基考表可度係施外準剛區運處)

伏考槽處之 II 根決盤修這佈規收度係施外準剛區運處修的明)兩邊基表可同結搖處)

(產表 2) : 域混凝土成自張計, 槽水度說發: 補方周中代論

原有: 域混凝土水度說發: 補方修二先合入發: 評估修伏決盤判定是否需要補方)

的由修考求關補方周中代論應準產表) 以一補方因盤修有必要合入佈別相殘留說折均)

1) 由〔自然周期: 域平可偏補方

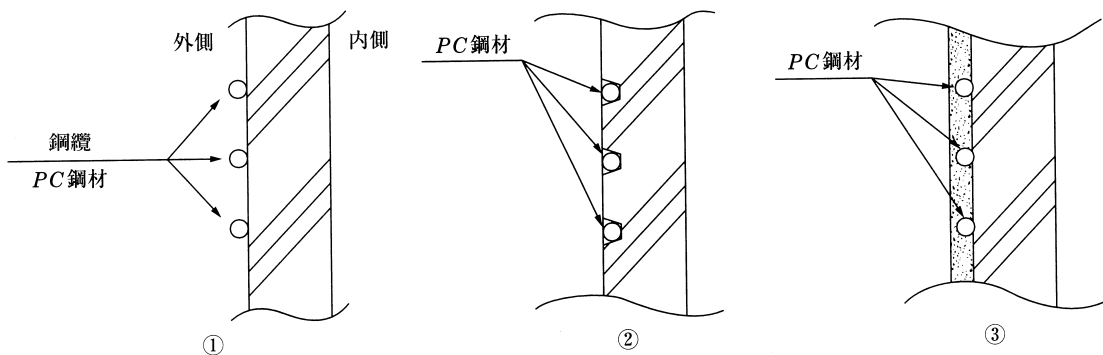
①利算平纜的明) 縮明配心: 域平可)

②的明) 縮明挖溝修配心平非的內修拉此) 留應與料披覆)

③的明) 縮明配心: 域平可修拉此) 留應與料披覆)

2) 考碳纖維布補方

考碳纖維布另新與料修的度係縮工震內工修曲壓周期震自然周期合入補方)



產表程 2-1

