

自來水延性鑄鐵管之耐震設計

劉季宇、鍾立來、葉錦勳

財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心

中華民國 103 年 12 月第一版

誌 謝

本自來水延性鑄鐵管之耐震設計方法，乃經濟部水利署委託研究計畫(編號 MOEA-WRA-1020117、MOEA-WRA-1030158)之成果，在此致謝。完整之研究內容、方法與結果，亦請參閱以上二計畫研究報告(經濟部水利署，2013 & 2014)之第四章。

1. 引言

延性鑄鐵(ductile iron，日文作ダクタイル)因具有球狀石墨的微結構，故而機械性質優異，能承受衝擊力及塑性變形，加上高矽及高碳之化學成份，故亦具有抗腐蝕性及優異的強度，是自來水事業長期以來，普遍使用的管材(日本延性鑄鐵管協會，2012)。延性鑄鐵管採具有可伸縮、撓轉之接頭構造，因此在地震作用下可隨地盤而運動，管體應力一般而言並不大。延性鑄鐵管之耐震性能，取決於受地盤變位作用時，接頭吸收變形之能力是否足夠，以及有否拉脫之疑慮。

本文回顧地下管線耐震設計之基本假設，探討地下管線相關之災害潛勢因子，並參酌「建築物耐震設計規範及解說」(內政部營建署，2011)的圖表，說明如何決定特定工址之地盤震動週期，以及回歸期 475 年之設計地震，與回歸期 2,475 年之最大考量地震的地震災害潛勢，例如最大地表速度、加速度，以及土壤液化潛能、震陷量等。

自來水延性鑄鐵管之耐震分析，方法可參照中華民國自來水協會所出版之「自來水設施耐震設計指南及解說」(中華民國自來水協會，2013)，其內容乃參照日本「水道設施耐震工法指針解說、設計事例集」(日本水道協會，2009)而得。此外，ISO 16134 Earthquake- and Subsidence- Resistant Design of Ductile Iron Pipelines (2006)，對於延性鑄鐵管之耐震計算與檢核亦有規定，內容與日本「水道設施耐震工法指針解說、設計事例集」極相近。本文亦彙整其耐震分析原則、流程，以及耐震計算的詳細步驟與檢核項目，最後並提出分析例供參考。

2. 自來水地下管線耐震設計概念

在地震過程中，地盤上下及左右起伏震動，其震動幅度取決於震度(seismic intensity)之大小，而震動週期則取決於地盤條件。震度大小通常以最大地表加速度或最大地表速度表示；地盤越軟弱，其震動週期越長。自來水管線大多埋設於地下，地震力作用期間隨地盤而震動與變形，導致管體產生應力、應變以及接頭之伸縮或彎曲；再者，若震度與延時(與地震規模有關)之條件足以誘發土壤液化，造成地盤震陷(settlement)或側向滑潰(lateral spreading)，則此地盤之變位亦會使地下管線隨之變形，同樣引起管體及接頭之變形。

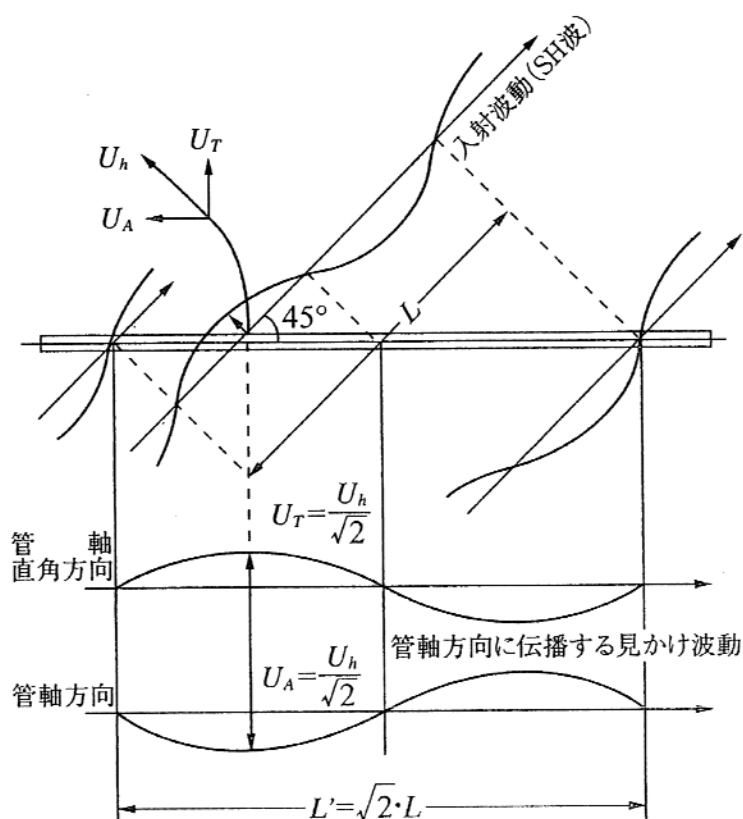


圖 1 反應變位法中地下管線耐震分析之地震波(日本水道協會，2009)

自來水地下管線之設計，係採反應變位法(response displacement method)，此乃基於單位長度地下管線之質量，遠小於周遭土層，故地震作用下地下管線與土層同步振動，其變形亦受土層束制，相對於周遭土層可視為靜態反應(中興

工程，2005)。地震波定義為入射角 45° 之 SH 剪力波，如圖 1 所示，以之概括所有入射角度且較大強度之地震波，至於地盤震動變位之垂直向分布方式，則如圖 2 所示。

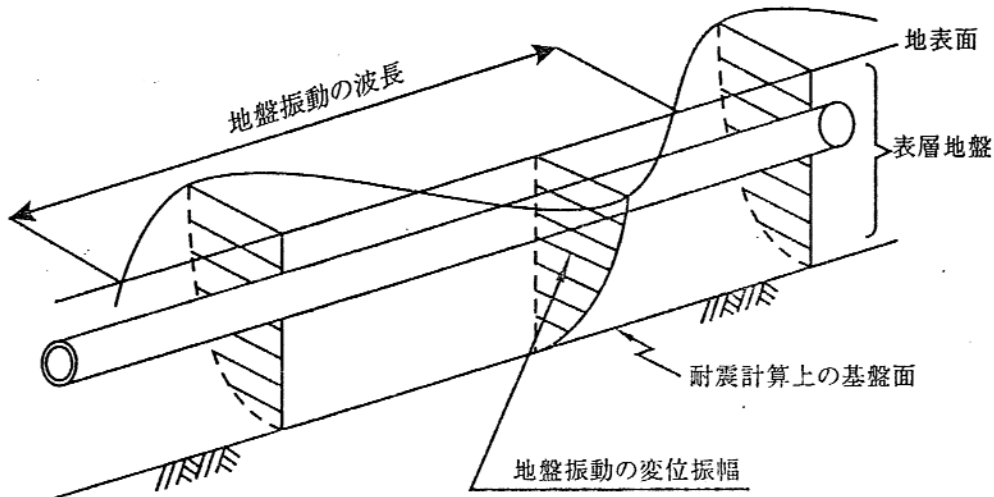


圖 2 反應變位法中地盤震動之變位示意圖(日本水道協會，2009)

反應變位法耐震分析，其方法可參照日本最新「水道設施耐震工法指針解說、設計事例集」(日本水道協會，2009)。地下管線結構反應係地震時地表變位所引致之作用，包含管軸方向(軸力)與管軸側向(撓曲)。因此，以地震時之土層應變作為輸入，可分析自來水地下管線的變形及受力反應。連續構造管線之受震反應，一般可由梁理論求出地盤變位傳遞係數的解析解，應用時以此傳遞係數乘上地盤應變即可得到管體的反應。若為接頭構造管線，則須同時檢核接頭的伸縮與彎曲能力，以及管體變形能力，藉以吸收反應變位法強制施加的地盤應變；此時，管體的反應會因接頭的變形能力而下降，以應力修正係數(為 x 的函數)反映之。因此，地下管線的耐震分析，可經由土層變位傳遞係數 α_1 、 α_2 ，或是應力修正因子 $\xi_1(x)$ 、 $\xi_2(x)$ 等，求出管體軸向應力、撓曲應力、軸向應變、撓曲應變等，進而計算管體的合成應力與應變，以及接頭上的伸縮量與彎曲角度，與管線(接頭)的變形及受力的容許值相比較，作為自來水管線耐震設計或安全檢核的依據。

此外，地震發生時，斷層錯動、開裂，或是土壤液化引致地盤震陷或側向滑潰，均會造成地下管線較大的變形。此時地盤已超越彈性狀態，因此反應變位法並不適用。各種的土層破壞，會隨各別工址的局部地質或地盤的特殊性，而在很小的範圍內可能有極大的變化。除非有極詳細的工址調查資料，並配合完整的大地工程分析，否則地盤永久變位的程度實難有所掌握。惟土壤液化引致之地盤震陷，目前已有可用的推估模式，可予以考慮。

約言之，自來水地下管線地震動的耐震設計需求，以及土壤液化引致地盤震陷的耐震設計需求，相關的(災害潛勢)因子，包括地盤震動週期、地下水位高度、土壤液化敏感類別，以及地震災害潛勢之最大地表速度、最大地表加速度、設計地震的規模(針對土壤液化評估)等。

3. 管線耐震設計所考慮之地震動因子

3.1 基本說明

在自來水地下管線設計需求的設定程序中，須要知道管線的應力與應變，而管線的撓曲和軸向應變的求取，又須要知道管線所在工址的地盤震動週期 T_G ，以及最大地表加速度 $A_{\max}$ 或最大地表速度 $V_{\max}$ 。當工址執行地質鑽探時，可實測或估算各土層之平均剪力波速 V_{Si} ，再計算地盤的震動週期 T_G 。

關於最大地表速度 $V_{\max}$ 的求取，日本水道技術研究中心(2011)提出三條經驗公式，第一條係用工址最大地表加速度 $A_{\max}$ ，估算 $V_{\max}$ ；第二條則用工址的震度 I ，估算 $V_{\max}$ 。在同樣的最大地表加速度或震度之下，最大地表速度 $V_{\max}$ 會隨地盤軟弱的程度而變化，地盤越軟弱，最大地表速度 $V_{\max}$ 越高。但是，該二條公式皆未能反映地盤分類的影響。

第三條公式(日本水道技術研究中心，2011)係針對想定的斷層錯動，以該地震事件的震矩規模、震源深度、工址與斷層的最短距離，估算最大地表加速度 A_{PG} 。該公式只能針對單一地震事件，而震源及其參數卻具有不確定性，因此，以定值法設定地震事件，並不適用於絕大部份的工址。

American Association of State Highway and Transportation Officials (2010)係用工址一秒週期水平加速度係數 S_{D1} ，來估算最大地表速度 $V_{\max}$ (單位為cm/s)：

$$V_{\max} = 10^{0.434C} \quad (1)$$

$$C = 4.82 + 2.16(\log_{10} S_{D1}) + 0.013[2.30(\log_{10} S_{D1}) + 2.93]^2 \quad (2)$$

其中 S_{D1} 無單位(重力加速度的倍率)， $V_{\max}$ 的單位為cm/s。

HASUS (FEMA, 2010)的經驗公式更為簡單：

$$V_{\max} = \frac{9.81S_{D1}}{(1.65)2\pi} \quad (3)$$

上述二條經驗公式皆採用工址一秒週期水平加速度係數 S_{D1} ，而與工址座落的震區、與活動斷層的距離和地盤的種類有關，充分反映影響最大地表速度 $V_{\max}$ 的因子。相較於日本的經驗公式，美國的更為合理。

工址一秒週期水平加速度係數 S_{D1} 從 0.3 變化至 1.25，以對應的最大地表速度 V_{PG} 作圖，如圖 3 所示。第二條公式的 $V_{\max}$ 值較低，若地下管線的設計偏向保守，第一條公式的 $V_{\max}$ 值較高，較為適合。仔細觀察，第一條公式接近直線，可簡化為：

$$V_{\max} = (0.885) \frac{9.81S_{D1}}{2\pi} \quad (4)$$

第一條公式之曲線與簡化之直線甚為相似，因此，本文採用式(4)，以簡化設計程序。

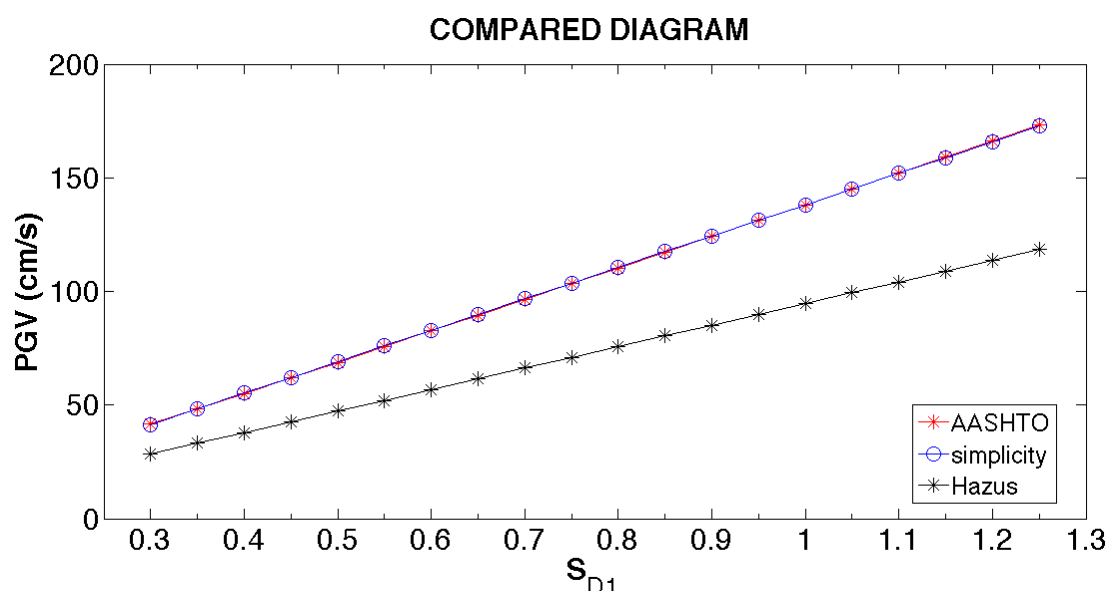


圖 3 最大地表速度與一秒週期水平譜加速度係數的關係

土壤引致的震陷量與土壤液化敏感類別、工址的最大地表加速度、地下水位和地震的規模有關，而土壤液化敏感類別又與工址之地質鑽探資料相關。

綜上所述，自來水地下管線耐震設計需求相關的災害潛勢因子包括：地震規模、最大地表加速度、最大地表速度、震區一秒週期水平加速度係數、等速度段近斷層調整因子、等速度段工址放大係數等。

3.2 地盤震動週期

工址各土層之平均剪力波速，若有實際量測之資料，採其實測值；若無，則以土壤鑽探之資料及分析結果，採經驗公式估算之。若為黏性土層，第 i 層土層平均剪力波速 V_{Si} (單位為m/s)之估算值為：

$$V_{Si} = \begin{cases} 120q_{ui}^{0.36}, & N_i < 2 \\ 100N_i^{1/3}, & 2 \leq N_i \leq 25 \end{cases} \quad (5)$$

其中 q_{ui} 為第 i 層土層之單壓無圍壓縮強度(單位為kgf/cm²)； N_i 為第 i 層土層標準貫入試驗之平均 N 值。若為砂質土層，第 i 層土層平均剪力波速 V_{Si} (單位為m/s)之估算值為：

$$V_{Si} = 80N_i^{1/3}, \quad 1 \leq N_i \leq 50 \quad (6)$$

由各土層之剪力波速，估算地盤之震動週期 T_G (單位為s)：

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{d_i}{V_{Si}} \quad (7)$$

其中 d_i 為第 i 層土層之厚度(單位為m)。

綜上所述，地盤震動週期 T_G 之估算程序彙整如下：

(1) 執行工址之地質鑽探。

(2) 實測各土層之剪力波速 V_{Si} ，若無實測值，則採土壤鑽探之資料及分析結果，

以式(5)或式(6)，估算各土層之剪力波速 V_{Si} 。

(3)由式(7)，估算地盤之震動週期 T_G 。

3.3 設計地震之最大地表加速度與最大地表速度

根據工址周圍約 200 公里內歷史地震之規模、震央、震源深度以及活動斷層之地震潛勢(規模與發生率)，再依短週期及一秒週期水平譜加速度之衰減律，進行地震危害度分析，分別繪製譜加速度之危害度曲線。以選定之回歸期或超越機率，即可由危害度曲線求得譜加速度參數。設計地震訂為 50 年內超越機率為 10% (回歸期 475 年)，以 50 年 10%超越機率之短週期水平譜加速度，設定為設計地震之震區短週期水平譜加速係數，以 S_S^D 表示，乃為重力加速度 g 之比值；以 50 年 10%超越機率之一秒週期水平譜加速度，設定為設計地震之震區一秒週期水平譜加速係數 S_1^D 。

從「建築物耐震設計規範及解說」(內政部營建署，2011)之表 2-1 及表 2-6(b)，可查得 S_S^D 及 S_1^D ，其數值皆分為四種，分別為 S_S^D ：0.5、0.6、0.7 及 0.8； S_1^D ：0.3、0.35、0.4 及 0.45，如表 1 所列，其空間之分布如圖 4 所示。臺北市及新北市之臺北盆地微分區劃分另見規範之表 2-6(a)及(c)。

表 1 工址設計水平譜加速係數

(a) 475 年回歸期設計地震之工址短週期水平譜加速係數

S_S^D	0.80	0.70	0.60	0.50
---------	------	------	------	------

(b) 475 年回歸期設計地震之工址一秒週期水平譜加速係數

S_1^D	0.45	0.40	0.35	0.30
---------	------	------	------	------

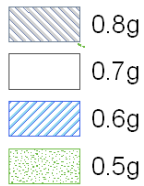
若工址鄰近活動斷層，其設計水平譜加速度理應較高，而設計地震之水平譜加速度係數 S_S^D 及 S_1^D (圖 4)，尚未納入近斷層之效應。因此，若工址鄰近活動斷層，以調整因子，將設計地震之水平譜加速度係數，予以適度放大：

$$S_S^{(D)} = N_A^{(D)} S_S^D \quad (8a)$$

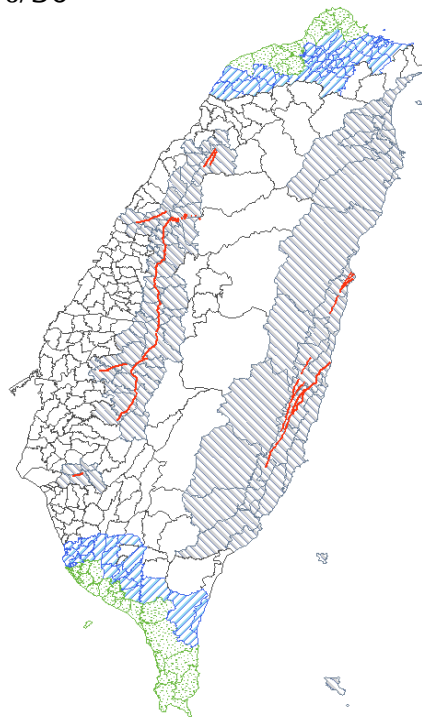
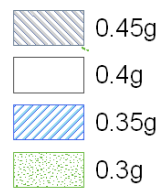
$$S_1^{(D)} = N_V^{(D)} S_1^D \quad (8b)$$

其中 $S_S^{(D)}$ 及 $S_1^{(D)}$ 分別為考慮近斷層效應後的設計地震之震區短週期及一秒週期水平譜加速度係數； $N_A^{(D)}$ 及 $N_V^{(D)}$ 分別為設計地震反應譜等加速度段及等速度段之近斷層調整因子。

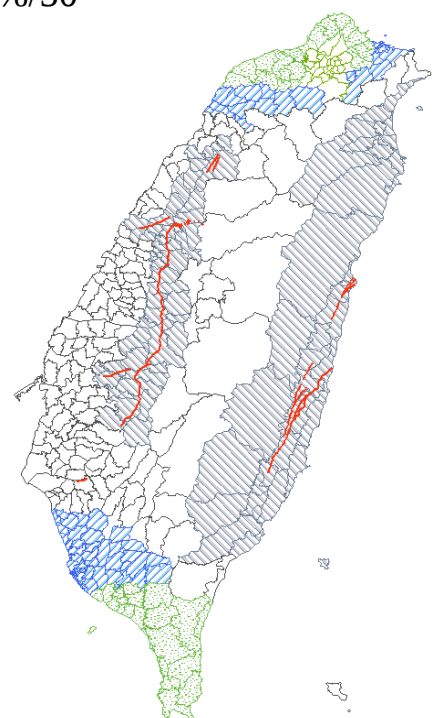
S_S^D for 10%/50



S_1^D for 10%/50



(a) 短週期



(b) 一秒週期

圖 4 震區水平譜加速度係數分布圖(內政部營建署，2011)

工址離活動斷層愈近，近斷層調整因子 $N_A^{(D)}$ 及 $N_V^{(D)}$ 愈大，其變化視不同之活動斷層而異。若工址離活動斷層足夠遠，則近斷層效應可予忽略，調整因子設為一，即 $N_A^{(D)} = N_V^{(D)} = 1$ 。規範彙整七組活動斷層，依據工址與活動斷層之水平距離 r ，查其表 2-4-1 至 7，可得近斷層調整因子 $N_A^{(D)}$ 及 $N_V^{(D)}$ 。等加速度段及等速度段之近斷層調整因子並不相同，即 $N_A^{(D)} \neq N_V^{(D)}$ 。以近車龍埔斷層為例，依規範表 2-4-1，近斷層調整因子 $N_A^{(D)}$ 及 $N_V^{(D)}$ 列於表 2。

表 2 近車龍埔斷層之調整因子 $N_A^{(D)}$ 及 $N_V^{(D)}$ (內政部營建署，2011)

	$r < 2 \text{ km}$	$2 < r < 5 \text{ km}$	$5 < r < 8 \text{ km}$	$8 < r < 12 \text{ km}$	$12 \text{ km} < r$
$N_A^{(D)}$	1.23	1.16	1.07	1.03	1.00
$N_V^{(D)}$	1.36	1.32	1.22	1.10	1.00

工址之設計譜加速度，會因地盤之堅實程度，而有所變化。一般而言，相對於堅實地盤，軟弱地盤之設計譜加速度會較大。地盤之堅實程度，以其剪力波速 V_s 量化之。工址地表面下 30 公尺內土層之平均剪力波速 V_{s30} 為土層之總厚度 $\sum_{i=1}^n d_i$ 與其總波傳時間 $\sum_{i=1}^n d_i / V_{si}$ 之商：

$$V_{s30} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n d_i / V_{si}} \quad (9)$$

其中土層之總厚度須滿足 $\sum_{i=1}^n d_i = 30 \text{ m}$ ； d_i / V_{si} 為第 i 層土層之波傳時間(單位為 s)。若工址地表面下 30 公尺內土層之平均剪力波速為 $V_{s30} \geq 270 \text{ m/s}$ 者，屬第一類地盤(堅實地盤)；若 $180 \leq V_{s30} < 270 \text{ m/s}$ ，屬第二類地盤(普通地盤)；若 $V_{s30} < 180 \text{ m/s}$ ，屬第三類地盤(軟弱地盤)(表 3)。

表 3 地盤分類(內政部營建署，2011)

地盤分類	地表面下 30 公尺內土層之平均剪力波速(m/s)
第一類地盤(堅實地盤)	$V_{S30} \geq 270$
第二類地盤(普通地盤)	$180 \leq V_{S30} < 270$
第三類地盤(軟弱地盤)	$V_{S30} < 180$

設計地震之震區短週期及一秒週期水平譜加速度係數 S_S^D 及 S_1^D ，係以堅實地盤為基準；而設計地震反應譜等加速度段及等速度段之近斷層調整因子 $N_A^{(D)}$ 及 $N_V^{(D)}$ ，亦以堅實地盤為基準。因此，地盤若非堅實，設計水平譜加速度係數必須予以調整：

$$S_{DS} = F_a^{(D)} S_S^{(D)} = F_a^{(D)} N_A^{(D)} S_S^D \quad (10a)$$

$$S_{D1} = F_v^{(D)} S_1^{(D)} = F_v^{(D)} N_V^{(D)} S_1^D \quad (10b)$$

其中 S_S^D 及 S_1^D 分別為設計地震之工址短週期及一秒週期水平譜加速度係數； $F_a^{(D)}$ 及 $F_v^{(D)}$ 分別為設計地震的反應譜等加速度段及等速度段之工址放大係數(表 4)。

因為係以堅實地盤為基準，若為堅實地盤(第一類地盤)，工址放大係數為一，即 $F_a^{(D)} = 1.0$ 及 $F_v^{(D)} = 1.0$ ；若為非堅實地盤(第二及三類地盤)，工址放大係數大於或等於一，即 $1.0 \leq F_a^{(D)}$ 及 $1.0 \leq F_v^{(D)}$ 。工址放大係數 $F_a^{(D)}$ 及 $F_v^{(D)}$ 與設計地震之回歸期無關，僅與考慮近斷層效應後之震區短週期及一秒週期水平譜加速度係數 $S_S^{(D)}$ 及 $S_1^{(D)}$ 相關。由考慮近斷層效應後之震區短週期水平譜加速度係數 $S_S^{(D)}$ ，查表 4(a)，得對應的反應譜等加速度段之工址放大係數 $F_a^{(D)}$ ；由考慮近斷層效應後之震區一秒週期水平譜加速度係數 $S_1^{(D)}$ ，查表 4(b)，得對應的反應譜等速度段之工址放大係數 $F_v^{(D)}$ 。若考慮近斷層效應後之震區水平譜加速度係數 $S_S^{(D)}$ 及 $S_1^{(D)}$

並非恰為表列之數值，則採線性內插，求工址放大係數 $F_a^{(D)}$ 及 $F_v^{(D)}$ 。

表 4 工址放大係數(內政部營建署，2011)

(a) $F_a^{(D)}$

地盤分類	$S_s^{(D)} \leq 0.5$	$S_s^{(D)} = 0.6$	$S_s^{(D)} = 0.7$	$S_s^{(D)} = 0.8$	$0.9 \leq S_s^{(D)}$
第一類地盤(堅實地盤)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
第二類地盤(普通地盤)	1.1	1.1	1.0	1.0	1.0
第三類地盤(軟弱地盤)	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0

(b) $F_v^{(D)}$

地盤分類	$S_1^{(D)} \leq 0.3$	$S_1^{(D)} = 0.35$	$S_1^{(D)} = 0.4$	$S_1^{(D)} = 0.45$	$0.5 \leq S_1^{(D)}$
第一類地盤(堅實地盤)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
第二類地盤(普通地盤)	1.5	1.4	1.3	1.2	1.1
第三類地盤(軟弱地盤)	1.8	1.7	1.6	1.5	1.4

地盤愈軟弱，工址放大係數 $F_a^{(D)}$ 及 $F_v^{(D)}$ 愈大，故第三類地盤(軟弱地盤)之工址放大係數，較第二類(普通地盤)大。當考慮近斷層效應後之震區水平譜加速度係數 $S_s^{(D)}$ 或 $S_1^{(D)}$ 愈高，土壤愈為非線性，地盤軟化之程度愈顯著，第三類(軟弱)、第二類(普通)及第一類(堅實)地盤之差異愈形縮短，工址放大係數 $F_a^{(D)}$ 及 $F_v^{(D)}$ 愈小，其值愈接近一。地盤愈軟弱，地盤之振動週期愈長，對長週期之結構影響較大，故反應譜等速度段之工址放大係數 $F_v^{(D)}$ 較等加速度段 $F_a^{(D)}$ 為大。

當結構為剛體，即其基本振動週期 $T=0$ ，結構之運動與地表同，475 年回歸期設計地震之工址水平譜加速度 S_{ad} ，即為 475 年回歸期設計地震之最大地表加速度。因此，當結構之基本振動週期為零時，其 475 年回歸期設計地震之工

址水平譜加速度為等效最大地表加速度(effective peak ground acceleration, EPA)：

$$A_{\max}^{(D)} = 0.4S_{DS} \quad (11)$$

其中 $A_{\max}^{(D)}$ 為設計地震之工址等效最大地表加速度，乃重力加速度 g 之比值。

綜上所述，若工址坐落在第一、二及三類地盤，其設計地震之等效最大地表加速度 $A_{\max}^{(D)}$ 及最大地表速度 $V_{\max}^{(D)}$ 的設定程序，彙整如下：

- (1) 由工址之行政區，查規範表 2-1，得設計地震之震區短週期及一秒週期水平譜加速度係數 S_S^D 及 S_1^D 。
- (2) 由工址與斷層之距離，查規範表 2-4-1 至 2-4-7，得設計地震反應譜等加速度段及等速度段之近斷層調整因子 $N_A^{(D)}$ 及 $N_V^{(D)}$ 。
- (3) 根據工址之地質鑽探，實測或估算各土層之平均剪力波速(式(5)及式(6))，再以式(9)計算工址地表面下 30 公尺內之土層平均剪力波速 V_{S30} ，並據表 3 作地盤分類。
- (4) 由地盤種類、 $S_S^{(D)} = N_A^{(D)} S_S^D$ 及 $S_1^{(D)} = N_V^{(D)} S_1^D$ ，查規範表 2-5(a)及(b)或本文之表 4，線性內插得設計地震反應譜等加速度段及等速度段之工址放大係數 $F_a^{(D)}$ 及 $F_v^{(D)}$ 。
- (5) 由式(10a)及(10b)，分別設計地震之工址短週期及一秒週期水平譜加速度係數 S_{DS} 及 S_{D1} 。
- (6) 由式(11)計算設計地震之工址等效最大地表加速度 $A_{\max}^{(D)}$ ，由式(4)計算設計地震之工址最大地表速度 $V_{\max}^{(D)}$ 。

若工址座落於新北市或臺北市，但在臺北盆地以外，則依第一、二或三類

地盤，設定其設計地震之工址等效最大地表加速度 $A_{\max}^{(D)}$ 及工址最大地表速度 $V_{\max}^{(D)}$ ；屬此情況之區里及其震區譜加速度係數 S_S^D 及 S_1^D ，列於規範表 2-6(b)。

在臺北盆地內，受到盆地及其沖積層之影響，長週期之地盤效應明顯，故設計地震之工址短週期與中長週期的分界 T_0^D 大於一秒。因此，設計地震之工址水平加速度反應譜，改以工址之短週期設計水平譜加速度係數 S_{DS} 及短週期與中長週期的分界 T_0^D ，設定之(表 5)。

臺北盆地依區里細分為三區，分別為臺北一、二及三區。根據工址座落之區里，由規範表 2-6(a)，可查得其微分區；再由規範表 2-6(c)，可查得設計地震之工址短週期水平譜加速度係數 S_{DS} ，與短週期與中長週期的分界 T_0^D 。臺北盆地三個微分區之工址短週期水平譜加速度係數皆為 $S_{DS} = 0.6$ ，而短週期與中長週期的分界 T_0^D ，以臺北一區最長， $T_0^D = 1.60$ s；臺北二區次之， $T_0^D = 1.30$ s；而臺北三區最短， $T_0^D = 1.05$ s；但皆長於一秒(表 5)。

在臺北盆地，設計地震之工址一秒週期水平譜加速度係數 S_{D1} 為：

$$S_{D1} = S_{DS} T_0^D \quad (12)$$

表 5 臺北盆地各微分區之工址短週期設計水平譜加速度係數 S_{DS} 及短週期與中長週期的分界 T_0^D (內政部營建署，2011)

微分區	S_{DS}	T_0^D (s)
臺北一區	0.6	1.60
臺北二區	0.6	1.30
臺北三區	0.6	1.05

綜上所述，若工址坐落在臺北盆地，其設計地震之等效最大地表加速度 $A_{\max}^{(D)}$

及最大地表速度 $V_{\max}^{(D)}$ 的設定程序，彙整如下：

- (1) 由臺北盆地工址之行政區，查規範表 2-6(a)，得臺北盆地微分區：臺北一區、臺北二區或臺北三區。
- (2) 由工址之臺北盆地微分區，查規範表 2-6(c)或本文之表 5，得設計地震之工址短週期水平譜加速度係數 S_{DS} ，與短週期與中長週期的分界 T_0^D 。
- (3) 由式(11)計算 475 年回歸期設計地震之工址等效最大地表加速度 $A_{\max}^{(D)}$ ，由式(12)及式(4)計算 475 年回歸期設計地震之工址最大地表速度 $V_{\max}^{(D)}$ 。

3.4 最大考量地震之最大地表加速度與最大地表速度

最大考量地震訂為 50 年內超越機率為 2% (回歸期 2,475 年)，以 50 年 2%超越機率之短週期水平譜加速度，設定為最大考量地震之震區短週期水平譜加速係數，以 S_S^M 表示；以 50 年 2%超越機率之一秒週期水平譜加速度，設定為最大考量地震之震區一秒週期水平譜加速係數 S_1^M 。

從規範之表 2-1 及表 2-6(b)，可查得 S_S^M 及 S_1^M ，其數值皆分為四種，分別為 S_S^D ：0.7、0.8、0.9 及 1.0； S_1^M ：0.4、0.45、0.5 及 0.55，如表 6 所列，其空間之分布如圖 4 所示。臺北市及新北市之臺北盆地微分區劃分另見規範之表 2-6(a)及(c)。

表 6 最大考量地震之工址設計水平譜加速係數

(b) 最大考量地震之工址短週期水平譜加速係數

S_S^M	1.00	0.90	0.80	0.70
---------	------	------	------	------

(b) 最大考量地震之工址一秒週期水平譜加速係數

S_1^M	0.55	0.50	0.45	0.40
---------	------	------	------	------

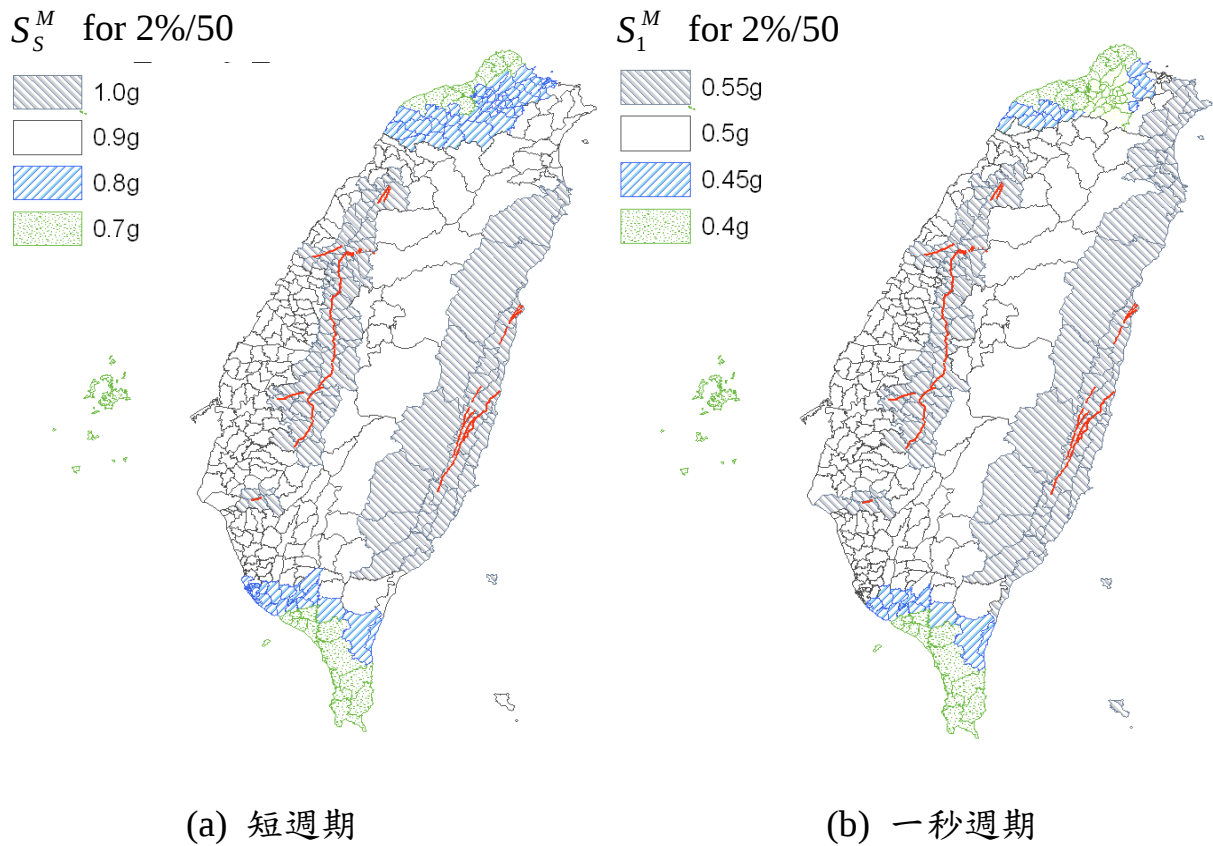


圖 5 最大考量地震之震區水平譜加速度係數分布圖(內政部營建署，2011)

最大考量地震之水平譜加速度係數 S_S^M 及 S_1^M (圖 5)，尚未納入近斷層之效應。因此，若工址鄰近活動斷層，以調整因子，將設計地震之水平譜加速度係數，予以適度放大：

$$S_S^{(M)} = N_A^{(M)} S_S^M \quad (13a)$$

$$S_1^{(M)} = N_V^{(M)} S_1^M \quad (13b)$$

其中 $S_S^{(M)}$ 及 $S_1^{(M)}$ 分別為考慮近斷層效應後的最大考量地震之震區短週期及一秒週期水平譜加速度係數； $N_A^{(M)}$ 及 $N_V^{(M)}$ 分別為最大考量地震反應譜等加速度段及等速度段之近斷層調整因子。

工址離活動斷層愈近，近斷層調整因子 $N_A^{(M)}$ 及 $N_V^{(M)}$ 愈大，其變化視不同之

活動斷層而異。若工址離活動斷層足夠遠，則近斷層效應可予忽略，調整因子設為一，即 $N_A^{(M)} = N_V^{(M)} = 1$ 。規範彙整七組活動斷層，依據工址與活動斷層之水平距離 r ，查其表 2-4-1 至 7，可得近斷層調整因子 $N_A^{(M)}$ 及 $N_V^{(M)}$ 。等加速度段及等速度段之近斷層調整因子並不相同，即 $N_A^{(M)} \neq N_V^{(M)}$ 。以近車龍埔斷層為例，依規範表 2-4-1，近斷層調整因子 $N_A^{(M)}$ 及 $N_V^{(M)}$ 列於表 7。

表 7 近車龍埔斷層之調整因子 $N_A^{(M)}$ 及 $N_V^{(M)}$ (內政部營建署，2011)

	$r < 2 \text{ km}$	$2 < r < 5 \text{ km}$	$5 < r < 8 \text{ km}$	$8 < r < 12 \text{ km}$	$12 \text{ km} < r$
$N_A^{(M)}$	1.25	1.20	1.10	1.03	1.00
$N_V^{(M)}$	1.50	1.45	1.30	1.15	1.00

最大考量地震之震區短週期及一秒週期水平譜加度係數 S_S^M 及 S_1^M ，係以堅實地盤為基準；而最大考量地震反應譜等加速度段及等速度段之近斷層調整因子 $N_A^{(M)}$ 及 $N_V^{(M)}$ ，亦以堅實地盤為基準。因此，地盤若非堅實，最大考量地震水平譜加速度係數必須予以調整：

$$S_{MS} = F_a^{(M)} S_S^{(M)} = F_a^{(M)} N_A^{(M)} S_S^M \quad (14a)$$

$$S_{M1} = F_v^{(M)} S_1^{(M)} = F_v^{(M)} N_V^{(M)} S_1^M \quad (14b)$$

其中 S_{MS} 及 S_{M1} 分別為最大考量地震之工址短週期及一秒週期水平譜加度係數； $F_a^{(M)}$ 及 $F_v^{(M)}$ 分別為最大考量地震的反應譜等加速度段及等速度段之工址放大係數(表 8)。

表 8 工址放大係數(內政部營建署，2011)

(a) $F_a^{(M)}$

地盤分類	$S_s^{(M)} \leq 0.5$	$S_s^{(M)} = 0.6$	$S_s^{(M)} = 0.7$	$S_s^{(M)} = 0.8$	$0.9 \leq S_s^{(M)}$
第一類地盤(堅實地盤)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
第二類地盤(普通地盤)	1.1	1.1	1.0	1.0	1.0
第三類地盤(軟弱地盤)	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0

(b) $F_v^{(M)}$

地盤分類	$S_1^{(M)} \leq 0.3$	$S_1^{(M)} = 0.35$	$S_1^{(M)} = 0.4$	$S_1^{(M)} = 0.45$	$0.5 \leq S_1^{(M)}$
第一類地盤(堅實地盤)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
第二類地盤(普通地盤)	1.5	1.4	1.3	1.2	1.1
第三類地盤(軟弱地盤)	1.8	1.7	1.6	1.5	1.4

當結構之基本振動週期為零時，其最大考量地震之工址水平譜加速度為等效最大地表加速度(effective peak ground acceleration, EPA)：

$$A_{\max}^{(M)} = 0.4S_{MS} \quad (15)$$

綜上所述，若工址坐落在第一、二及三類地盤，其最大考量地震之等效最大地表加速度 $A_{\max}^{(M)}$ 及最大地表速度 $V_{\max}^{(M)}$ 的設定程序，彙整如下：

- (1) 由工址之行政區，查規範表 2-1，得最大考量地震之震區短週期及一秒週期水平譜加速度係數 S_s^M 及 S_1^M 。
- (2) 由工址與斷層之距離，查規範表 2-4-1 至 2-4-7，得最大考量地震反應譜等加速度段及等速度段之近斷層調整因子 $N_A^{(M)}$ 及 $N_V^{(M)}$ 。

- (3) 根據工址之地質鑽探，實測或估算各土層之平均剪力波速(式(5)及式(6))，再以式(9)計算工址地表面下 30 公尺內之土層平均剪力波速 V_{s30} ，並據表 3 作地盤分類。
- (4) 由地盤種類、 $S_S^{(M)} = N_A^{(M)} S_S^M$ 及 $S_1^{(M)} = N_V^{(M)} S_1^M$ ，查規範表 2-5(a)及(b)或本文之表 8，線性內插得最大考量地震反應譜等加速度段及等速度段之工址放大係數 $F_a^{(M)}$ 及 $F_v^{(M)}$ 。
- (5) 由式(14a)及(14b)，分別得最大考量地震之工址短週期及一秒週期水平譜加速度係數 S_{MS} 及 S_{M1} 。
- (6) 由式(3)計算最大考量地震之工址等效最大地表加速度 $A_{\max}^{(M)}$ ，由式(4)計算最大考量地震之工址最大地表速度 $V_{\max}^{(M)}$ 。

若工址座落於新北市或臺北市，但在臺北盆地以外，則依第一、二或三類地盤，設定其最大考量地震之工址等效最大地表加速度 $A_{\max}^{(M)}$ 及工址最大地表速度 $V_{\max}^{(M)}$ ；屬此情況之區里及其震區譜加速度係數 S_S^M 及 S_1^M ，列於規範表 2-6(b)。

在臺北盆地內，改以最大考量地震之工址短週期設計水平譜加速度係數 S_{MS} 及短週期與中長週期的分界 T_0^M ，設定之(表 9)。

臺北盆地依區里細分為三區，分別為臺北一、二及三區。根據工址座落之區里，由規範表 2-6(a)，可查得其微分區；再由規範表 2-6(c)，可查得最大考量地震之工址短週期水平譜加速度係數 S_{MS} ，與短週期與中長週期的分界 T_0^M 。臺北盆地三個微分區之工址短週期水平譜加速度係數皆為 $S_{MS} = 0.8$ ，而短週期與中長週期的分界 T_0^M 同 T_0^D (表 9)。

表 9 臺北盆地各微分區之工址短週期設計水平譜加速度係數 S_{MS} 及短週期與中長週期的分界 T_0^M (內政部營建署，2011)

微分區	S_{MS}	T_0^M (s)
臺北一區	0.8	1.60
臺北二區	0.8	1.30
臺北三區	0.8	1.05

在臺北盆地，最大考量地震之工址一秒週期水平譜加速度係數 S_{M1} 為：

$$S_{M1} = S_{MS} T_0^M \quad (16)$$

綜上所述，若工址坐落在臺北盆地，其最大考量地震之等效最大地表加速度 $A_{\max}^{(M)}$ 及最大地表速度 $V_{\max}^{(M)}$ 的設定程序，彙整如下：

- (1) 由臺北盆地工址之行政區，查規範表 2-6(a)，得臺北盆地微分區：臺北一區、臺北二區或臺北三區。
- (2) 由工址之臺北盆地微分區，查規範表 2-6(c)或本文之表 9，得最大考量地震之工址短週期水平譜加速度係數 S_{MS} ，與短週期與中長週期的分界 T_0^M 。
- (3) 由式(15)計算最大考量地震之工址等效最大地表加速度 $A_{\max}^{(M)}$ ，由式(16)及式(4)計算最大考量地震之工址最大地表速度 $V_{\max}^{(M)}$ 。

3.5 土壤液化評估之地震規模

在土壤液化評估中，不僅考慮最大地表加速度值 $A_{\max}$ ，也考量地震規模大小。此地震規模，在現行「建築物耐震設計規範及解說」(內政部營建署，2011)中，增訂該條文之解說，透過地震危害度分析的參數拆解，可以得到對應不同回歸期之控制地震規模。在設計地震之下，回歸期為 475 年，地震規模之分區如圖 6 所示，共有四區，規模分別為 6.7、6.9、7.1 及 7.3。在最大考量地震之下，回歸期為 2,475 年，相較於設計地震，各區之規模提高 0.2，故仍為四區，規模分別為 6.9、7.1、7.3 及 7.5。

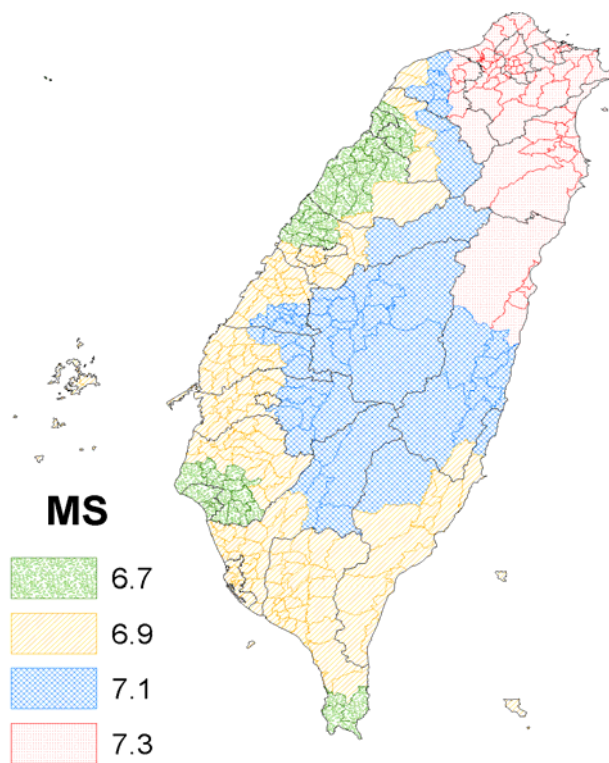


圖 6 設計地震下，土壤液化潛能評估使用之地震規模分區圖

4. 管線耐震設計所考慮之土壤液化與設計沉陷量

根據工址所在地之工程鑽孔資料，包含各土層的 SPT-N 值、相對密度、顆粒大小分佈特性、類別(黏土、砂土或礫石)、細料含量、塑性指數等，可計算在給定的地震規模和最大地表加速度作用下，工址所在地的液化潛能指數，並據以判識在給定條件下土壤是否有液化的疑慮。一般而言，如推估之液化潛能指數大於 15，表示該工址之土壤有液化的可能。

考慮回歸期 475 年的設計地震，在計算工址液化潛能指數時，可以前一節的方法，計算對應之最大地表加速度，以及控制地震規模，亦即大地工程基礎設計時之液化潛能評估的需求，所建議使用之設計地震的控制地震規模的分布。因此，進行地下管線設計之液化潛能評估時，可依據工址所在地的工程鑽孔資料，配合工址之最大地表加速度、近斷層效應、場址放大效應以及控制地震規模，進行液化潛能指數的計算，藉以判定在設計年限內是否有液化的疑慮。如考量回歸期 2475 年的最大可能地震時，可依循前述流程進行土壤液化潛能指數的推估，但改採該回歸期所對應之工址的最大地表加速度和控制地震規模。

如經判識工址之土壤有液化的可能性時，須進一步推估一旦土壤液化時可能引致的震陷量。參考葉錦勳(2003)和其它既有文獻可知，土壤液化時的震陷量除與工址的土壤特性有關外，也與地震規模和地表最大加速度息息相關。理論上，根據工址所在地的工程鑽孔資料，配合 Ishihara (1993)所建議的分析流程和經驗式，即可推估該工址在設計地震作用下的震陷量。然而，工程師對於土壤液化引致震陷量的推估模式較不熟悉；其次，Ishihara (1993)所提的經驗式乃根據特定砂質的研究成果，並不一定適用於其它類別的土壤。為兼顧保守與不確定因素，在推估土壤液化引致的震陷量時，可暫不考慮地震規模和最大地表加速度對震陷量的影響，逕以該工址之土壤液化時的可能最大震陷量作為設計時的參考數據。對於重要地下管線應運用較精細的震陷量推估模式，其它一般地

下管線可採用以下較簡易的步驟推估土壤液化可能引致的震陷量。

一般而言，某工址之土壤液化時的震陷量與該地區受震時是否容易發生土壤液化現象有密切關係；亦即在相同地震規模(或延時)之地震作用下，如引致土壤發生液化現象的最大地表加速度越小，則該工址越容易發生土壤液化現象，且一旦液化時的震陷量也越大。參考葉錦勳(2003)的研究成果，可利用工址的工程鑽孔資料(含地下水位資訊)，計算在地震規模 7.5 和不同最大地表加速度作用下的液化潛能指數，並找出液化潛能指數超過 15 的最大地表加速度門檻值，簡稱 PGA_T 。參考表 10，根據 PGA_T 值的大小可推估工址之土壤所屬的液化敏感類別及其一旦發生液化現象時的最大震陷量。為保守起見，表 10 所列之不同液化敏感類別的設計震陷量已考慮安全係數和不確定因素。

表 10 不同液化敏感類別之設計震陷量(經濟部水利署，2013)

液化敏感類別	PGA_T	設計震陷量
極高	$\leq 0.15g$	110 cm
高	$> 0.15g$ 且 $\leq 0.2g$	100 cm
中	$> 0.2g$ 且 $\leq 0.25g$	90 cm
低	$> 0.25g$ 且 $\leq 0.35g$	70 cm
極低	$> 0.35g$ 且 $\leq 0.5g$	40 cm

5. 自來水延性鑄鐵管之耐震計算與檢核

5.1 耐震分析原則與流程

一般而言，延性鑄鐵管鋪設之耐震設計步驟為：(1)選定路徑；(2)調查地震及地盤運動潛勢；(3)設定耐震需求；(4)進行耐震計算與檢核；(5)選擇接頭形式。

ISO 16134 之延性鑄鐵管耐震計算與檢核流程如圖 7 所示，依序為：(1)設定地震動(工址之設計地表加速度)；(2)計算地盤之震動週期；(3)計算入射地震剪力波之波長；(4)計算水平向之地盤變位振幅；(5)代入選定管材之資料；(5)檢核管體之合成應力、接頭之軸向伸縮量、接頭之撓曲角；(7)就選定管材進行迭代，直到檢核項目均通過；(8)決定工址發生土壤液化之可能性，若果，須進行地盤變形之檢核。

日本水道協會之管線耐震計算與檢核流程，如圖 8 所示，概念與 ISO 16134 相似。不同的地方，是分別以第一級地震動的 S_v (基盤地震動之速度反應)、 K'_{h1} (基盤面設計水平震度值)，以及第二級地震動的 S'_v (基盤地震動之速度反應)，作為定義設計地震動的依據。

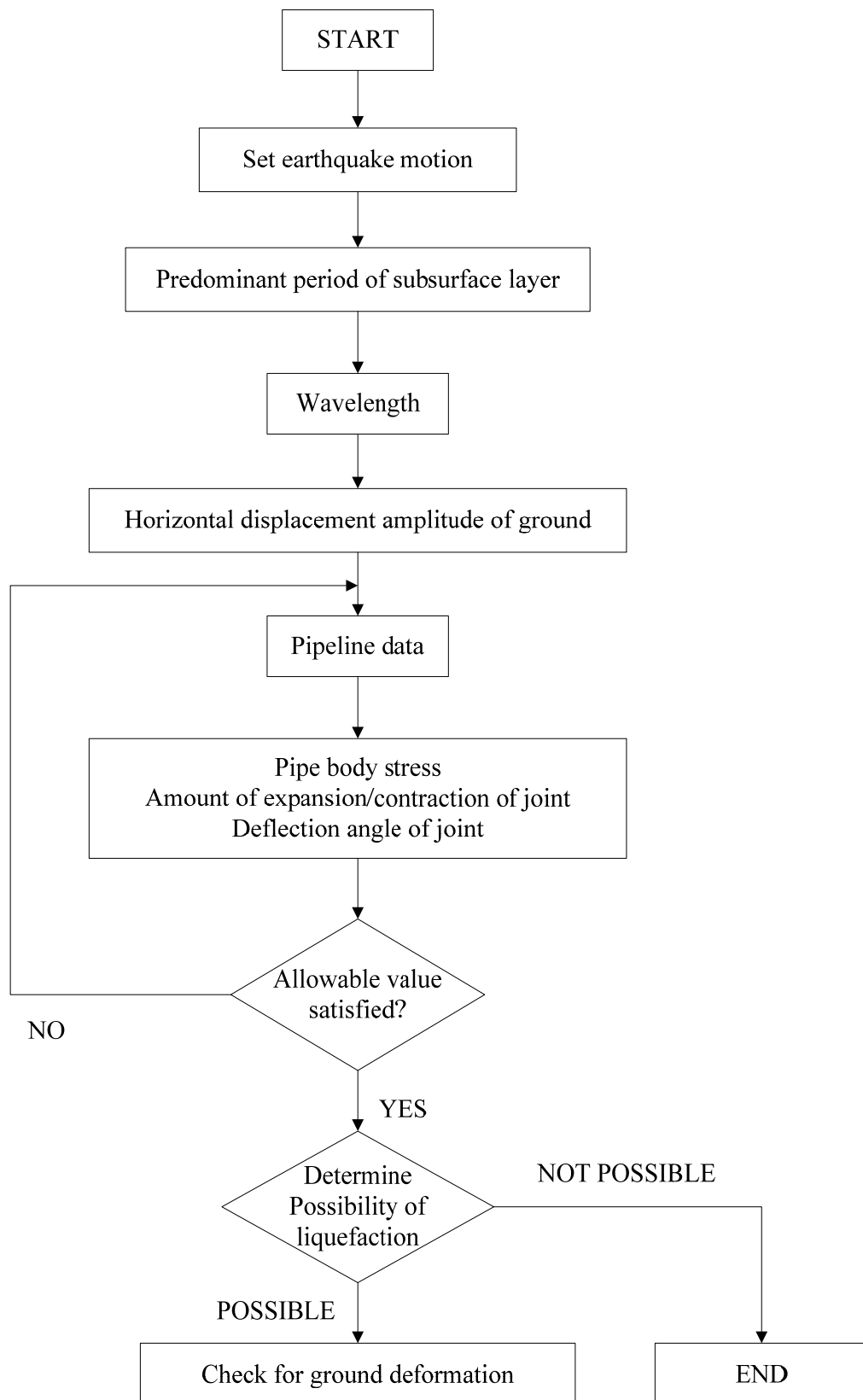


圖 7 ISO 16134 延性鑄鐵管耐震計算與檢核流程圖(ISO, 2006)

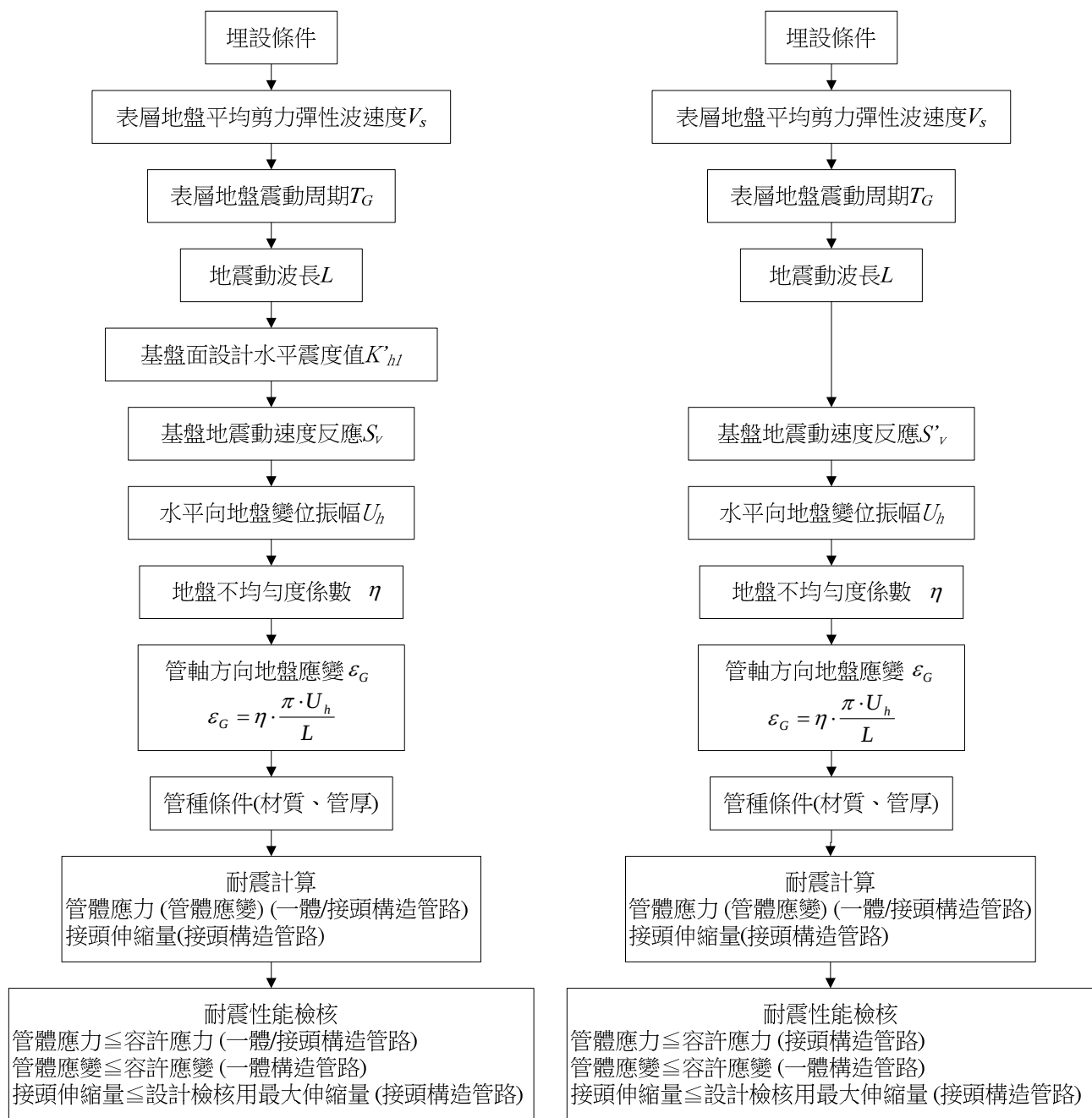


圖 8 日本水道協會管線耐震計算與檢核流程流程圖(日本水道協會，2009)

5.2 地震動耐震計算與檢核

(a) 地盤變位振幅

按 ISO 16134，管線中心線深度 z (單位 m)處，水平向地盤變位振幅 U_h (單位 m)與地表加速度有關，可表為：

$$U_h = \left(\frac{T_G}{2\pi} \right)^2 \cdot a \cdot \cos \frac{\pi z}{2H} \quad (17)$$

其中

T_G ：地盤震動週期(單位 s)；

a ：設計之地表加速度(單位 m/s^2)；

H ：地盤(基層岩盤以上)之厚度(單位 m)。

因此，進行延性鑄鐵管耐震設計(分析)時，倘若依循 ISO 16134 水平向地盤變位振幅之假設，則可採前節之回歸期 475 年的設計地震(10% in 50 years)，或回歸期 2,475 年的最大考量地震(2% in 50 years)，決定出工址之最大地表加速度 $A_{\max}$ ，再進行後續的計算與檢核。

若按日本水道協會「水道設施耐震工法指針解說、設計事例集」(2009)，則水平向地盤變位振幅 U_h 與地表速度有關，可表為：

$$U_h = \begin{cases} \frac{2}{\pi^2} S_V T_G K'_{h1} \cos \frac{\pi z}{2H} & \text{(第一級地震動)} \\ \frac{2}{\pi^2} S'_V T_G \cos \frac{\pi z}{2H} & \text{(第二級地震動)} \end{cases} \quad (18)$$

其中 U_h 單位為 cm， T_G 為地盤震動週期(單位 s)， H 為表層地盤之厚度(單位 m)； S_V 、 S'_V 分別為第一級、第二級地震動的基盤地震動速度反應(最大地表速度，cm/s)，可由地盤震動週期 T_G 之值，參照日本「水道設施耐震工法指針解說、設計事例集」所提供之設計速度反應譜而得到， K'_{h1} 則為基盤面設計水平震度值，一般取 0.15。

日本之設計用速度反應譜如圖 9 所示，可以查得第一級、第二級地震動的基盤地震動速度 S_V 與 S'_V 。前者乃單自由度土層模型，在阻尼 20%、正規化地震紀錄多筆(最大地表加速度均調至 1.0g)之下，迴歸所得之地表最大速度之曲線，

使用時，應搭配基盤面設計水平震度值 K'_{hl} 以還原之；後者乃 1995 年阪神地震中，斷層 10 公里內五筆基(岩)盤地震紀錄之分析結果，並依超越機率之不同，有下限值 70 與上限值 100 cm/s 之不同速度反應譜的區別，可斟酌選用。

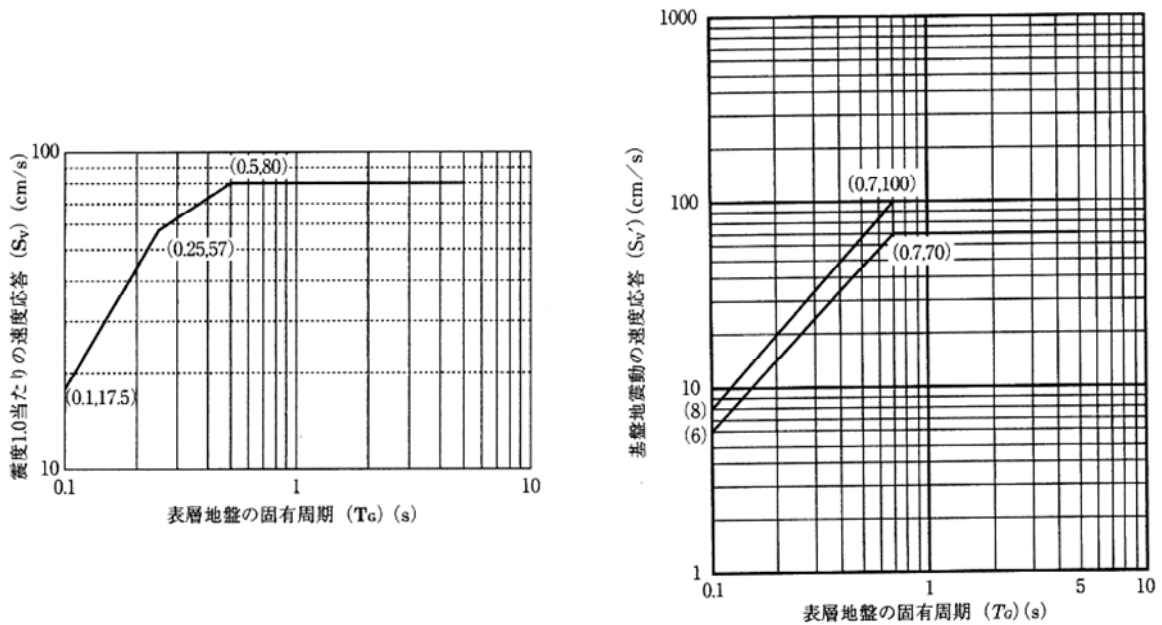


圖 9 設計用速度反應譜(左：第一級，右：第二級地震動；日本水道協會，2009)

因此，國內在進行延性鑄鐵管耐震設計(分析)時，倘若依循日本的水平向地盤變位振幅的假設，則除可參用上述日本設計速度反應譜外，亦可採前節之回歸期 475 年的設計地震(10% in 50 years)，或回歸期 2,475 年的最大考量地震(2% in 50 years)，決定出工址之最大地表速度 V_{max} ，再進行後續的計算與檢核。

承前，管軸方向之地盤應變為：

$$\varepsilon_G = \frac{\pi \cdot U_h}{L} \quad (19)$$

其中， L 為入射地震波(SH 波)的波長(單位 m)。

日本「水道設施耐震工法指針解說、設計事例集」考慮地盤均勻性的問題，建議在計算 ε_G 時，可再乘一地盤不均勻度係數 η ，其值可介於 1.0 ~ 2.0 之間。

(b) 檢核項目

首先，為管體之合成應力 σ_x (單位 Pa)：

$$\sigma_x = \sqrt{w \cdot \sigma_L^2 + \sigma_B^2} \quad (20)$$

其值應不高於管壁的材料強度(延性鑄鐵抗拉強度 420MPa、檢核時常以 270MPa 為容許應力)。上式中， σ_L 、 σ_B 分別為管體的軸向應力(單位 Pa)與撓曲應力(單位 Pa)， w 為依管線重要性而賦予之加權係數，其值可介於 1.00~3.12 之間。

其次，為接頭之軸向伸縮量 u (單位 m)，依 ISO 16134 有：

$$u = \pm \varepsilon_G \cdot \ell \quad (21)$$

其值應不高於所選擇接頭的容許伸縮量。式中， ℓ 為延性鑄鐵管的標稱長度(單位 m)。上式為日本水道協會「水道設施耐震工法指針解說、設計事例集」(2009) 中的簡便計算方法，亦獲得 ISO 16134 的採納，日本同書另有一更精確但相對較複雜的計算方法，在此略而不論。

最後，為接頭之撓曲角 θ (單位 rad)：

$$\theta = \pm \frac{4\pi^2 \cdot \ell \cdot U_h}{L^2} \quad (22)$$

其值應不高於所選擇接頭的容許撓曲角。

一般情況下，純粹地震動引致之延性鑄鐵管接頭撓曲角，不論其振幅之大小，均極其有限；延性鑄鐵管接頭具有相當之容許撓曲角，主要仍為滿足施工性的要求。

考慮自來水延性鑄鐵管之 NS、S (S II)、K 型接頭，不同標稱管徑的接頭最大伸縮量與容許撓曲角，可參照表 11 所列規格(日本水道協會，2009)。

表 11 延性鑄鐵管各種接頭之最大伸縮量與容許撓曲角(日本水道協會，2009)

接頭型式	NS 型			S 型 (管徑 450mm 以下則為 S II 型)			K 型		
標稱管徑	直管配管用 最大伸縮量	容許 撓曲角	設計檢核用 最大伸縮量	直管配管用 最大伸縮量	容許 撓曲角	設計檢核用 最大伸縮量	直管配管用 最大伸縮量	容許 撓曲角	設計檢核用 最大伸縮量
mm	mm	deg	mm	mm	deg	mm	mm	deg	mm
75	± 45.5	4.00	± 42	± 45.5	4.00	± 42	± 40	5.00	± 31
100	± 45.5	4.00	± 41	± 45.5	4.00	± 41	± 40	5.00	± 29
150	± 60.0	4.00	± 54	± 60.5	4.00	± 54	± 40	5.00	± 25
200	± 60.0	4.00	± 52	± 60.5	4.00	± 52	± 40	5.00	± 20
250	± 60.0	4.00	± 50	± 60.5	4.00	± 51	± 40	4.17	± 20
300	± 69.0	3.00	± 60	± 75.5	3.00	± 66	± 64	5.00	± 35
350	± 70.0	3.00	± 60	± 75.5	3.00	± 65	± 64	4.83	± 32
400	± 71.0	3.00	± 60	± 75.5	3.00	± 63	± 64	4.17	± 33
450	± 73.0	3.00	± 60	± 75.5	3.00	± 62	± 64	3.83	± 32
500	± 75.0	3.33	± 60	± 77.0	3.33	± 61	± 64	3.33	± 33
600	± 75.0	2.83	± 60	± 77.0	2.83	± 61	± 64	2.83	± 32
700	± 75.0	2.50	± 60	± 77.0	2.50	± 61	± 64	2.50	± 32
800	± 75.0	2.17	± 60	± 77.0	2.17	± 61	± 64	2.17	± 32
900	± 75.0	2.00	± 60	± 77.0	2.00	± 60	± 64	2.00	± 31
1,000	± 80.0	1.83	± 60	± 78.5	1.83	± 61	± 72	1.83	± 38
1,100				± 78.5	1.67	± 61	± 72	1.67	± 38
1,200				± 78.5	1.50	± 62	± 72	1.50	± 39
1,350				± 78.5	1.50	± 60	± 72	1.33	± 39
1,500				± 81.0	1.50	± 60	± 72	1.17	± 40
1,600				± 72.5	1.50	± 50	± 85	1.50	± 41
1,650				± 72.5	1.50	± 50	± 90	1.50	± 45
1,800				± 75.0	1.50	± 50	± 95	1.50	± 46
2,000				± 77.5	1.50	± 50	± 105	1.50	± 51
2,100				± 80.0	1.50	± 51	± 110	1.50	± 53
2,200				± 80.0	1.50	± 50	± 115	1.50	± 55
2,400				± 82.5	1.50	± 50	± 125	1.50	± 60
2,600				± 85.5	1.50	± 50	± 141	1.50	± 70

(c) 實務考慮

實務上，自來水管線之設計，還須將「設計內壓」、「車載荷重」、「溫度變化」、「地盤下沉」等因素，對於管體合成應力、接頭軸向伸縮量(需求)的影響，一併予以考慮，其結果方為完整。

5.3 地震動耐震分析之說明

上述各檢核項目，涉及許多參數與計算方法，以下詳細說明之。

首先，所選定管線通過路徑之工址，各土層之平均剪力波速，若有實際量測之資料，採其實測值；若無，則以土壤鑽探之資料及分析結果，採經驗公式估算之。經驗公式按「建築物耐震設計規範及解說」(內政部營建署，2011)，若為黏性土層，第 i 層土層平均剪力波速 V_{Si} (單位 m/s)之估算值為：

$$V_{Si} = \begin{cases} 120 \cdot q_{ui}^{0.36}, & N_i < 2 \\ 100 \cdot N_i^{1/3}, & 2 \leq N_i \leq 25 \end{cases} \quad (23)$$

其中 q_{ui} 為第 i 層土層之單壓無圍壓縮強度(單位 kgf/cm²)； N_i 為第 i 層土層標準貫入試驗之平均 N 值。若為砂質土層，第 i 層土層平均剪力波速 V_{Si} (單位 m/s)之估算值為：

$$V_{Si} = 80 \cdot N_i^{1/3}, \quad 1 \leq N_i \leq 50 \quad (24)$$

由各土層之剪力波速，估算地盤之震動週期 T_G (單位為 s)：

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{d_i}{V_{Si}} \quad (25)$$

其中 d_i 為第 i 層土層之厚度(單位為 m)。

此外，入射地震波之波長 L 為地盤震動週期 T_G 下，表層剪力波波長 L_1 ，以及基層岩盤剪力波波長 L_2 ，二者的調和平均：

$$L = \frac{2L_1L_2}{L_1 + L_2} \quad (26)$$

其中

$$L_1 = V_{DS} \cdot T_G \quad L_2 = V_{BS} \cdot T_G \quad (27)$$

V_{DS} 、 V_{BS} 分別為表層與基層岩盤之剪力彈性波速(m/s)。前者依下式計算：

$$V_{DS} = \frac{4}{T_G} \cdot \sum_{i=1}^n d_i \quad (28)$$

後者按前述按驗公式計算。

另外，

$$L' = \sqrt{2}L$$

為沿管軸方向之外視波長(日本水道協會，2007)。

在計算管體合成應力 σ_x 之前，首先應決定地盤之剛性係數：

$$\begin{cases} K_{g1} = C_{g1} \cdot \frac{\gamma_t}{g} \cdot V_{s1} \\ K_{g2} = C_{g2} \cdot \frac{\gamma_t}{g} \cdot V_{s1} \end{cases} \quad (29)$$

其中

γ_t ：土壤之單位重(單位 kN/m³)；

g ：地表之重力加速度(9.8m/s²)，

V_{s1} ：管線位置處(第一層土層)之剪力彈性波速(單位 m/s)；

C_{g1} 、 C_{g2} ：管軸及垂直管軸方向，對應於單位長度埋設管線之土層剛性的常數，

一般取 $C_{g1} = 1.5$ 、 $C_{g2} = 3$ 。

其次，土層變位傳遞係數(transfer coefficients of ground deformation)， α_1 、 α_2 ，

可依下式計算：

$$\begin{cases} \alpha_1 = \left[1 + \frac{EA_r}{K_{g1}} \left(\frac{2\pi}{L'} \right)^2 \right]^{-1} \\ \alpha_2 = \left[1 + \frac{EI}{K_{g2}} \left(\frac{2\pi}{L} \right)^4 \right]^{-1} \end{cases} \quad (30)$$

其中

E ：延性鑄鐵之彈性模數($1.6 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$)；

A_r ：延性鑄鐵管之斷面積(單位 m^2)；

I ：延性鑄鐵管之面積慣性矩(單位 m^4)。

進行應力分析時，延性鑄鐵管之斷面積 A_r 與面積慣性矩 I 之計算，應考慮製造公差。若 T 為規格管厚，則為求保守起見，應取計算管厚 t 為 $0.9T$ ($T > 10\text{mm}$) 或 $T - 1.0$ ($T \leq 10\text{mm}$) (日本延性鑄鐵管協會，2012)。

其次，具伸縮可撓接頭管線之應力修正因子(stress correction factors)， ξ_1 、 ξ_2 ，可依下式計算：

$$\begin{cases} \xi_1 = \sqrt{\varphi_1^2 + \varphi_2^2} \cdot [\exp(v'\lambda_1 L') - \exp(-v'\lambda_1 L')]^{-1} \\ \xi_2 = \sqrt{\varphi_3^2 + \varphi_4^2} \end{cases} \quad (31)$$

其中

$$\begin{cases} \varphi_1 = [\exp(-v'\lambda_1 L') - \cos(2\pi v')] \cdot \exp(\mu'\lambda_1 L') \\ \quad - [\exp(v'\lambda_1 L') - \cos(2\pi v')] \cdot \exp(-\mu'\lambda_1 L') \\ \quad + 2 \sinh(v'\lambda_1 L') \cdot \cos(2\pi \mu') \\ \varphi_2 = 2 \sin(2\pi v') \cdot \sinh(\mu'\lambda_1 L') - 2 \sin(2\pi \mu') \cdot \sinh(v'\lambda_1 L') \\ \varphi_3 = f_3 \cdot e_3 - f_1 \cdot e_2 - f_4 \cdot e_1 - \sin(2\pi \mu) \\ \varphi_4 = e_4 + f_2 \cdot e_3 - f_2 \cdot e_2 - f_5 \cdot e_1 - \cos(2\pi \mu) \end{cases}$$

此外，

$$v = \ell / L$$

$$v' = \ell / L'$$

$$\mu = (\ell / 2) / L$$

$$\mu' = (\ell / 2) / L'$$

$$\beta = \sqrt[4]{K_{g2} / 4EI}$$

$$\lambda_1 = \sqrt{K_{g1} / EA_r}$$

式中，若取 $\mu(x) = x/L$ 、 $\mu'(x) = x/L'$ 代入，則得到的是直管 $x(0 \leq x \leq \ell)$ 處的應力修正因子 $\xi_1(x)$ 、 $\xi_2(x)$ ；這裡取 $x = \ell/2$ 乃直管的中央，此處應力修正因子之值最大，用於檢核管體之合成應力。

其他參數還有

$$\begin{cases} C_1 = \sin(v\beta L) \cdot \sinh(v\beta L) \\ C_2 = \sin(v\beta L) \cdot \cosh(v\beta L) \\ C_3 = \cos(v\beta L) \cdot \sinh(v\beta L) \\ C_4 = \cos(v\beta L) \cdot \cosh(v\beta L) \\ e_1 = \sin(\mu\beta L) \cdot \sinh(\mu\beta L) \\ e_2 = \sin(\mu\beta L) \cdot \cosh(\mu\beta L) \\ e_3 = \cos(\mu\beta L) \cdot \sinh(\mu\beta L) \\ e_4 = \cos(\mu\beta L) \cdot \cosh(\mu\beta L) \\ \Delta = (C_3 + C_2) \cdot (C_3 - C_2) + 2C_1^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} f_1 = \frac{1}{\Delta} \left\{ [C_1(C_4 - C_1) - C_3(C_3 + C_2) - C_1 \cos(2\pi v)] \cdot \frac{2\pi}{\beta L} + (C_3 + C_2) \sin(2\pi v) \right\} \\ f_2 = \frac{1}{\Delta} \left[C_1(C_3 - C_2) - C_4(C_3 + C_2) + (C_3 + C_2) \cos(2\pi v) + C_1 \cdot \frac{2\pi}{\beta L} \cdot \sin(2\pi v) \right] \\ f_3 = \frac{1}{\Delta} \left\{ [C_1(C_4 + C_1) - C_2(C_3 + C_2) - C_1 \cos(2\pi v)] \cdot \frac{2\pi}{\beta L} + (C_3 + C_2) \sin(2\pi v) \right\} \\ f_4 = \frac{1}{\Delta} \left\{ [C_3(C_4 + C_1) - C_2(C_4 - C_1) + (C_2 - C_3) \cos(2\pi v)] \cdot \frac{2\pi}{\beta L} - 2C_1 \sin(2\pi v) \right\} \\ f_5 = \frac{1}{\Delta} \left[(C_3 - C_2)^2 + 2C_1C_4 - 2C_1 \cos(2\pi v) - (C_2 - C_3) \cdot \frac{2\pi}{\beta L} \cdot \sin(2\pi v) \right] \end{cases}$$

如此，利用得到的土層變位傳遞係數 α_1 、 α_2 ，以及應力修正因子 ξ_1 、 ξ_2 ，可以計算出管體的軸向應力 σ_L 與撓曲應力 σ_B 分別為：

$$\begin{cases} \sigma_L = \xi_1 \cdot \alpha_1 \cdot \frac{\pi U_h \cdot E}{L} \\ \sigma_B = \xi_2 \cdot \alpha_2 \cdot \frac{2\pi^2 D U_h \cdot E}{L^2} \end{cases} \quad (32)$$

其中 D 為延性鑄鐵管的外徑(單位 m)。

5.4 地盤變形之檢核

地震引致之地盤沉陷、開裂或側向滑潰，可能影響管線安全，須予檢核。承前，ISO 16134 對於地震引致地盤永久變形之耐震檢核，要點為地盤變形可否經由接頭構造之容許伸縮量與容許撓曲角而吸收，以及接頭構造之防脫力是否足以避免管線脫接的發生。

(a) 管軸方向之地盤永久變形

假設在一管線鋪設長度 L 的範圍內，地盤應變為 ε_G ，則對於此範圍內，標稱管長為 L_p 、容許伸縮率為 β 之延性鑄鐵管共 n 只而言，應滿足：

$$\varepsilon_G \cdot L < n \cdot \beta \cdot L_p \quad (33)$$

同時，對於管徑 D 、防脫力 F_p 之延性鑄鐵管，當土壤摩擦力為 τ ，且作用拉脫力於單只接頭構造的最大管線範圍為 L_a 時，則應滿足：

$$F_p > \pi \cdot D \cdot \alpha \cdot \tau \cdot L_a \quad (34)$$

以避免管線脫接的發生。式中 α 為摩擦力折減係數，乃考慮土壤液化情況，土壤摩擦力可能較低時使用。

(b) 管軸垂直方向之地盤永久變形

管軸垂直方向如有地盤移動，例如土壤液化引致之側向滑潰或震陷變位，應採能吸收地盤變形之接頭構造管線。茲舉「水道設施耐震工法指針解說、設計事例集」(日本水道協會，2009)之範例，如圖 10 所示，在 66m 的範圍內，採用 11 只標稱管長 ℓ 為 6m 的防脫可撓管，所能承載之最大變位量 $H_{\max}$ 可表為：

$$H_{\max} = \ell \cdot (\tan \theta + \tan 2\theta + \tan 3\theta + \tan 2\theta + \tan \theta) \quad (35)$$

其中 θ 為單只接頭構造之容許撓曲角。

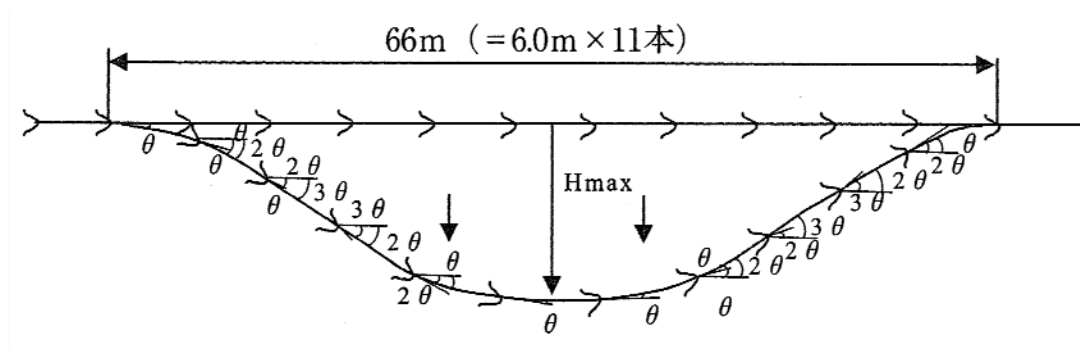


圖 10 接頭構造管線之管軸垂直方向行為示意圖(日本水道協會，2009)

6. 延性鑄鐵管之地震動耐震分析例

以下按 ISO 16134 之地震動變位假設，計算延性鑄鐵管之地震動耐震需求。計算中取「3 種管」之延性鑄鐵管規格(日本延性鑄鐵管協會，2012)，埋深(管頂距地面之深度) 1.5m。假設工址地表面下 30 公尺內為均質土層，之下視為工程岩盤，剪力波速 400 m/s；均勻地盤(地盤不均勻度係數 η 之值為 1，主要影響為接頭伸縮量之計算)、普通管線(管線重要性加權係數 w 之值為 1，主要影響為管體合成應力之計算)。取震區短週期設計水平譜加速度係數 S_S^D 之值為 0.80、近斷層調整因子 $N_A^{(D)}$ 不計、工址放大係數 $F_a^{(D)}$ 為 1.0，得工址短週期設計水平譜加速度係數值 $S_{DS} = 0.80$ ，進而有 $A_{\max}^{(D)} = 0.4S_{DS} = 0.32g$ 。

考慮四種地盤，有四種不同之土層 VS30 代表值，在指定地震動作用下，分別計算延性鑄鐵管之管體應力、接頭伸縮量、接頭撓曲角值，結果如表 12 所列。

表 12 地震動之延性鑄鐵管耐震需求分析例

地盤分類	第一類地盤(堅實地盤，VS30 ≥ 270 m/s)		
VS30 代表值	270 m/s		
管徑(mm)	管體應力(MPa)	接頭伸縮量(mm)	接頭撓曲角(deg)
200	36.82	2.06	0.0103
400	23.58	2.06	0.0103
800	9.862	2.06	0.0103
1,200	5.350	2.05	0.0103
1,600	3.284	2.05	0.0103
2,000	2.141	2.05	0.0103
2,400	1.534	2.05	0.0103
地盤分類	第二類地盤(普通地盤，180 m/s ≤ VS30 < 270 m/s)		
VS30 代表值	200 m/s		
管徑(mm)	管體應力(MPa)	接頭伸縮量(mm)	接頭撓曲角(deg)

200	44.75	3.36	0.0151
400	25.31	3.36	0.0151
800	9.570	3.36	0.0151
1,200	4.986	3.35	0.0151
1,600	2.996	3.35	0.0151
2,000	1.936	3.34	0.0150
2,400	1.383	3.34	0.0150
地盤分類	第三類地盤 A (軟弱地盤，VS30 < 180 m/s)		
VS30 代表值	150 m/s		
管徑(mm)	管體應力(MPa)	接頭伸縮量(mm)	接頭撓曲角(deg)
200	50.45	5.48	0.0226
400	25.96	5.47	0.0226
800	9.238	5.47	0.0226
1,200	4.667	5.46	0.0225
1,600	2.770	5.46	0.0225
2,000	1.783	5.45	0.0225
2,400	1.271	5.44	0.0224
地盤分類	第三類地盤 B (軟弱地盤，VS30 < 180 m/s)		
VS30 代表值	100 m/s		
管徑(mm)	管體應力(MPa)	接頭伸縮量(mm)	接頭撓曲角(deg)
200	54.77	11.20	0.0420
400	25.96	11.20	0.0420
800	8.791	11.18	0.0419
1,200	4.298	11.17	0.0419
1,600	2.530	11.16	0.0418
2,000	1.624	11.14	0.0418
2,400	1.157	11.13	0.0417

7. 延性鑄鐵管之地盤變位耐震分析例

延性鑄鐵管線欲抵抗較大之側向滑潰或震陷，接頭必須具備相當之防脫能力，其次則地盤變位下，各只延性鑄鐵管直管在接頭交界處形成轉角。當管線隨地盤變位幅度擴大，延性鑄鐵管直管逐一傳遞並累加(減)轉角，直到所有相對轉角均達到接頭之容許撓曲角時，為可承受之最大地盤變位幅度。

因此，在承受管軸垂直方向的最大地盤變位下，不同範圍內的延性鑄鐵管直管的轉角分布，可簡化如圖 11 所示，其中+1代表順時針方向的一個單元轉角，-2代表逆時針方向的二個單元轉角，其他以此類推。

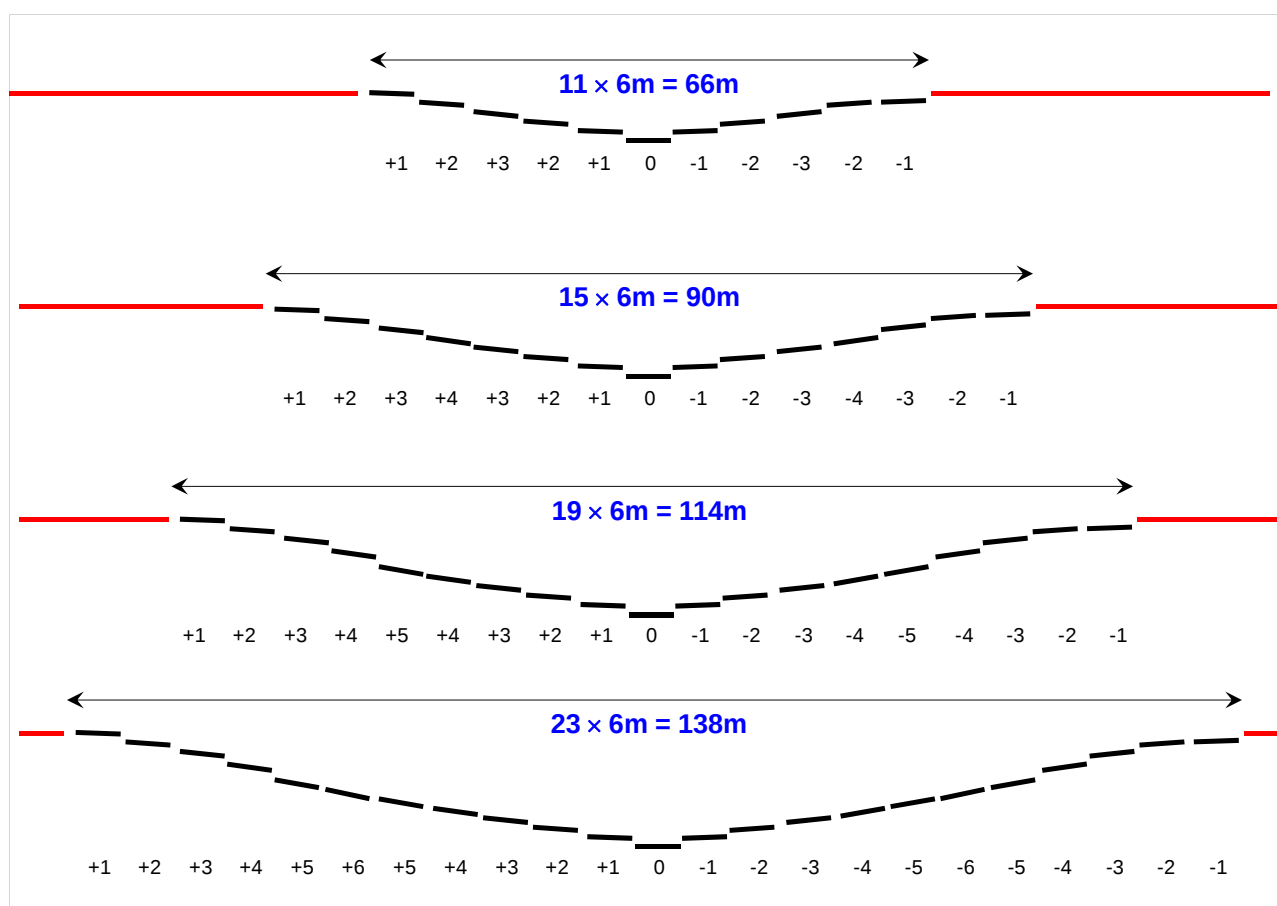


圖 11 直管轉角分布與不同範圍管軸垂直方向地盤變位之關係示意圖

如此，當 66m、90m、114m、138m 的範圍內發生地盤變位時，變位幅度 H 與單元轉角 θ 之關係，可依序表為：

$$\begin{cases} H_1(\theta) = \ell \cdot (\tan \theta + \tan 2\theta + \tan 3\theta + \tan 2\theta + \tan \theta) \\ H_2(\theta) = \ell \cdot (\tan \theta + \tan 2\theta + \tan 3\theta + \tan 4\theta + \tan 3\theta + \tan 2\theta + \tan \theta) \\ H_3(\theta) = \ell \cdot (\tan \theta + \tan 2\theta + \dots + \tan 5\theta + \tan 4\theta + \dots + \tan \theta) \\ H_4(\theta) = \ell \cdot (\tan \theta + \tan 2\theta + \dots + \tan 6\theta + \tan 5\theta + \dots + \tan \theta) \end{cases} \quad (36)$$

其中，正切函數相加的個數依序為 5、7、9、11 個，亦即半邊的直管數。

以下，首先探討側向滑潰的分析。假設因為土壤液化，在這些範圍內出現最大地盤變位 Δ ，其值為 2m、4m 及 6m。則由 $H_i(\theta) = \Delta$ 可以解出所需要的接頭撓曲角(單元轉角)的值，計算結果如表 13 所列。試比對表 11 中 NS、S (S II)型接頭延性鑄鐵管，某些情況下耐震接頭的容許撓曲角看似有所不足，惟地盤變位發生時，倘耐震接頭有足夠的防脫力，則可以帶動範圍以外更多的直管參與，降低接頭撓曲角的需求。

表 13 不同土壤液化側向滑潰範圍及變位量的直管接頭撓曲角需求

側向滑潰範圍	地盤變位量		
	$\Delta = 2\text{m}$	$\Delta = 4\text{m}$	$\Delta = 6\text{m}$
66m	2.1°	4.2°	6.3°
90m	1.2°	2.4°	3.5°
114m	0.77°	1.5°	2.3°
138m	0.53°	1.1°	1.6°

其次，探討土壤液化引致震陷變位的分析。承前，考慮不同液化敏感類別之設計震陷量作為最大地盤變位 Δ 之值，則不同條件下所需要的接頭撓曲角(單元轉角)，計算結果如表 14 所列。試比對表 11 中 NS、S (S II)型耐震接頭之延性鑄鐵管，其容許撓曲角均足以承擔土壤液化引致的震陷。

表 14 不同土壤液化震陷範圍及變位量的直管接頭撓曲角需求

震陷範圍	液化敏感類別與地盤變位量				
	極高	高	中	低	極低
	$\Delta = 110 \text{ cm}$	$\Delta = 100 \text{ cm}$	$\Delta = 90 \text{ cm}$	$\Delta = 70 \text{ cm}$	$\Delta = 50 \text{ cm}$
66m	1.2°	1.1°	0.95°	0.74°	0.50°
90m	0.65°	0.59°	0.53°	0.41°	0.30°
114m	0.42°	0.38°	0.34°	0.27°	0.19°
138m	0.30°	0.28°	0.25°	0.19°	0.14°

參考文獻

1. AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) (2010), “Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels - Ch.13 Seismic Considerations.”
2. FEMA (Federal Emergency Management Agency) (2010), “Multi-Hazard Loss Estimation Methodology : Earthquake Model”, Hazus-MH MR5, Department of Homeland Security.
3. Ishihara, K. (1993), “Liquefaction and Flow Failure During Earthquake,” Geotechnique, 43(3), pp.315-415.
4. ISO (2006), ISO 16134 Earthquake- and Subsidence- Resistant Design of Ductile Iron Pipelines, 1st Ed.
5. 中華民國自來水協會，2013，「自來水設施耐震設計及解說」，台北。
6. 中興工程，2005，「地盤及基礎結構物的耐震設計」(譯印)，台北。
7. 內政部營建署，2011，「建築物耐震設計規範及解說」。
8. 日本水道協會，2009，「水道設施耐震工法規範與解說，設計事例集」。
9. 日本水道技術研究中心，2011，「地震による水道管路被害予測の手引き」。
10. 日本延性鑄鐵管協會，2009，「NS 形・SII 形・S 形ダクタイル鉄管管路の設計」。
11. 日本延性鑄鐵管協會，2012，「ダクタイル鉄管管路設計と施工」。
12. 經濟部水利署，2013，「公共給水系統震災早期災損預警技術研究(1/2)」研究報告，計畫編號 MOEA-WRA-1020117，台北。
13. 經濟部水利署，2014，「公共給水系統震災早期災損預警技術研究(2/2)」研究報告，計畫編號 MOEA-WRA-1030158，台北。
14. 葉錦勳，2003，「台灣地震損失評估系統-TELES」，國家地震工程研究中心研究報告，NCREE-03-002，台北。