



四階矩法於橋梁結構系統可靠度之應用

邱建國／國立臺灣科技大學營建工程系教授

趙衍剛／日本神奈川大學工程學院建築系教授

台灣位於歐亞大陸板塊以及菲律賓海板塊交界處，使得地震頻繁發生，如 1999 年 921 大地震衝擊台灣部分地區而造成巨大災害，因地震造成橋梁道路中斷使得救援困難亦讓災情擴大且損失增加。台灣地形較為複雜，橋梁成為一重要交通系統，國內橋梁耐震設計規範經歷多次修正，使得現有橋梁新舊並存，耐震能力良莠不齊，許多橋梁在經歷 921 大地震之後皆有不同程度之損傷，此外橋梁嚴重損壞模式亦有差異，如落橋、橋墩剪力破壞等。現行橋梁補強手冊^[1]，以多個項目評估判斷橋梁是否補強，但於定義損傷等級時僅以 EPA- 譜位移關係圖決定整座橋梁的損傷等級，未考慮其它元件或構件下之損傷評估是否合適則需加以討論。此外，現行國內橋梁補強設計僅依據橋柱耐震性能評估及元件或構件檢核進行，只要橋柱耐震性能與各項檢核合乎需求規定即可判定其不需要進行補強，但因未考慮元件或構件於系統上之不確定性，亦無找出對橋梁系統影響較大之關鍵性元件或構件。因此，本文選定一座橋梁單元進行示範，使用多個事件計算各階段損傷等級發生機率，本文採用蒙地卡羅 (Monte Carlo Simulation; MCS) 分析及四階矩法 (Fourth moment method) 並考慮系統可靠度以求得各損傷等級發生率，亦針對橋梁構件或元件進行敏感度分析，找出示範橋梁單元之敏感構件，以利補強工程能夠針對該橋之敏感構件進行其性能檢討，以確保補強效果。此外，本文使用近年發展之四階矩法進行系統可靠度求取，除具一定之確準性外，相較於傳統之 MCS 或 FORM (First order reliability method)，其數學求解方式較為簡便而更適合工程師應用於各類工程問題之可靠度分析。

橋梁耐震能力評估

既有橋梁之耐震性能評估基本概念，主要在於建立地震需求與結構容量之關係，並依照設計年份不同，評估橋梁結構在不同規模等級地震作用下，對應結構物之應有性能，檢核其是否達到設計性能目標，以發揮預期的功能性。一般而言，橋梁耐震能力評估分析流程分成上部子結構 (含橋柱) 及基礎子結構 (含土壤彈簧) 等兩子結構系統^[2]。上部子結構 (含橋柱) 可由側推分析獲得性能曲線、容量譜曲線及 EPA- S_d 曲線圖，之後便可進行橋柱穩定性、橋柱及支承等之耐震能力檢核等。文獻^[1,2] 將耐震性能檢核目標訂為等級 I 地震 (中度地震) 及等級 II 地震 (475 年回歸期地震)，進行既

有橋梁之耐震性能檢核時，應確保等級 I 至等級 II 地震所引致之結構變型需求均小於規定之位移容量。考量工址地盤條件與橋梁重要性，定義性能狀態 A 之譜位移與降伏位移之比值如表 1 所示，據以獲得等級 I 地震所允許之最大彈性位移；另規定非彈性位移與非彈性位移容量之比值如表 2 所示，以限制等級 II 地震作用下所允許之最大非彈性位移^[1]。

表 1 性能狀態 A 之譜位移與降伏譜位移的比值

性能狀態	臺北市屬一般震區或臺北盆地
	重要橋梁
A	1/1.2

表 2 性能狀態 B 及 C 之非彈性譜位移與非彈性譜位移容量的比值

性能狀態	臺北市屬一般震區	臺北市屬臺北盆地
	重要橋梁	重要橋梁
B	1/3	1/4
C	2/3	1/2

表 3 一般與重要橋梁之性能目標

地震等級	採用之設計規範版本 (重要橋梁 = 1.0)		
	84 及 89 年版	49 及 76 年版	49 年版以前
I (中度地震)	PLA	PLA	PLA
II (475 年回歸期地震)	PLB	PLC	PLD
地震等級	採用之設計規範版本 (重要橋梁 = 1.2)		
	84 及 89 年版	49 及 76 年版	49 年版以前
I (中度地震)	PLA	PLA	PLA
II (475 年回歸期地震)	PLB	PLC	PLC

橋梁消能機制以橋墩產生塑性鉸為主，因此要求在等級 I 地震下，橋梁結構須保持彈性，震後不需修復且可保有震前之交通性能；於等級 II 地震下，則容許橋梁在特定位置產生可修復之塑形變形，該損傷部位宜易檢視或修復，以便震後緊急搶修，但須避免產生落橋。依橋梁用途係數定義性能目標如表 3 所示。

上部子結構除依上述進行耐震性能檢核外，尚須考量各元件或構件之檢核包含：防落長度檢核、支承剪力檢核、帽梁檢核及橋柱穩定性檢核等，各檢核方法可參考文獻^[1,2]所示。有關基礎子結構部分，基礎之耐震分析可獲得樁體及基礎版之斷面力、基礎頂面轉角及樁頭位移等多項資料，並可依文獻^[1,2]進行基礎檢核項目包括軸壓力、拉拔力、基礎版最大轉角限制及樁體穩定性限制等項。

四階矩法於可靠度分析上之應用

就一限界狀態函數 (Limit state function) $Z = G(X)$ 而言，若變數 X 之機率密度函數為 $f_x(x)$ 可依式 (1) ~ (3) 估算其平均值、二階矩 (標準差二次方)、三階矩及其以上之第 k 階矩；其中，平均值及標準差為常見之機率密度函數特性值，而三階矩及四階矩則分別代表機率密度函數之歪度 (Skewness) 與尖度 (Kurtosis) (α_{kG} 為

無因次之第 k 階矩係數)，其對機率密度函數之影響可參考圖 1 所示。

$$\mu_G = E[G(X)] = \int G(x) f_x(x) dx \quad (1)$$

$$\sigma_G^2 = E\{[G(X) - \mu_G]^2\} = \int [G(x) - \mu_G]^2 f_x(x) dx \quad (2)$$

$$\begin{aligned} \sigma_G^k \alpha_{kG} &= E\{[G(X) - \mu_G]^k\} \\ &= \int [G(x) - \mu_G]^k f_x(x) dx, k > 2 \end{aligned} \quad (3)$$

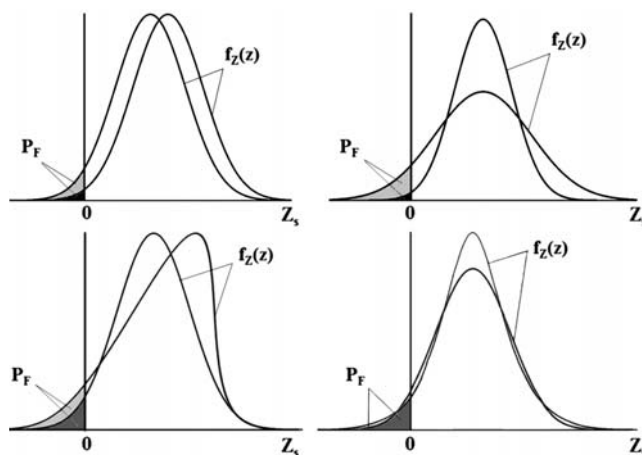


圖 1 平均值、二階矩、三階矩及四階矩對機率密度函數之影響^[3]

限界狀態函數 $Z = G(X)$ 可依其平均值與標準差進行正規化，如式 (4) 所示，而該限界狀態函數之失效機率或破壞機率 (Failure probability) 可定義為式 (5)；若限界狀態函數之機率密度函數 f_{Z_s} 及累積機率函數 F_{Z_s} 為已知，則亦可由式 (6) 計算其破壞機率；其中， β_{2M} 即為一般常用之二階矩可靠度值 (Second moment reliability index； $\beta_{2M} = \mu_G / \sigma_G$)。

$$Z_s = \frac{Z - \mu_G}{\sigma_G} \quad (4)$$

$$\begin{aligned} P_F &= P(Z \leq 0) \\ &= P(\sigma_G \times Z_s + \mu_G \leq 0) = P\left(Z_s \leq \frac{-\mu_G}{\sigma_G}\right) \end{aligned} \quad (5)$$

$$P_F = P(Z_s \leq -\beta_{2M}) = F_{Z_s}(-\beta_{2M}) = \int_{-\infty}^{-\beta_{2M}} f_{Z_s}(z_s) dz_s \quad (6)$$

然而，因限界狀態函數之機率密度函數 f_{Z_s} 及累積機率函數 F_{Z_s} 不易直接求得，而可將該函數以正規常態變數 U 與其平均值、標準差、三階矩及四階矩等 (First few moments； M) 進行展開，如式 (7) 及式 (8) 所示；

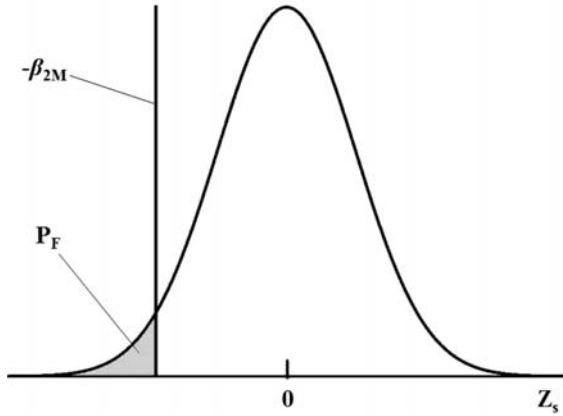


圖 2 破壞機率之定義^[3]

其中， S^{-1} 及 S 之反函數。因 U 為正規常態分佈，則可採用式 (9) 近似求解該限界狀態函數之累積機率函數 F_{Z_s} ，對照式 (6) 則可依式 (10) 估算其破壞機率。

$$Z_s = S(U, M) \tag{7}$$

$$U = S^{-1}(Z_s, M) \tag{8}$$

$$F_{Z_s}(z_s) \approx \Phi(u) = \Phi[S^{-1}(z_s, M)] \tag{9}$$

$$P_F = F_{Z_s}(-\beta_{2M}) \approx \Phi[S^{-1}(-\beta_{2M}, M)] \tag{10}$$

若式 (10) 之 M 以平均值、標準差、三階矩及四階矩為主，則式 (11) 所得之可靠度值稱為「四階矩可靠度值 β_{4M} 」。由上述之推導可知，此一方法相較於傳統之 MCS 與 FORM 可減少反覆計算或迭代之時間，且其準確性較二階矩可靠度值 β_{2M} 為高，亦可為工程師用於各類工程問題之可靠度分析。此外，若 M 僅取平均值、標準差、三階矩，則其對應之可靠度值稱為「三階矩可靠度值 β_{3M} 」，若於三參數對數常態分佈 (Three-parameter lognormal distribution) 之假設條件下三階矩可靠度值 β_{3M} 為式 (14)；由式 (14) 可知，只要使用 β_{2M} 及三階矩係數即可求得 β_{3M} ，並依正規常態分佈求其對應之破壞機率。

$$\beta_{4M} = -\Phi^{-1}(P_F) = -S^{-1}(-\beta_{2M}, \mu_G, \sigma_G, \alpha_{3G}, \alpha_{4G}) \tag{11}$$

本研究主要依文獻之建議，將式 (7) 以下列型式表示：

$$Z_s = S(U, M) = a_1 + a_2U + a_3U^2 + a_4U^3 \tag{12}$$

$$\beta_{4M} = \frac{P}{D} - D + \frac{a_3}{3a_4} \tag{13}$$

$$\beta_{3M} = -\frac{\alpha_{3G}}{6} - \frac{3}{\alpha_{3G}} \ln\left(1 - \frac{1}{3}\alpha_{3G}\beta_{2M}\right) \tag{14}$$

其中，

$$D = \sqrt[3]{\frac{\Delta - q}{2}}, \Delta = \sqrt{q^2 + 4p^3}$$

$$p = \frac{3a_2a_4 - a_3^2}{9a_4^2}, q = \frac{2a_3^3 - 9a_2a_4a_3}{27a_4^3} + \frac{a_1 + \beta_{2M}}{a_4}$$

橋梁系統可靠度與損傷敏感性分析

本章介紹橋梁損傷定義與評估方法，一般而言橋梁損傷共可分為五種等級：無損傷、輕微損傷、中度損傷、嚴重損傷和完全損傷，本研究使用側推分析後得到之有效最大地表加速度 - 譜位移關係圖 ($EPA-S_d$ 曲線) 進行損傷等級分類，然而既有之損傷等級定義無法反應整體橋梁之損傷狀態，因此本研究定義損傷等級時，除採用代表橋柱耐震性能之 $EPA-S_d$ 曲線外，考慮因為局部構件或元件容量不足導致損傷之影響，共包含支承、帽梁和基樁之強度檢核以及橋柱基礎穩定性和防落長度檢核，並以系統可靠度 (System reliability) 計算其損傷發生機率。此外，本研究依各構件或元件之損傷發生機率，採用 MCS 及四階矩法求取系統可靠度。

地震危害度分析

一般而言，工程師不易取得地震危害度分析結果，因此為實用性與便利性考量，本研究依耐震設計規範^[4]所訂之設計地震工址水平譜加速度係數 S_{DS} (再現週期為 475 年) 及最大考量地震工址水平譜加速度係數 S_{MS} (再現週期為 2500 年)，將其轉換為 EPA 且依自然指數函數近似以求得工址有效最大地表加速度之危害度曲線；換言之，將規範之有效最大地表加速度與其對應之再現週期代入 (式 15)，以回歸係數 a 而決定工址有效最大地表加速度之危害度曲線。除式 (15) 外，若為取得較為準確之地震危害度分析結果，則可選用極值 II 型分佈進行地震危害度曲線求取。

$$\frac{1}{T} = e^{a \times EPA} \tag{15}$$

式中， T ：考量地震之再現週期。以台北市為例，依耐震設計規範再現週期 475 年對應之有效地表加速度為 0.24 g 及再現週期 2500 年對應之有效地表加速度為 0.32 g，依式 (1) 回歸其係數 a 為 -20.76；此外，於穩態波松過程之假設下亦可求得不同年限之地震危害度曲線。

橋梁損傷等級區分與評估

本研究依側推分析後得到之 $EPA-S_d$ 曲線進行損傷定義，採用文獻^[2]所建議之定義方法，將 $EPA-S_d$ 曲線中之降伏點與極限點均分為三等份，以為各損傷等級之分界點，如圖 3 所示。然而，上述之損傷等級定義無法反應整體橋梁之損傷狀態，因此本研究定義損傷等級時，除採用代表橋柱耐震性能之 $EPA-S_d$ 曲線外，考慮因局部構件或元件容量不足導致損傷之影響，共包含支承、帽梁和基樁之強度檢核以及橋柱基礎穩定性和防落長度檢核，並以系統可靠度計算其損傷發生機率。

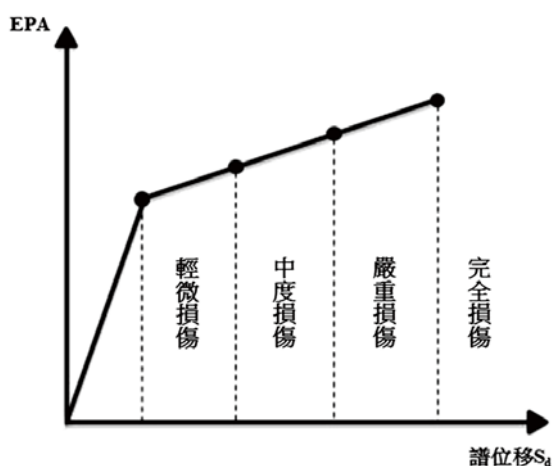


圖 3 使用 $EPA-S_d$ 曲線進行損傷等級區分之示意圖^[2]

依構件或元件之維護難易度與損傷影響程度而言，本研究參考過去災損經驗與工程師判斷而決定各項檢核所對應損傷等級，如表 4 所示^[5]，其中 II 為設計地震下之性能容量而 III 則為為最大考量地震下之性能容量。以支承剪力為例，可由側推分析獲取支承於特定地震下之剪力需求，再依其設計地震下之剪力容量，即可計算其於該特定地震時中度損傷以上之發生機率。此外，由表 4 可知，防落長度、橋柱穩定性、樁頂轉角與樁頭位移等四項，因其受損後對於整體橋梁之安全性影響甚大，且不易進行修復，因此本研究使用設計地震下之性能需求決定其完全損傷之發生機率。就單一元件或構件之易損性曲線建立而言，依側推分析可得各構件或元件於不同 EPA 下之性能需求，考慮各損傷等級分界點所對應之性能容量，於特定 EPA 下進行各損傷等級之超越機率計算，如式 (5) 所示之界限狀態函數；此外，假設性能需求 S_i 與容量 R_i 皆為常態分佈。

表 4 元件或構件之損傷等級對照

項目	輕微損傷 界限	中度損傷 界限	嚴重損傷 界限	完全損傷 界限
防落長度	-	-	-	✓(II)
支承剪力	-	✓(II)	✓(III)	-
帽梁剪力	-	-	✓(II)	✓(III)
帽梁彎矩	-	✓(II)	✓(III)	-
橋柱穩定性	-	-	-	✓(II)
樁頂轉角	-	-	-	✓(II)
樁頭位移	-	-	-	✓(II)
基樁撓曲	-	-	✓(II)	✓(III)
基樁剪力	-	-	✓(II)	✓(III)
基樁拉拔力	-	-	✓(II)	✓(III)
基樁軸壓力	-	-	✓(II)	✓(III)
側推分析	如圖 3 所示之定義			

系統可靠度

橋梁每一損傷等級的發生機率應由多個檢核項目所決定，因此需以系統可靠度方式進行求解，而本研究假設各檢核項間之關係為串聯系統且非獨立事件，並分別以 MCS 及四階矩法等方法求出各損傷等級之超越機率。一般而言，計算系統可靠度時首先須評估各兩事件間之相關係數 $\rho_{Z_i Z_j}$ (Z_i 及 Z_j 代表不同之兩事件)，其為量化變數間之不確定性所造成之影響，以顯示變數間線性關係之強度與方向，如式 (16) 所示。此外，本研究中之事件定義均為元件或構件的性能容量與需求所組成，求取相關係數時則假設兩事件間之性能需求為完全正相關且其餘則為相互獨立變數。

$$\rho_{Z_i Z_j} = \frac{E(Z_i \cap Z_j) - E(Z_i)E(Z_j)}{\sigma_{Z_i} \sigma_{Z_j}} \quad (16)$$

式中， σ_{Z_i} ： Z_i 事件之標準差； σ_{Z_j} ： Z_j 事件之標準差。

蒙地卡羅模擬 (MCS)

依表 4 定義之各種不同構件或元件檢核之損傷等級，採用蒙地卡羅模擬分析以求取其系統可靠度，主要為了解上述系統可靠度計算方法是否合理。本研究之蒙地卡羅模擬分析將表 4 所列各項目之設計容量作為平均值，可參考文獻^[5]所建議之公式，而在已知 EPA 下所對應之元件或構件受力大小作為需求平均值，所有具不確定性之變數皆產生一百萬個亂數。此外，假設各檢核項目之容量為完全獨立，而需求則為完全相依，當亂數產生之容量與需求相減後的最小值為負值時，即定義為破壞並可計算其發生機率。

$$g_i = \frac{R_i}{S_i} - 1 = \frac{R_i}{(\alpha_i \times S)} - 1; (i = 1, 2, 3, \dots, n) \quad (17)$$

$$G = \min\{g_1, g_2, g_3, \dots, g_n\} = \frac{\min\left\{\frac{R_1}{\alpha_1}, \frac{R_2}{\alpha_2}, \frac{R_3}{\alpha_3}, \dots, \frac{R_n}{\alpha_n}\right\}}{S} - 1 \quad (18)$$

如前所述，對於一橋梁系統而言，本研究所設定之元件或構件項目共 12 項；換言之，橋梁之界限狀態函數共會有 12 個項次 ($n = 12$)，如式 (17) 所示，而於串聯系統之假設計，橋梁系統界限狀態函數則可定義為式 (18) [6]。

四階矩法 (First-four Moments)

參考表 4 與式 (18) 之定義，可使用蒙地卡羅模擬 MCS 計算不同損傷狀態下發生機率。除 MCS 外，本研究將使用四階矩法直接評估各損傷狀態界限下之可靠度值，再換算其對應之發生機率。

$$G^* = \sum_{i=1}^n (G_i - G_\mu) + G_\mu \quad (19)$$

$$G_\mu = \min\{g_i(\mu_{R_i}, \mu_S)\}, i = 1, 2, 3, \dots, n. \quad (20)$$

$$G_i = \min\{g_1(R_i, \mu_S), g_2(\mu_{R_i}, \mu_S), \dots, g_i(\mu_{R_i}, \mu_S), \dots, g_n(\mu_{R_n}, \mu_S)\} \quad (21)$$

進行四階矩法前，本研究先以泰勒展開式近似式 (18)，如式 (19) 所示，其中 G_μ 為式 (18) 中各變數代入其平均值而得 (如式 20)，而 G_i 函數則為式 (18) 中以某一變數為主而其餘變數則設為其平均值而得 (G_i 則以變數 R_i 為主，其餘變數則設為平均值，如式 (21)) [3,6]。如此，因本研究假設各變數均為常態分佈，配合點估計法 (Point estimation method) 使用，可求得式 (19) 之平均值、標準差、三階矩及四階矩，如式 (22) ~ (25) 所示 [3,6]。

$$\mu_G = \sum_{i=1}^n (G_i - G_\mu) + G_\mu \quad (22)$$

$$\sigma_G^2 = \sum_{i=1}^n (\sigma_{G_i}^2) \quad (23)$$

$$\alpha_{3G} \times \sigma_G^3 = \sum_{i=1}^n (\alpha_{3G_i} \times \sigma_{G_i}^3) \quad (24)$$

$$\alpha_{4G} \times \sigma_G^4 = \sum_{i=1}^n (\alpha_{4G_i} \times \sigma_{G_i}^4) + 6 \sum_{i=1}^{n-1} \sum_{j>i}^n \sigma_{G_i}^2 \sigma_{G_j}^2 \quad (25)$$

本研究所採用之四階矩法，即以上述所得平均值、標準差、三階矩及四階矩，以式 (26) 之標準常態空間轉換；其中 U 為標準常態分佈變數， a_1 、 a_2 、 a_3 及 a_4 則可

令公式 (26) 左右兩邊之平均值、標準差、三階矩及四階矩相等即可求取，再將其代入式 (13) 即可得四階矩可靠度值 β_{4M} 及其對應之破壞機率 [3]。

$$\frac{G - \mu_G}{\sigma_G} = a_1 + a_2 U + a_3 U^2 + a_4 U^3 \quad (26)$$

橋梁系統可靠度之敏感性分析

本研究探討各檢核項目之敏感性，方法為將橋梁檢核項目分為不考慮帽梁系統、不考慮支承系統、不考慮橋柱系統、不考慮下部結構系統等四項，因側推分析檢核項目為系統可靠度計算時之必要項目且以全項目檢核之結果為參考值，採用各損傷等級超越機率之比值為指標以了解各檢核項目之影響程度。若上述比值越趨近於 1.0，則代表二者之分析結果越相近而該檢核項目則較無敏感性；反之，則其對於系統可靠度之影響較大 [6]。

各損傷等級發生機率

損傷等級發生機率須將各個 EPA 下之損傷等級超越機率乘上地震發生的機率，地震發生機率以年為單位，本研究將以 1 年、10 年、20 年、30 年、40 年、50 年等服務年限計算損傷機率。因為側推分析的點有限，所以本研究根據文獻 [2] 是將兩點線性內差得各 EPA 下超越機率，因側推分析結束的 EPA 值皆不相同，本研究假設 EPA 為 1.5 g 時各損傷等級超越機率皆為 1.0，所以在側推分析結束時的 EPA 到 EPA 為 1.5 g 區間內的超越機率都用內插求得，再將地震發生機率與超越機率相乘後由 EPA 為 0 積分到 EPA 為 1.5 g 處，以上所求得的仍為損傷等級的超越機率，需要將超越機率減去下一個等級的損傷超越機率方可得到最後損傷的發生機率，因車行方向損傷機率較垂直車行方向高，故本節將以車行方向 MCS 所分析之結果進行後續研究，將系統可靠度計算之超越機率乘上服務年限之地震發生機率積分後得出各損傷之發生機率 [6]。

案例分析

本研究以一橋梁震動單元為示範例，除比較 MCS 與四階矩法於損傷評估結構差異外，亦可由各元件或構件於系統可靠度上之敏感性分析，以決定耐震能力評估時之關鍵元件或構件，以利決定補強策略。示範橋梁位於松山區與內湖區之間並跨越基隆河，其屬於台北市重

要橋梁 ($I = 1.2$)，而其地震微分區則歸屬臺北三區。依橋梁資料庫所示，該橋為內湖區之交通要道，每日平均車流量為 80,240 輛，橋梁全長 1,020.6 公尺，共計 28 跨；該橋上部結構為 RCT 型梁與 PCU 型梁，跨河段則為預力箱型梁，下部結構為多柱框架式橋墩，基礎均採用樁基礎。本研究分析該橋之單元為 P24-P26 跨且其側推模型如圖 4 所示，橋梁竣工時間為民國 71 年，因此中度設計地震對應的性能點是 PLA，設計地震對應的是 PLC。該橋於補強前之結果如圖 5 所示，雖然最大考量地震需求大於性能點 PLC，但因為橋梁興建的年代規定 PLC 對應的是設計地震，因此該橋不需要補強；若以設計地震要求 PLB 性能時，則其補強後之結果如圖 6 所示，橋梁性能點皆符合了補強設計規範中不同的地震等級需求。此外，依四階矩法所示方法計算各損傷等級之年超越機率，如圖 7 及圖 8 所示。

於系統可靠度評估時採用兩種方法進行計算，分別為蒙地卡羅模擬 (MCS)、和四階矩法 (Fourth moment

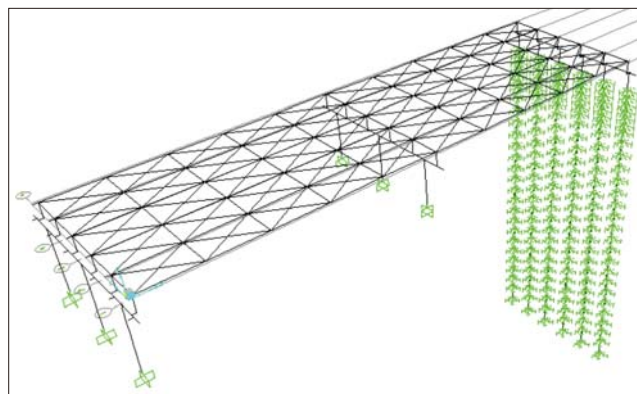
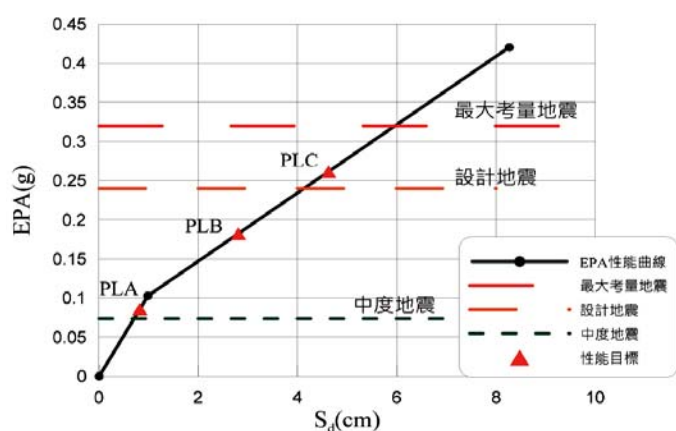


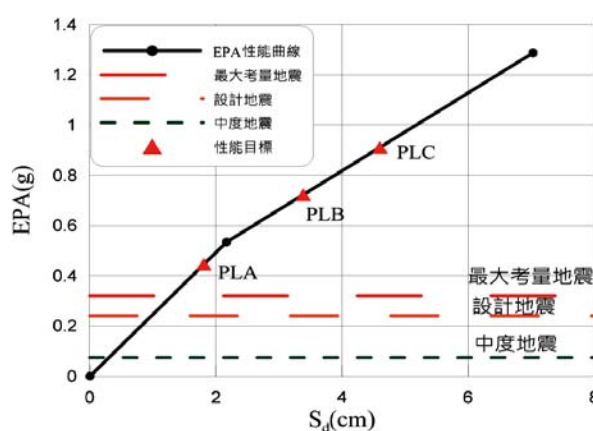
圖 4 示範橋梁之 SAP2000 模型

method)，本研究假設模地卡羅模擬是最接近真解，故以蒙地卡羅之結果為指標與四階矩法比較，並將各種方法之結果作比較，五座橋分析結果如圖 7 至圖 8 所示。

本研究探討各檢核項目之敏感性，方法為將橋梁檢核項目分為不考慮帽梁系統、不考慮支承系統、不考慮橋柱系統、不考慮下部結構系統等四項，因側推分析檢核項目為系統可靠度計算時之必要項目且以全項目檢核

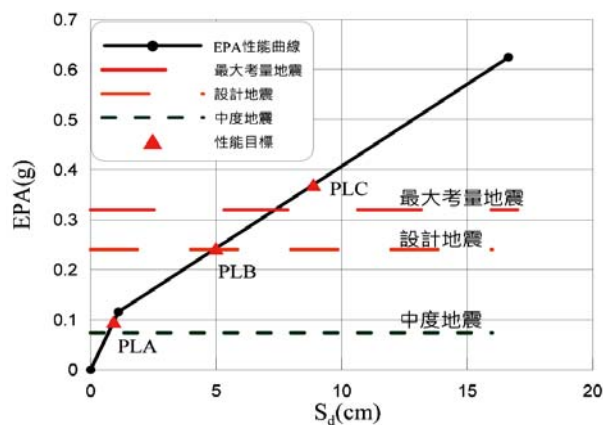


(a) 車行方向

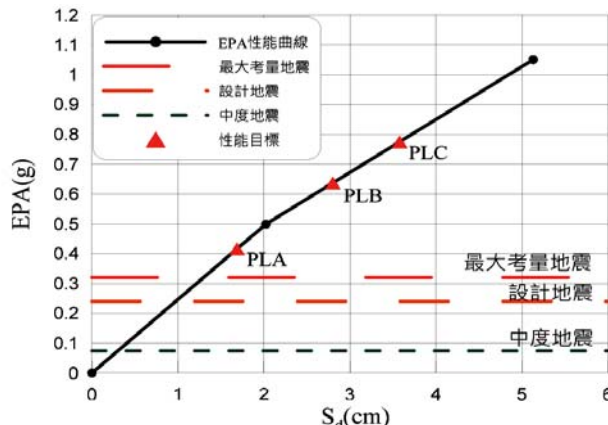


(b) 垂直車行方向

圖 5 橋梁補強前 EPA- 譜位移關係圖



(a) 車行方向



(b) 垂直車行方向

圖 6 橋梁補強後 EPA- 譜位移關係圖 [6]

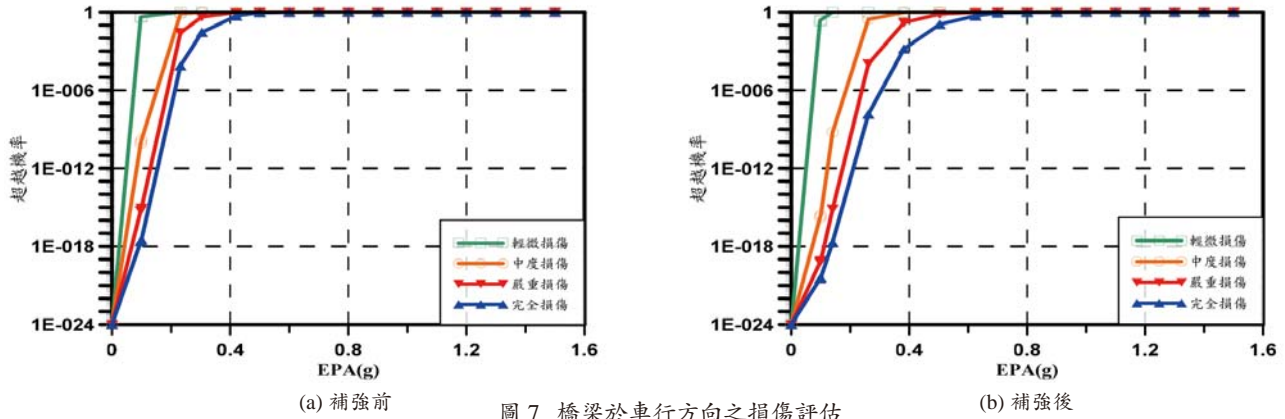


圖 7 橋梁於車行方向之損傷評估

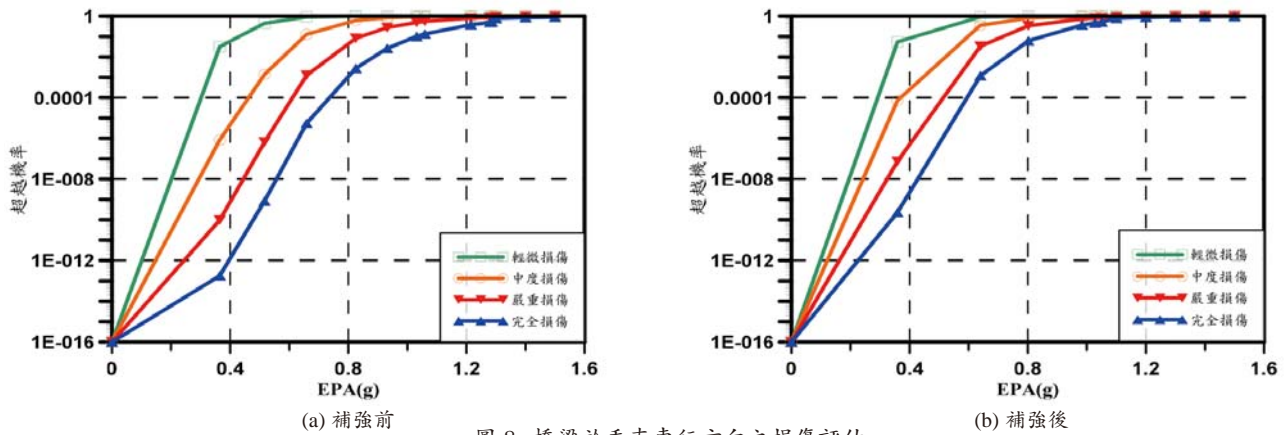


圖 8 橋梁於垂直車行方向之損傷評估

之結果為參考值，採用各損傷等級超越機率之比值為指標以了解各檢核項目之影響程度。若上述比值越趨近於 1.0，則代表二者之分析結果越相近而該檢核項目則較無敏感性；反之，則其對於系統可靠度之影響較大，本研究將以 MCS 分析與四階矩法列出，如圖 9 至圖 10 所示，各構件檢核之可靠度值則如表 5 至表 6 所列。

表 5a 橋梁車行方向之各檢核項目可靠度值 (補強前, EPA = 0.23 g)

項目	無損傷	輕微損傷	中度損傷	嚴重損傷	完全損傷
防落長度	-	-	-	-	4.81
支承剪力	-	-	4.55	4.63	-
帽梁剪力	-	-	-	2.31	2.76
帽梁彎矩	-	-	0.53	1.15	-
橋柱穩定性	-	-	-	-	4.83
樁頂轉角	-	-	-	-	5.0
樁頭位移	-	-	-	-	4.91
基樁撓曲	-	-	-	4.55	4.62
基樁剪力	-	-	-	2.10	2.57
拉拔力	-	-	-	5.0	5.0
軸壓力	-	-	-	3.35	3.53
側推分析 (橋柱耐震性)	-	-	0.0	1.72	3.80

表 5b 橋梁車行方向之各檢核項目可靠度值 (補強後, EPA = 0.23 g)

項目	無損傷	輕微損傷	中度損傷	嚴重損傷	完全損傷
防落長度	-	-	-	-	4.73
支承剪力	-	-	4.50	4.59	-
帽梁剪力	-	-	-	2.31	2.76
帽梁彎矩	-	-	0.53	1.14	-
橋柱穩定性	-	-	-	-	4.77
樁頂轉角	-	-	-	-	5.0
樁頭位移	-	-	-	-	4.77
基樁撓曲	-	-	-	4.98	4.98
基樁剪力	-	-	-	4.98	4.98
拉拔力	-	-	-	5.0	5.0
軸壓力	-	-	-	3.35	3.52
側推分析 (橋柱耐震性)	-	-	-3.29	2.56	5.55

由以上分析結果可知，無論補強前後，帽梁構件對於中度損傷界限與嚴重損傷界限之超越機率影響較大，而下部結構 - 基礎構件則對完全損傷界限影響較大；換言之，於橋梁之系統耐震易損性評估時，若缺乏此二項目將導致誤差產生會此一誤差會隨 EPA 增加而減小。

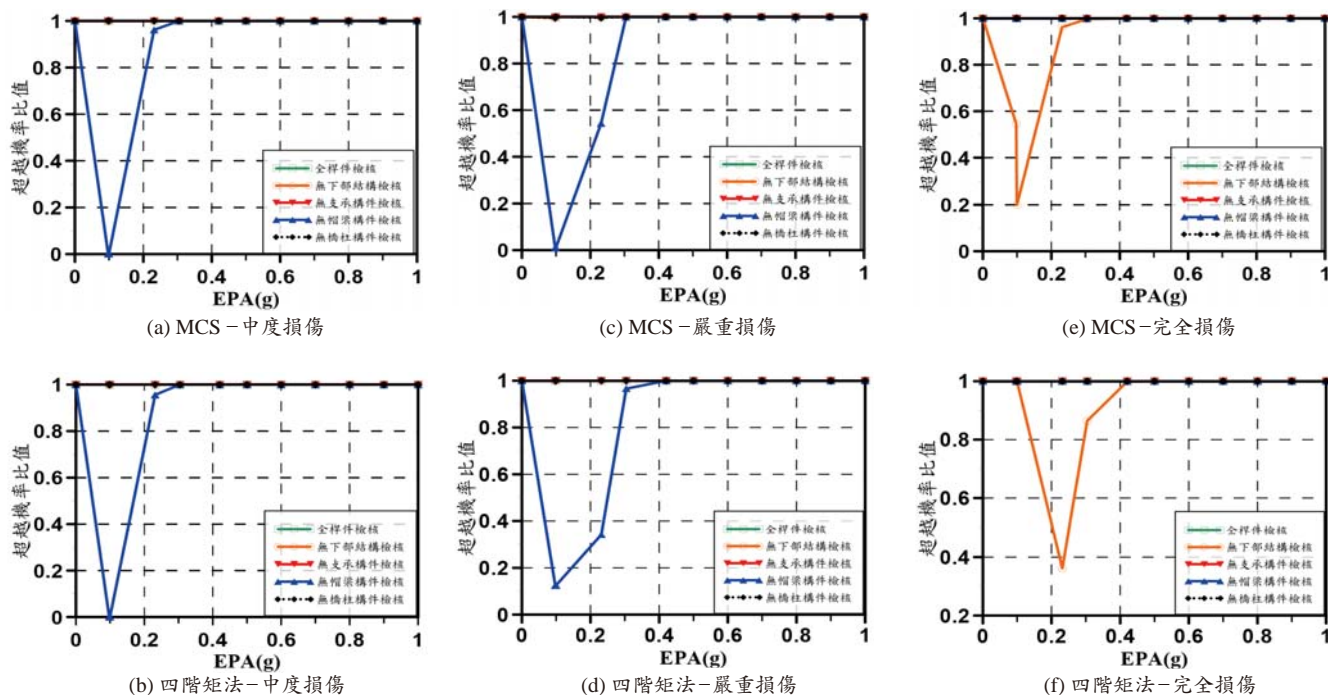


圖 9 橋梁補強前車行方向之敏感性分析

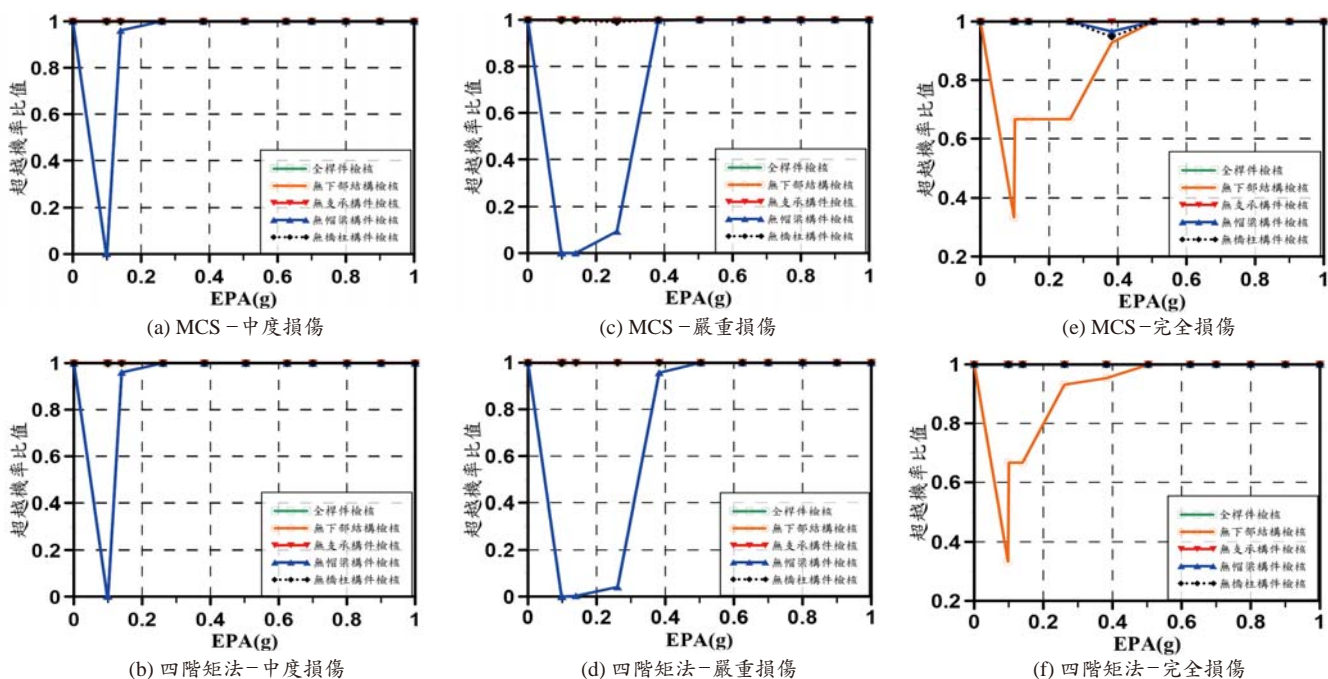


圖 10 橋梁補強後車行方向之敏感性分析

損傷等級發生機率，本研究將以 1 年、10 年、20 年、30 年、40 年、50 年等服務年限計算損傷機率。因側推分析結束的 EPA 值皆不相同，本研究假設 EPA 為 1.5 g 時各損傷等級超越機率皆為 1.0，再將地震發生機率與超越機率相乘後由 EPA 為 0 積分到 EPA 為 1.5 g 處，以上所求得的仍為損傷等級的超越機率，需要將超越機率減去下一個等級的損傷超越機率方可得到最後損

傷的發生機率，將系統可靠度計算之超越機率乘上服務年限之地震發生機率積分後得出各損傷之發生機率如圖 11 所示。由此一結果可知，補強雖然中度損傷與嚴重損傷之發生機率增加，但完全損傷發生機率則有效地降低；換言之，工程師可依此一分析模式檢討補強策略對整體橋梁性能改善之有效性。

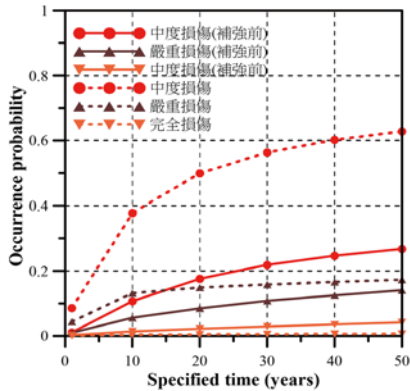


圖 11 橋梁補強前後之各損傷等級發生機率

結論與建議

國內補強設計僅依據橋柱耐震性能評估進行以及各元件或構件檢核方式進行補強，只要橋柱震震性能與各項檢核合乎規定即可判定為不需要補強，然而未考慮元件或構件於橋梁系統上之不確定性，亦無找出對橋梁系統影響較大之構件或元件。本研究使用系統可靠度方法進行橋梁各損傷等級發生機率評估，並且假設 MCS 為接近真實解，而可發現四階矩法僅有在較小 EPA 時有較大之誤差，並隨 EPA 增大而接近 MCS 結果，相較於傳統之 FORM 則可省去繁瑣迭代過程而較為簡單；另外，依文獻^[3]可知三階矩法雖然其精準度較不如四階矩法，但其與二階矩可靠度值之關係較為簡便，而工程師則可將其用於設計時之安全係數或強度折減因子分析。

參考文獻

1. 國家地震工程研究中心 (2009), 「公路橋梁耐震能力評估及補強準則之研究」, 臺灣, 民國九十八年。
2. 臺北市政府工務局新建工程處 (2013), 「臺北市橋梁耐震評估工作期初報告」, 臺灣, 民國一百零二年。
3. Zhao, Y. G. and Lu, Z. H. (2016), "Methods of Moment for Structural Reliability" (上課講義, 出版中)。
4. 交通部 (2008), 「交通技術標準規範類公路工程橋梁耐震設計規範」, 臺灣, 民國九十七年。
5. 程瑞忠 (2015), 「考慮回復性能之橋梁補強效益研究」, 台灣科技大學營建工程系, 碩士論文。
6. 陳柏湧 (2016), 「考慮回復性能曲線影響之鋼橋地震風險量化分析」, 台灣科技大學營建工程系, 碩士論文。



邱建國博士，1975 年出生，國立台灣大學土木工程學系及研究所碩士班畢業，畢業後至國家地震工程研究中心服務至 2005 年初，2008 年 10 月取得日本東京大學工學

系研究科建築學博士，同年至國立台灣科技大學任教至今，現任營建工程系教授兼副主任。研究領域以鋼筋混凝土結構劣化分析與生命週期維護管理為主軸，並極力發展工程可靠度理論於耐久設計與損傷控制設計上之應用。



土木水利 雙月刊

向您約稿

本刊出版有關土木水利工程之報導及論文，以知識性、報導性、及聯誼性為主要取向，為一綜合性刊物，內容分工程論著、技術報導、工程講座、特介、工程新知報導及其他各類報導性文章及專欄，歡迎賜稿，來稿請 email: service@ciche.org.tw 或寄 10055 台北市中正區仁愛路二段 1 號 4 樓，中國土木水利工程學會編輯出版委員會會刊編輯小組收，刊登後將贈送每位作者一本雜誌，不再另致稿酬；歡迎以英文撰寫之國內外工程報導之文章，相關注意事項如後：

- 工程新知及技術報導，行文宜簡潔。
- 技術研究為工程實務之研究心得，工程講座為對某一問題廣泛而深入之論述與探討。工程報導為新知介紹及國內外工程之報導。
- 本刊並歡迎對已刊登文章之討論及來函。
- 工程論著及技術研究類文章，由本刊委請專家 1~2 人審查，來文請寄電子檔案，照片解析度需 300dpi 以上。
- 文章應力求精簡，並附圖表照片，所有圖表及照片務求清晰，且應附簡短說明，並均請註明製圖者及攝影者，請勿任意由網站下載圖片，以釐清版權問題。