第一章 總 則

1.1 適用範圍

本規範適用於跨度 150 公尺以下之一般性新建橋梁。特殊性橋梁如吊橋、斜張橋及活動橋等或臨時便橋及跨度超過 150 公尺者，應依橋址地形、土層條件、橋梁之構造特性與規模、以往之震害經驗、橋梁之重要性及橋梁工址之實際情況等因素作適當之考量，本規範如有仍可適用的部分，亦可參考使用。

1.2 耐震設計基本要求

本規範耐震設計之基本要求，係確保設計之橋梁主結構體在中度地震時能維持原有功能；設計地震時容許產生損傷，但可修復；最大考量地震時避免產生落橋或崩塌。

1.3 振動單元

振動單元即耐震分析時視為一體振動的單元，沿縱向的振動單元與沿橫向的振動單元應分別訂定。一般取在橋梁兩伸縮縫間的橋體，經適度的修正，可視為縱向與橫向之振動單元。

1.4 基面

基面係指地震輸入橋體之水平面，或可使其上之結構視為振動體之水平面。

1.5 耐震分析方法

橋梁之耐震分析方法分為靜力分析法與動力分析法兩種。一般橋梁可採用靜力分析法或動力分析法，但屬 3.1 節所述之橋梁，應依動力分析法進行耐震分析。

1.6 韌性設計

公路橋梁以韌性設計為原則，相關規定見第五與第六章韌性設計要求。

1.7 隔震與消能設計

隔震設計係使用隔震元件與阻尼元件以降低地震對橋梁結構之影響，其分析與設計方法須依循第七章之相關規定。

1.8 符號說明

本規範採用之符號與其意義如下所述：

a ：矩形橫向箍筋之垂直間距，(cm)

t ：動水壓作用方向結構物之厚度，(m)

A ：地震地表水平加速度

A_c ：柱心之面積，柱閉合箍筋外緣以內之斷面積，(cm^2)

A_e ：柱有效斷面積，(cm^2)

A_g ：柱之全斷面積，(cm^2)

A_g^* ：柱之折減後有效斷面積，(cm^2)

A_{sh} ：沿某方向箍筋的總面積（包含輔助箍筋），(cm^2)

A_{vf} ：與施工縫垂直之鋼筋總斷面積，(cm^2)

A_0 ：下部結構之斷面積，(m^2)

b ：與動水壓作用方向垂直之結構物寬度，(m)

B ：浮力效應，取常水位之浮力效應

B_S ：短週期結構之阻尼比修正係數

B_1 ：一秒週期結構之阻尼比修正係數

c ：土壤凝聚力，(tf/m^2)

c_ϕ ：與相鄰兩振動單元的基本振動週期有關之調整係數

d ：沿剪力方向柱之有效深度，(cm)

d_i ：第 i 層土層之厚度，(m)

D ：靜載重效應，見 4.1 節

D ：圓柱圍束區域之直徑，見 5.3 節， (cm)

D_d ：隔震元件之設計位移

D_E ：土壤參數折減係數

D_s ：隔震橋梁之水平設計位移

D_y ：橋墩於降伏時，墩頂與墩底之相對位移

D_{50} ：有 50%重量之土粒比此細之粒徑，(mm)

E ：土壓力效應

E_d^i ：消散能力為試驗中隔震元件在不同位移振幅時所得之單一循環迴圈面積。

E_D ：隔震元件於設計位移下之遲滯迴圈面積

EQ ：地震力效應

$(EQ)_{\min}$ ：最小水平地震下之地震力

f_c' ：混凝土之規定抗壓強度，(kgf/cm^2；MPa)

f_y ：鋼筋規定降伏強度，(kgf/cm^2；MPa)

f_{yh} ：剪力鋼筋之規定降伏強度，見 5.3.3 節，(kgf/cm^2；MPa)

f_{yh} ：螺箍筋或橫向箍筋之規定降伏強度，見 5.3.4 節，(kgf/cm^2；MPa)

F ：與軸力有關之調整係數

F_a ：反應譜等加速度段之工址地盤放大係數

F_i^+ ：該循環測試中正向之最大剪力，見 7.6.3 節

F_i^- ：該循環測試中負向之最大剪力，見 7.6.3 節

F_v ：反應譜等速度段之工址地盤放大係數

F_L ：液化抵抗率

F_{uD} ：設計地震結構系統地震力折減係數

F_{uM} ：最大考量地震結構系統地震力折減係數

g ：重力加速度

h ：水深，(m)

h_c ：橫箍柱柱心在所考慮方向的尺寸，(cm)

h_g ：地表面至全部動水壓合力作用點之距離，(m)

H ：基面起算下部結構之高度，見 4.5.1 節，(m)

H ：由柱底至上部結構之質量中心的高度，見 7.3.2 節，(m)

I ：用途係數

K_{eff}^i ：隔震元件於單一循環測試中所得之有效勁度

k_h ：水平加速度係數

K_{EA} ：地震時主動土壓力係數

K_{EP} ：地震時被動土壓力係數

$K_{e,i}$ ：下部結構與隔震元件串聯所得之有效勁度

$K_{p,i}$ ：編號 i 之下部結構彈性勁度

$K_{eff,i}$ ：編號 i 之隔震元件有效勁度

$K_{T,i}$ ：編號 i 之下部結構基礎水平勁度

$K_{R,i}$ ：編號 i 之下部結構基礎旋轉勁度

ℓ_0 ：沿構材主軸方向須配置橫向鋼筋之最小範圍

l_c ：柱高，可算至節點中心。

L ：跨徑，(m)

L_e ：影響梁端防落長度之下部結構間距，(cm)

L_E ：地震時設計伸縮量，(cm)

L_S ：地震引致之土壤剪應力與有效覆土壓力之比值

L_N ：梁端防落長度，(cm)

$L_{N\min}$ ：最小梁端防落長度，(cm)

L_A ：上部結構施工誤差所需之梁端間距餘裕量，(cm)

N_A ：反應譜等加速度段之斷層近域調整因子

N_i ：由標準貫入試驗所得之第 i 層土層之平均 N 值

N_V ：反應譜等速度段之斷層近域調整因子

$p_e(x)$：作用在橋梁單位長度上之設計地震力，(力/長度)

p_{Ea} ：深度 x 處之地震時主動土壓力，(tf/m^2)

p_{Ep} ：深度 x 處之地震時被動土壓力，(tf/m^2)

P ：作用於結構物之全部動水壓，見 8.3 節，(tf)

P：載重組合下柱之軸力，見 4.6 節。

P_e：柱之係數化軸力，(kgf；N)。

P_n ：橋墩或橋柱的最小設計軸力

P_b ：在平衡應變狀態時之軸力計算強度；(kgf；N)

P_{DL} ：設計靜載重所造成之支承垂直載重

P_{LL} ：設計活載重所造成之支承垂直載重

P_{EQ} ：水平及垂直設計地震所造成之支承垂直載重

q_u ：黏性土壤單軸壓縮強度，(kgf/cm^2)

Q ：拉拔力

Q_{BT} ：支承垂直設計拉力

Q_{HEQ} ：以橋柱塑鉸產生後所推求之支承拉拔力

Q_{VEQ} ：垂直地震作用下，由彈性分析所得之支承拉拔力

q' ：地震時地表之加載，(tf/m^2)

Q_S ：穩定指數

R ：結構系統之韌性容量

R_a ：結構系統之容許韌性容量

R_{BV} ：支承垂直設計壓力

R_d ：靜載重作用時支承之垂直反作用力

R_S ：土壤抵抗液化強度與有效覆土壓力之比值

R_{HEQ} ：以橋柱行車方向或垂直行車方向塑鉸產生後所推求之支承垂直反力

R_{VEQ} ：垂直地震作用下，由彈性分析所得之支承垂直反力

S ：橋墩之斜角，(deg)

S_{aD} ：設計地震水平譜加速度係數。為工址設計地震水平譜加速度與重力加速度 g 之比值

S_{aM} ：最大考量地震水平譜加速度係數

S_B ：所需梁端間隙，(cm)

S_{DS} ：工址短週期之設計地震水平譜加速度係數

S_{D1} ：工址一秒週期之設計地震水平譜加速度係數

S_{MS} ：工址短週期之最大考量地震水平譜加速度係數

S_{M1} ：工址一秒週期之最大考量地震水平譜加速度係數

S_S^D ：震區堅實地盤短週期之設計地震水平譜加速度係數

S_1^D ：震區堅實地盤一秒週期之設計地震水平譜加速度係數

S_S^M ：震區堅實地盤短週期之最大考量地震水平譜加速度係數

S_1^M ：震區堅實地盤一秒週期之最大考量地震水平譜加速度係數

SF ：水壓力效應

T ：橋梁在所考慮方向之基本振動週期，(sec)，見第二章振動週期，(sec)，見第三章

T_1 ：橋梁在所考慮方向最低振態振動週期，(sec)

T_e ：隔震橋梁於所考慮之振動方向的有效週期，(sec)

T_0 ：經阻尼比調整係數調整後之短週期與中週期的分界

T_0^D ：設計地震水平譜加速度係數短週期與中長週期的分界，(sec)

T_0^M ：最大考量地震水平譜加速度係數短週期與中長週期的分界，(sec)

$u(x)$：橋梁振動單元沿計算方向之變位，橋梁沿軸向或橫向施加 $w(x)$ 水平力所產生之變形曲線

u_R ：最大考量地震作用下所引致梁端與橋墩頂部之相對位移，(cm)

u_G ：地震引致相鄰橋墩間表層地盤之水平相對變位，(cm)

u_J ：設計總橫力地震引致之主梁與橋台間或同一橋墩上之相鄰兩主梁間之相對變位，(cm)

u_{Ri} ：振動單元 i 之最大位移，(cm)

u_S ：設計地震引致之主梁與橋台間或同一橋墩上之相鄰兩主梁間之相對變位，(cm)

v_n ：橋墩之單位面積計算剪力強度，(kgf/cm^2；MPa)

V ：設計總衝力

V_b ：隔震橋梁橋墩上所有隔震元件在設計地震下之最大水平力的總合

V_P ：隔震橋梁橋墩之最小水平設計地震力

V_D ：設計地震下之水平地震力

V_c ：混凝土之計算剪力強度，(kgf；N)

V_n ：計算剪力強度，(kgf；N)

V_s ：剪力鋼筋之計算剪力強度，(kgf；N)

V_u ：載重組合下柱之剪力，見 4.7 節

V_{si} ：第 i 層土層之平均剪力波速，(m/sec)

V_M ：避免最大考量地震下崩塌之水平地震力

$V_{\min}$ ：最小水平地震力

V_{DV} ：設計地震下之垂直地震力

V_{S30} ：30 公尺內之土層平均剪力波速，(m/sec)

$w(x)$ ：沿計算方向施加橋梁結構之單位靜載重

γ_w ：水之單位重，(tf/m^3；kN/m^3)

W ：橋梁振動單元靜載重；包括該振動單元上部結構之靜載重、該振動單元所有橋墩重量

W_{sub} ：下部結構靜載重

W_{sup} ：上部結構靜載重

x ：土壓力 p_{Ea}，p_{Ep} 作用於牆面之深度，(m)

ρ_h ：橋墩垂直斷面上水平剪力鋼筋比

ρ_n ：橋墩水平斷面上垂直剪力鋼筋比

ρ_s ：螺箍筋體積與柱心體積之比

ϕ ：強度折減因子，見 5.3 節

ϕ ：土壤摩擦角，見 8.2 節，(deg)

θ ：擋土牆背面與垂直面之夾角，(deg)

θ_0 ：等於 $\tan^{-1} k_h$，(deg)

α ：地表面與水平面之夾角，(deg)

α_y ：起始降伏地震力放大倍數

α_V ：垂直譜加速度係數與水平譜加速度係數之比值

β ：計算橋梁週期之常數，(力・長度)

β_D ：靜載重之載重組合係數

β_E ：土壓力之載重組合係數

ζ ：計算橋梁週期之常數，(力・長度^2)

γ ：土壤單位重，(tf/m^3；kN/m^3)

η ：計算橋梁週期之常數，$\eta = \zeta / \beta$，(m)

δ ：擋土牆背面與填土間之摩擦角，(deg)

ξ ：阻尼比

ξ_{eq} ：隔震元件之等效阻尼比

$\xi_{p,i}$ ：編號 i 之橋柱黏性阻尼比

$\xi_{T,i}$ ：$K_{T,i}$所對應之基礎黏性阻尼比

$\xi_{R,i}$ ：$K_{R,i}$所對應之基礎黏性阻尼比

ξ_{eq}^{i} ：隔震元件於單一循環測試中所得之等效阻尼比

μ ：摩擦係數

ε_G ：地盤變位係數

Δ_i ：該循環測試中正向及負向最大位移之平均值，見 7.6.3 節

Δ_0 ：橋柱承受V_u時，柱頂對柱底產生之相對彈性變

第二章 靜力分析方法

2.1 通則

橋梁之靜力分析應依本章之規定辦理。

2.2 工址之地盤分類

用於決定工址地盤放大係數之地盤分類，除台北盆地區域外，餘依工址地表面下 30 公尺內之土層平均剪力波速V_{S30}決定之。$V_{S30} \geq 270\ m/s$ 者為第一類地盤；$180\ m/s \leq V_{S30} < 270\ m/s$ 者，為第二類地盤；$V_{S30} < 180\ m/s$ 者，為第三類地盤。工址地表面下 30 公尺內之土層平均剪力波速V_{S30}依下列公式計算：

$$V_{S30} = \frac{\sum_{i=1}^{n} d_i}{\sum_{i=1}^{n} d_i / V_{si}} = \frac{30}{\sum_{i=1}^{n} d_i / V_{si}} \tag{2-1}$$

其中，d_i 為第 i 層土層之厚度(m)。V_{Si} 為第 i 層土層之平均剪力波速(m/s)，可使用實際量測值，或依下列經驗公式計算：

粘性土層：

$$V_{si} = \begin{cases} 100N_i^{1/3} & 2 \leq N_i \leq 25 \\ 120q_u^{0.36} & 2 > N_i \end{cases} \tag{2-2}$$

砂質土層：

$$V_{si} = 80N_i^{1/3} \quad 1 \leq N_i \leq 50 \tag{2-3}$$

其中，q_u 為黏性土壤單軸壓縮強度(kgf/cm^2)，N_i 為由標準貫入試驗所得之第 i 層土層之平均 N 值。

2.3 設計總橫力

橋梁沿縱向及橫向之任一振動單元，其設計總橫力 V 為(2-4)式 V_D 、(2-12)式 V_M 之較大值，且不得小於(2-19)式 V_{min}。

2.4 設計地震下之水平設計地震力

設計地震下之水平設計地震力V_D應依下式計算：

$$V_D = \frac{I}{1.2\alpha_y}\left(\frac{S_{aD}}{F_{uD}}\right)_m W \tag{2-4}$$

其中

V_D ＝ 設計地震下之水平設計地震力，但不得小於$\frac{I}{1.2\alpha_y}\left(\frac{0.4S_{DS}}{F_{uD}}\right)_m W$ 。

$\left(\frac{0.4S_{DS}}{F_{uD}}\right)_m$ 依(2-5)式計算，其中S_{aD}以$0.4S_{DS}$取代。

W=橋梁振動單元靜載重；包括該振動單元上部結構之靜載重、該振動單元所有橋墩重量。

I =用途係數；依表 2-1 之規定。

α_y =起始降伏地震力放大倍數；依表 2-2 之規定。

$$\left(\frac{S_{aD}}{F_{uD}}\right)_m = \begin{cases} \frac{S_{aD}}{F_{uD}} & ; \quad \frac{S_{aD}}{F_{uD}} \le 0.3 \\ 0.20\frac{S_{aD}}{F_{uD}} + 0.24 & ; \quad .0.3 < \frac{S_{aD}}{F_{uD}} < 0.8 \\ 0.50\frac{S_{aD}}{F_{uD}} & ; \quad \frac{S_{aD}}{F_{uD}} \ge 0.8 \end{cases} \tag{2-5}$$

S_{aD} =設計地震水平譜加速度係數、F_{uD}=設計地震結構系統地震力折減係數。均應依橋梁振動單元在所考慮方向基本振動週期T之範圍計算：

$$S_{aD} = \begin{cases} S_{DS}(0.4 + 3T/T_0^D) & ; \quad T \le 0.2T_0^D \\ S_{DS} & ; \quad 0.2T_0^D \le T \le T_0^D \\ S_{D1}/T & ; \quad T > T_0^D \end{cases} \tag{2-6}$$

$$F_{uD} = \begin{cases} R_a & ; \quad T \ge T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} + \left(R_a - \sqrt{2R_a - 1}\right) \times \frac{T - 0.6T_0^D}{0.4T_0^D} & ; \quad 0.6T_0^D \le T \le T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} & ; \quad 0.2T_0^D \le T \le 0.6T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} + \left(\sqrt{2R_a - 1} - 1\right) \times \frac{T - 0.2T_0^D}{0.2T_0^D} & ; \quad T \le 0.2T_0^D \end{cases} \tag{2-7}$$

式中

T =橋梁在所考慮方向之基本振動週期

$$=2\pi\sqrt{\frac{\zeta}{\beta g}} \tag{2-8}$$

g =重力加速度。

β $=\int w(x)u(x)dx$

ζ $=\int w(x)u^2(x)dx$

$w(x)$ =沿計算方向施加橋梁結構之單位靜載重。

$u(x)$ =橋梁振動單元沿計算方向之變位。

S_{DS}＝工址短週期之設計地震水平譜加速度係數、S_{D1}＝工址一秒週期之設計地震水平譜加速度係數、T_0^D＝設計地震水平譜加速度係數短週期與中長週期的分界、R_a＝結構系統之容許韌性容量，分一般工址、活動斷層近域及台北縣市區域三種情況計算如下：

（1）一般工址：

$$S_{DS}=F_aS_S^D \tag{2-9a}$$

$$S_{D1}=F_vS_1^D \tag{2-9b}$$

$$T_0^D=\frac{S_{D1}}{S_{DS}} \tag{2-9c}$$

$$R_a=1+\frac{(R-1)}{1.5} \tag{2-9d}$$

R =結構系統韌性容量，依表 2-3 規定之數值。

F_a =反應譜等加速度段之工址地盤放大係數，依表 2-4(*a*)規定之數值。

F_v =反應譜等速度段之工址地盤放大係數，依表 2-4(*b*)規定之數值。

S_S^D =震區堅實地盤短週期之設計地震水平譜加速度係數，依表 2-5 規定之數值。

S_1^D =震區堅實地盤一秒週期之設計地震水平譜加速度係數，依表 2-5 規定之數值。

（2）活動斷層近域：

必須考慮斷層近域效應之行政區域如表 2-5 所列。活動斷層近域之工址堅實地盤短週期與一秒週期設計地震水平譜加速度係數調整為$S_S^D N_A$與$S_1^D N_V$，其中N_A為反應譜等加速度段之斷層近域調整因子；N_V為反應譜等速度段之斷層近域調整因子。考慮斷層近域效應時，工址放大係數F_a及F_V，應分別以N_A、N_V調整後之譜加速度係數決定之。

$$S_{DS}=F_a\left(S_S^D N_A\right) \tag{2-10a}$$

$$S_{D1}=F_v\left(S_1^D N_V\right) \tag{2-10b}$$

$$T_0^D=\frac{S_{D1}}{S_{DS}} \tag{2-10c}$$

$$R_a=1+\frac{(R-1)}{1.5} \tag{2-10d}$$

N_A =反應譜等加速度段之斷層近域調整因子，依表 2-6 規定之數值。

N_V =反應譜等速度段之斷層近域調整因子，依表 2-6 規定之數值。

（3）台北縣市之震區分為台北盆地及一般震區：

台北盆地區域，包括台北市及台北縣之三重市、新莊市、板橋市、中和市、永和市、新店市、土城市、樹林市、蘆洲鄉、五股鄉、泰山鄉、淡水鎮、八里鄉、汐止市等地區之部份村里，並劃分為台北一區、台北二區及台北三區，如表 2-7(a)所列。

$$S_{DS}=0.6 \tag{2-11a}$$

$$T_0^D=\begin{cases}1.60\text{ 秒 (台北一區)}\\1.30\text{ 秒 (台北二區)}\\1.05\text{ 秒 (台北三區)}\end{cases} \tag{2-11b}$$

$$S_{D1}=S_{DS}T_0^D \tag{2-11c}$$

$$R_a=1+\frac{(R-1)}{2.0} \tag{2-11d}$$

台北縣市非屬盆地範圍內之一般震區如表 2-7(b)所列，其S_{DS}、S_{D1}、T_0^D與R_a之值依(2-9a)至(2-9d)等式計算。

S_S^D =震區堅實地盤短週期之設計地震水平譜加速度係數，依表 2-7(b)規定

之數值。

S_1^D =震區堅實地盤一秒週期之設計地震水平譜加速度係數，依表 2-7(b)規定之數值。

2.5 避免最大考量地震下崩塌之水平地震力

橋梁沿縱向及橫向之任一振動單元，其最大考量地震下之水平地震力V_M應依下式計算，但不得小於$\frac{I}{1.2\alpha_y}\left(\frac{0.4S_{MS}}{F_{uM}}\right)_m W$。

$$V_M = \frac{I}{1.2\alpha_y}\left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}}\right)_m W \tag{2-12}$$

其中

$\left(\frac{0.4S_{MS}}{F_{uM}}\right)_m$ 依(2-13)式計算，其中S_{aM}以$0.4S_{MS}$取代。

$$\left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}}\right)_m = \begin{cases} \frac{S_{aM}}{F_{uM}} & ; \quad \frac{S_{aM}}{F_{uM}} \le 0.3 \\ 0.20\frac{S_{aM}}{F_{uM}} + 0.24 & ; \quad .0.3 < \frac{S_{aM}}{F_{uM}} < 0.8 \\ 0.50\frac{S_{aM}}{F_{uM}} & ; \quad \frac{S_{aM}}{F_{uM}} \ge 0.8 \end{cases} \tag{2-13}$$

式中S_{aM}=最大考量地震水平譜加速度係數、F_{uM}=最大考量地震結構系統地震力折減係數。均應依橋梁振動單元基本振動週期T之範圍計算。

$$S_{aM} = \begin{cases} S_{MS}(0.4 + 3T/T_0^M) & ; \quad T \le 0.2T_0^M \\ S_{MS} & ; \quad 0.2T_0^M \le T \le T_0^M \\ S_{M1}/T & ; \quad T > T_0^M \end{cases} \tag{2-14}$$

$$F_{uM} = \begin{cases} R & ; \quad T \ge T_0^M \\ \sqrt{2R-1} + \left(R - \sqrt{2R-1}\right) \times \frac{T - 0.6T_0^M}{0.4T_0^M} & ; \quad 0.6T_0^M \le T \le T_0^M \\ \sqrt{2R-1} & ; \quad 0.2T_0^M \le T \le 0.6T_0^M \\ \sqrt{2R-1} + \left(\sqrt{2R-1} - 1\right) \times \frac{T - 0.2T_0^M}{0.2T_0^M} & ; \quad T \le 0.2T_0^M \end{cases} \tag{2-15}$$

式中S_{MS}＝工址短週期之最大考量地震水平譜加速度係數、S_{M1}＝工址一秒週期之最大考量地震水平譜加速度係數、T_0^M＝最大考量地震水平譜加速度係數短週期與中長週期的分界、R＝結構系統之韌性容量，依表 2-3 規定之數值、T＝橋梁在所考慮方向之基本振動週期，依(2-8)式計算，分一般工址、活動斷層近域及台北縣市區域三種情況。

（1）一般工址：

$$S_{MS}=F_aS_S^M \tag{2-16a}$$

$$S_{M1}=F_vS_1^M \tag{2-16b}$$

$$T_0^M=\frac{S_{M1}}{S_{MS}} \tag{2-16c}$$

F_a =反應譜等加速度段之工址地盤放大係數，依表 2-4(a)規定之數值。

F_v =反應譜等速度段之工址地盤放大係數，依表 2-4(b)規定之數值。

S_S^M =震區堅實地盤短週期之最大考量地震水平譜加速度係數，依表 2-5 規定之數值。

S_1^M =震區堅實地盤一秒週期之最大考量地震水平譜加速度係數，依表 2-5 規定之數值。

（2）活動斷層近域：

必須考慮斷層近域效應之行政區域如表 2-5 所列。活動斷層近域之工址堅實地盤短週期與一秒週期最大考量地震水平譜加速度係數調整為$S_S^MN_A$與$S_1^MN_V$，其中N_A為反應譜等加速度段之斷層近域調整因子；N_V為反應譜等速度段之斷層近域調整因子。考慮斷層近域效應時，工址放大係數F_a及F_V，應分別以N_A、N_V調整後之譜加速度係數決定之。

$$S_{MS}=F_a\left(S_S^MN_A\right) \tag{2-17a}$$

$$S_{M1}=F_v\left(S_1^MN_V\right) \tag{2-17b}$$

$$T_0^M=\frac{S_{M1}}{S_{MS}} \tag{2-17c}$$

N_A =反應譜等加速度段之斷層近域調整因子，依表 2-6 規定之數值。

N_V =反應譜等速度段之斷層近域調整因子，依表 2-6 規定之數值。

（3）台北縣市之震區分為台北盆地及一般震區：

台北盆地區域，包括台北市及台北縣之三重市、新莊市、板橋市、中和市、永和市、新店市、土城市、樹林市、蘆洲鄉、五股鄉、泰山鄉、淡水鎮、八里鄉、汐止市等地區之部份村里，並劃分為台北一區、台北二區及台北三區，如表 2-7(a)所列。

$$S_{MS}=0.8 \tag{2-18a}$$

$$T_0^M=\begin{cases}1.60\text{ 秒 (台北一區)}\\1.30\text{ 秒 (台北二區)}\\1.05\text{ 秒 (台北三區)}\end{cases} \tag{2-18b}$$

$$S_{M1}=S_{MS}T_0^M \tag{2-18c}$$

台北縣市非屬盆地範圍內之一般震區如表 2-7(b)所列，其 S_{MS} 、S_{M1} 、T_0^M 之值依(2-16a)至(2-16c)等式計算。

S_S^M =震區堅實地盤短週期之最大考量地震水平譜加速度係數，依表 2-7(b)規定之數值。

S_1^M =震區堅實地盤一秒週期之最大考量地震水平譜加速度係數，依表 2-7(b)規定之數值。

2.6 設計總橫力下限值

橋梁沿縱向及橫向之任一振動單元，其設計總橫力下限值 $V_{\min}$ 應依下式計算:

$$V_{\min}=\frac{IS_{aD}}{3.25\alpha_y}W \tag{2-19}$$

其中 $V_{\min}$ 不得小於 $\frac{0.4IS_{DS}}{3.25\alpha_y}W$ 。

2.7 設計總橫力之分布

作用在橋梁單位長度上之設計水平地震力分布 $p_e(x)$ 應依下式計算：

$$p_e(x)=\frac{w(x)u(x)}{\int w(x)u(x)dx}V \qquad (2\text{-}20)$$

2.8 活動支承傳遞之地震力

在水平地震力之方向，上下部結構之連接型式為活動支承（輥支）時，以支承靜摩擦力作為水平載重作用於下部結構。支承靜摩擦力可由作用於支承之靜載重反力乘以活動支承之摩擦係數而得，惟其值不必大於假設該支承為鉸支承時所分擔之上部結構水平地震力。活動支承之摩擦係數依表 2-8 之規定。

2.9 垂直地震力

橋梁振動單元所引致之橋梁垂直地震力分別由上部結構與下部結構引致者，依(2-21)式計算：

$$V_{DV}=\frac{I}{1.2\alpha_y}\left(\frac{\alpha_V S_{aD}}{F_{uD}}\right)_m W_{\text{sup}}+\frac{\alpha_V I(0.4S_{DS})}{\alpha_y}W_{sub} \qquad (2\text{-}21)$$

其中

一般工址與台北盆地：　$\alpha_V=\frac{1}{2}$

活動斷層近域：　$\alpha_V=\frac{2}{3}$

S_{aD}=依橋梁上部結構在垂直方向之基本振動週期計算所得之設計地震水平譜加速度係數。$\left(\frac{\alpha_V S_{aD}}{F_{uD}}\right)_m$ 依(2-5)式計算，其中 S_{aD} 以 $\alpha_V S_{aD}$ 取代。

上部結構引致之地震力應分配於上部結構各節點，下部結構引致之地震力應分配於下部結構各節點。

垂直地震力對上部結構垂直載重變化之影響應加以檢討，上部結構之韌性容量均採 R＝2.0。

2.10 地震效應之組合

地震引致構材之彎矩、軸力及剪力，應考慮下列地震效應之組合：

1. 載重組合一：100%縱向設計地震力引致之構材內力絕對值，加上 30%橫向設計地震力引致之構材內力絕對值，再加上 30%垂直向設計地震力引致之構材內力絕對值。
2. 載重組合二：30%縱向設計地震力引致之構材內力絕對值，加上 100%橫向設計地震力引致之構材內力絕對值，再加上 30%垂直向設計地震力引致之構材內力絕對值。
3. 載重組合三：30%縱向設計地震力引致之構材內力絕對值，加上 30%橫向設計地震力引致之構材內力絕對值，再加上 100%垂直向設計地震力引致之構材內力絕對值。

第三章 動力分析方法

3.1 通則

形狀不規則或形狀規則但具有下述任一情況之橋梁，必須進行動力分析：

(1) 多跨連續式橋梁，因橋墩形式、高度、勁度及尺寸等之差異，或土層情況變異性大，致使橋梁各個部位之振動特性有顯著不同之橋梁。

(2) 長週期（1.5 秒以上）或高橋墩（30 公尺以上）之橋梁。

(3) 曲率半徑小之橋梁。

(4) 跨度差異大，或質量分布不均勻之橋梁。

(5) 未曾受強烈地震考驗之新型橋梁。

(6) 橋址之土層屬 8.1.1 小節所述位於極軟弱土層。

(7) 支承線方向與橋軸方向間之夾角小於 70 度之多跨度斜橋。

(8) 其他在地震時，結構行為反應複雜之橋梁。

動力分析應採用反應譜分析法或歷時分析法進行之。動力分析時，除另有可信之驗證外，其結構阻尼比應採用 5%。

對於形狀規則且不須採用動力分析之橋梁，亦可採用動力分析進行結構分析與設計，若動力分析所得之總剪力小於靜力分析之 80%時，須調整至靜力分析之 80%。對於須進行動力分析之橋梁，若動力分析所得之總剪力小於靜力分析之 90%時，須調整至靜力分析之 90%。

3.2 譜加速度係數之阻尼比調整係數

橋梁阻尼比異於 5%時，可依橋梁有效阻尼比ξ，由表 3-1 內插得短週期與一秒週期結構之阻尼比調整係數 B_S 與 B_1，將水平譜加速度係數 S_{DS} 與 S_{D1} 調整為 S_{DS}/B_S 與 S_{D1}/B_1，其中 S_{DS}、S_{D1} 之定義與第二章相同。

一般工址、活動斷層近域以及台北縣市一般震區之設計水平譜加速度係數 S_{aD}，隨橋梁振動週期 T 與工址短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數 S_{DS}/B_S 與 S_{D1}/B_1 而改變，如表 3-2 所示。其中，經阻尼比調整係數調整後之短週期與中週期的分界 T_0 由下式計算：

$$T_0 = \frac{S_{D1} B_S}{S_{DS} B_1} \tag{3-1}$$

台北盆地之設計水平譜加速度係數 S_{aD}，隨橋梁振動週期 T 與工址短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數 S_{DS}/B_S 與 S_{D1}/B_1 而改變，如表 3-3 所示。其中，經阻尼比調整係數調整後之短週期與中週期的分界 T_0 由下式計算：

$$T_0 = \frac{T_0^D B_S}{B_1} \tag{3-2}$$

T_0^D 為未經阻尼比調整係數調整之短週期與中週期的分界，見第二章(2-11b)式。

3.3 反應譜分析法

橋梁反應譜動力分析應採用多振態反應譜疊加法。所考慮的振態數不得少於跨數的三倍，且縱向、橫向及垂直向之有效質量和，須分別大於橋梁質量之 90%。惟振態數超過 25 個且所考慮之振態最短週期小於 0.2 秒時，可不受此限。

不規則橋梁之主軸方向不明確時，水平地震輸入方向應多考慮幾個角度。

地震引致構材之彎矩、軸力及剪力，應依 2.10 節之規定考慮地震效應之組合。

橋梁結構進行設計地震之反應譜分析時，其輸入譜加速度係數應依(3-3)式計算之：

$$S_{aD}(T)\ \frac{I}{1.2\alpha_y S_{aD}(T_1)} \left(\frac{S_{aD}(T_1)}{F_{uD}(T_1)} \right)_m \tag{3-3}$$

其中

T =振動週期

$S_{aD}(T)$ =設計水平譜加速度係數，為振動週期 T 之函數。

$S_{aD}(T_1)$ =橋梁在所考慮方向之基本振動週期 T_1 且阻尼比為 5%時之設計水平譜加速度係數。

阻尼比異於 5%之橋梁，(3-3)式中之 S_{aD} 則依 3.2 節之規定調整。

3.4 歷時分析法

歷時分析應依結構特性採用線性歷時分析或非線性歷時分析。進行非線性歷時分析時，構材之分析模型須能適切反映構材之非線性行為。

3.4.1 地震歷時

地震歷時應能反映工址之實際地震特性。歷時分析每一方向地動分量須使用至少三個設計反應譜相符之地震紀錄，並取各主軸反應最大者為設計依據。非線性分析時，須同時輸入三正交方向(x、y 及 z)地動分量之地震歷時。近斷層水平地震記錄應能反應其近斷層地震特性，且應轉換為垂直於斷層方向之平面主方向。

針對任一組水平地震歷時，其 5%阻尼比之譜加速度值在 $0.2T$ 至 $1.5T$ 週期範圍內不得低於(2-6)式規定之譜加速度值之 90%，且在此週期範圍內之平均值不得低於上述規定之譜加速度值之平均值，其中 T 為所考慮方向橋梁之基本振動週期。

3.4.2 線性歷時分析

線性歷時分析應進行設計地震之歷時分析。輸入地震應使用 3.4.1 節之地震歷時，乘以如下之調整係數：

$$\frac{I}{1.2\alpha_y S_{aD}(T_1)}\left(\frac{S_{aD}(T_1)}{F_{uD}(T_1)}\right)_m \tag{3-4}$$

以阻尼器增加阻尼比之橋梁，應輸入結構阻尼比進行歷時分析。對多組地震紀錄分析所得之反應值，應採最大反應值進行設計。地震引致構材之彎矩、軸力及剪力，應依 2.10 節之規定考慮地震效應之組合。

3.4.3 非線性歷時分析

非線性歷時分析進行檢核時，應同時考量縱向、橫向以及垂直向均為 100%地震歷時效應之組合。

3.5 垂直地震效應

橋梁振動單元之垂直地震效應，其輸入垂直譜加速度係數應依下述規定計算之：

$$\frac{\alpha_V I}{\alpha_y} S_{aD}(T) \tag{3-5}$$

其中

T =振動週期

$S_{aD}(T)$=設計水平譜加速度係數，為振動週期T之函數。

α_V =垂直譜加速度係數與水平譜加速度係數之比值；

一般工址與台北盆地：$\alpha_V = \frac{1}{2}$

活動斷層近域：$\alpha_V = \frac{2}{3}$

以阻尼器增加阻尼比之橋梁，(3-5)式中之$S_{aD}(T)$則應依 3.2 節之規定調整。

第四章 構材之設計

4.1 載重組合

構材之設計，須先將各種載重引致之內力做載重組合後設計之。本規範配合現行『公路橋梁設計規範』之構材設計規定，提供下列五種載重組合方式：

1. 採用容許應力法設計之鋼構材。

組合載重效應=$(D+EQ+B+SF+E)$

構材之應力不得超過受長期載重時容許應力之 1.33 倍。

2. 採用強度設計法設計之鋼構材。

組合載重效應=$1.3(\beta_D D+EQ+B+SF+\beta_E E)$

構材之設計強度不得小於上述組合載重效應。

3. 採用容許應力法設計之鋼筋混凝土構材。

(a) 一般構材

組合載重效應=$(D+EQ+B+SF+E)$

構材之應力不得超過受長期載重時容許應力之 1.33 倍。

(b) 受壓構材

組合載重效應=$0.75(D+EQ+B+SF+E)$

構材之計算強度乘以 0.35 後不得小於上述之組合載重效應。

4. 採用強度設計法設計之鋼筋混凝土構材或預力構材。

組合載重效應=$1.3(\beta_D D+EQ+B+SF+\beta_E E)$

構材之計算強度乘以強度折減因數所得之設計強度不得小於上述組合載重效應。

其中

D ：靜載重效應

EQ：地震載重效應

B ：浮力效應

SF：水壓力效應

E ：土壓力載重效應

β_D：詳見部頒『公路橋梁設計規範』第二章

β_E：詳見部頒『公路橋梁設計規範』第二章

4.2 橋墩設計剪力

除壁式橋墩強軸方向外，橋梁耐震設計基本原則為設計地震發生時，宜避免橋柱塑鉸形成前發生剪力破壞或其他脆性破壞。

4.2.1 單柱橋墩

單柱橋墩二主軸方向、壁式橋墩沿弱軸方向及構架式橋柱沿弱軸方向之設計剪力，係以最早發生塑鉸斷面之最大可能彎矩強度除以對應之柱高(含帽梁)估計之。鋼筋混凝土柱之最大可能彎矩強度得以其計算彎矩強度乘以 1.3 求得，鋼橋柱之最大可能彎矩強度得以其標稱降伏彎矩強度乘以 1.25 求得。計算最大可能彎矩強度時，柱軸力得採用靜載重引致之軸力。

柱之設計剪力不必超過地震力 V_D 乘以 $1.2\alpha_y F_{uD}$ 時彈性分析所得者。

4.2.2 具有雙柱或雙柱以上之構架式橋墩

具有雙柱或雙柱以上之構架式橋墩，橋柱之設計剪力為柱頂與柱底之最大可能彎矩強度相加後除以柱之淨高(不含帽梁)。計算最大可能彎矩強度時，應考慮柱軸力變化之影響。最大可能彎矩強度之計算得比照 4.2.1 節之規定。

柱之設計剪力不必超過地震力 V_D 乘以 $1.2\alpha_y F_{uD}$ 時彈性分析所得者。

4.2.3 壁式橋墩

壁式橋墩強軸方向之設計剪力，應依設計總橫力彈性分析結果再經載重組合後計算之。弱軸方向設計剪力應依 4.2.1 節之規定計算。

4.2.4 多跨剛接連續橋

行車方向為多跨剛接連續橋時，橋柱之設計剪力依 4.2.2 節之規定計算。

4.3 接合部之設計剪力

帽梁與橋柱間、橋柱與基腳或樁帽間之接合部，其設計剪力應根據柱產生塑鉸後之應力推算，但其值不必超過地震力為V_D乘以$1.2\alpha_y F_{uD}$時彈性分析所得者，並據以設計之。

4.4 基礎之設計力

橋柱之基礎設計力為橋柱產生塑鉸後，柱底傳至基礎之作用力；壁式橋墩沿強軸方向之基礎設計力，則為橋墩剪力達計算剪力強度時，柱底傳至基礎之作用力，但均不必大於地震力V_D乘以$1.2\alpha_y F_{uD}$時彈性分析所得者。柱底產生的塑性彎矩及其對應的剪力、軸力如沿某一方向發生時，可能對基礎產生最不利效應者，必須予以考慮，但不需考慮 2.10 節所述其他方向地震力之載重組合。

4.5 支承系統之設計

支承系統係指將上部結構力傳遞至下部結構之構件組合，一般包括垂直力傳遞、剪力傳遞及抗拉拔等裝置。

4.5.1 支承系統之垂直承載力

支承系統之垂直強度須符合下述規定：

1.設計總橫力V作用下支承構件不得降伏。

2.支承系統之垂直極限承載力不得小於R_{BV}：

$$R_{BV} = R_d + (|R_{HEQ}| + 0.3|R_{VEQ}|) \tag{4-1a}$$

$$R_{BV} = R_d + (0.3|R_{HEQ}| + |R_{VEQ}|) \tag{4-1b}$$

其中

R_d：靜載重作用下之支承垂直反力。

R_{BV}：支承垂直設計壓力，為(4-1a)式及(4-1b)式之較大值。

R_{HEQ}：以橋柱行車方向或垂直行車方向塑鉸產生後推求之支承垂直反力，但不

須考慮兩方向之組合，其值不必大於地震力V_D乘以$1.2\alpha_y F_{uD}$時彈性分析所得之垂直反力。

R_{VEQ}：垂直地震作用下，由彈性分析所得之支承垂直反力。

4.5.2 支承系統之水平承載力

支承系統之水平承載力須符合下述規定：

1. 設計總橫力V作用下支承構件不得降伏。
2. 支承系統極限承載力不得小於橋柱塑鉸產生後推求之支承水平力，但不必大於地震力V_D乘以$1.2\alpha_y F_{uD}$所引致之水平力。

4.5.3 支承系統之抗拉拔承載力

支承系統之抗拉拔承載力須符合下述規定：

1. 在縱向、橫向設計總橫力及垂直向地震力作用下，若支承承受之拉拔力Q為靜載重反力R_d之50%至100%時，橋梁應設置支承抗拉拔裝置，且此抗拉拔裝置至少應以靜載重反力之10%為拉拔力設計之；若拉拔力Q超過靜載重反力R_d時，抗拉拔裝置應依1.2（Q-R_d）為拉拔力設計之，但不得小於靜載重反力之10%。在上述情況下，支承抗拉拔裝置承受之應力不得高於抗拉拔裝置之短期容許應力。
2. 支承系統抗拉拔裝置之極限承載力，不得小於依(4-1c)、(4-1d)式所求得之垂直設計拉拔力Q_{BT}。

$$Q_{BT} = \left|Q_{HEQ}\right| + 0.3\left|Q_{VEQ}\right| - R_d \tag{4-1c}$$

$$Q_{BT} = 0.3\left|Q_{HEQ}\right| + \left|Q_{VEQ}\right| - R_d \tag{4-1d}$$

其中

Q_{BT}：支承垂直設計拉力，為(4-1c)式及(4-1d)式之較大值，且不得小於$0.15R_d$。

Q_{HEQ}：以橋柱塑鉸產生後所推求之支承拉拔力，但其值不必大於地震力V_D乘以$1.2\alpha_y F_{uD}$時彈性分析所得之拉拔力。

Q_{VEQ} ：垂直地震作用下，由彈性分析所得之支承拉拔力。

4.6 P-Δ效應

穩定指數 Q_S 超過 0.05 時，須考慮 $P-\Delta$ 效應，Q_S 定義如下：

$$Q_S = \frac{P\Delta_0}{V_u l_c} \tag{4-2}$$

其中

P ：載重組合下柱之軸力。

Δ_0 ：橋柱承受 V_u 時，柱頂對柱底產生之相對彈性變位。

V_u ：載重組合下柱之剪力。

l_c ：柱高，可算至節點中心。

第五章 鋼筋混凝土構材之韌性設計

5.1 通則

鋼筋混凝土橋柱、壁式橋墩、橋柱接合部及基礎之設計與施工，除應滿足部頒『公路橋梁設計規範』之相關規定外，尚須符合本章之韌性設計要求。橋墩之淨高與沿剪力方向斷面深度之比值大於或等於 2.5 者，稱為橋柱，其設計須符合 5.3 節之規定。比值小於 2.5 者，則稱為壁式橋墩，其設計須符合 5.4 節之規定。柱頭擴大之橋柱，在計算時以均勻斷面段之淨高及斷面尺寸為判定基準。

5.2 混凝土與鋼筋之材質要求

抵抗地震力構材之混凝土，其規定抗壓強度 f_c' 不得低於 210kgf/cm^2 (20.6MPa)，但亦不宜高於 420kgf/cm^2 (41.2MPa)。

用以承受地震引致之彎矩與軸力之構材及壁式橋墩，其主筋應符合 CNS 560 中 SD 420W 及 SD 280W 之要求。

5.3 鋼筋混凝土橋柱之韌性要求

5.3.1 主筋量規定

橋柱之主鋼筋比，即主鋼筋量與全斷面積 A_g 的比值，不得小於 0.01，亦不得大於 0.04。如橋柱斷面大於承受載重所需，其鋼筋比小於 0.01 時，可用一足以承受該載重之折減後有效斷面積 A_g^* 檢核之，惟主鋼筋量不得小於 $0.01\,A_g^*$ ，但 A_g^* 不得小於 $0.5\,A_g$。

5.3.2 彎矩強度

螺箍柱中，由設計軸力產生之壓應力超過 $0.1\,f_c'$ 與 $\phi P_b / A_g$ 較小者時，強度折減因數 ϕ 取 0.75，當設計軸力產生之壓應力由 $0.1\,f_c'$ 與 $\phi P_b / A_g$ 之較小者減至 0 時，強度折減因數可由 0.75 線性遞增至 0.9。

橫箍柱中，由設計軸力產生之壓應力超過 $0.1\,f_c'$ 與 $\phi P_b / A_g$ 較小者時，強度折減因數 ϕ 取 0.7，當設計軸力產生之壓應力由 $0.1\,f_c'$ 與 $\phi P_b / A_g$ 之較小者減至 0 時，

強度折減因數可由 0.7 線性遞增至 0.9。

5.3.3 橋柱剪力強度

鋼筋混凝土橋柱塑鉸區之計算剪力強度依(5-1)式計算，計算所得計算剪力強度乘以強度折減因子$\phi = 0.85$後不得小於按 4.2 節計算所得之橋柱設計剪力。

$$V_n = V_s + V_c \tag{5-1}$$

其中，矩形橋柱之V_s依(5-2a)式計算；圓形橋柱之V_s依(5-2b)式計算。

$$V_s = A_{sh} f_{yh} d / a \tag{5-2a}$$

$$V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_h f_{yh} D}{a} \tag{5-2b}$$

$$V_c = 0.53(0.33 + F)\sqrt{f_c'}\, A_e \geq 0 \quad (1.66(0.33 + F)\sqrt{f_c'}\, A_e \geq 0) \tag{5-3}$$

另由剪力鋼筋所提供之剪力強度V_s不得超過$2.12\sqrt{f_c'}\, A_e$ $(6.64\sqrt{f_c'}\, A_e)$。

其中符號定義如下：

V_n ： 計算剪力強度，(kgf；N)

V_s ： 剪力鋼筋之計算剪力強度，(kgf；N)

V_c ： 混凝土之計算剪力強度，(kgf；N)

A_{sh} ： 沿某方向箍筋的總面積（包含輔助箍筋），(cm^2)

A_h ： 圓形箍筋的斷面積，(cm^2)

d ： 沿剪力方向柱之有效深度，(cm)

a ： 橫向箍筋之垂直間距，(cm)

A_e ： 柱有效斷面積，可取為$0.8A_g$，(cm^2)

f_{yh} ： 剪力鋼筋之規定降伏強度，(kgf/cm^2；MPa)

f_c' ： 混凝土之規定抗壓強度，(kgf/cm^2；MPa)

F ： 與軸力有關之調整係數

$F = \dfrac{N}{140A_g}$ ； 軸力為壓力時

$$F=\frac{N}{35A_g} \quad ； \text{軸力為拉力時}$$

N ： 軸力，壓力時取正值，拉力時取負值，(kgf；N)

A_g ： 柱之全斷面積，(cm^2)

D ： 圓柱圍束區域之直徑，(cm)

橋柱非塑鉸區之計算剪力強度可依(5-1)式計算，但其中：

$$V_c=0.53(1+F)\sqrt{f_c'}\,A_e\geq 0 \quad (=1.66(1+\mathrm{F})\sqrt{\mathrm{f_c'}}\,\mathrm{A_e}\geq 0) \tag{5-4}$$

5.3.4 塑鉸區之橫向圍束鋼筋

橋柱或樁構架式橋墩之柱頂或柱底及所有可能產生塑鉸的區域均應配置橫向圍束鋼筋將柱心予以圍束。橫向圍束鋼筋可與 5.3.3 節塑鉸區之剪力鋼筋相較取其大者不必重複配置。圍束鋼筋的規定降伏強度不可大於主筋的規定降伏強度。

圓形橋柱使用之螺箍筋或閉合圓箍筋體積比 ρ_s 以下列二式計算，並取其大者：

$$\rho_s=0.45\frac{f_c'}{f_{yh}}\left[\frac{A_g}{A_c}-1\right] \tag{5-5}$$

$$\rho_s=0.12\frac{f_c'}{f_{yh}}\left(0.5+\frac{1.25P_e}{f_c'A_g}\right) \tag{5-6}$$

矩形柱之矩形橫向箍筋之總斷面 A_{sh} 以下列二式計算，並取其大者：

$$A_{sh}=0.30ah_c\frac{f_c'}{f_{yh}}\left[\frac{A_g}{A_c}-1\right] \tag{5-7}$$

$$A_{sh}=0.12ah_c\frac{f_c'}{f_{yh}}\left(0.5+\frac{1.25P_e}{f_c'A_g}\right) \tag{5-8}$$

其中

a ： 橫向箍筋之垂直間距，(cm)。

A_c ： 柱心之面積（算至螺箍筋、閉合圓箍筋或橫向箍筋之外緣），(cm^2)

A_g ： 柱之全斷面積，(cm^2)

A_{sh} ： 沿某方向箍筋的總面積（包含輔助箍筋），矩形柱兩主軸方向均應計算檢核，(cm^2)

f'_c ： 混凝土之規定抗壓強度，(kgf/cm^2；MPa)

f_{yh} ： 螺箍筋或橫向箍筋之規定降伏強度，(kgf/cm^2；MPa)

h_c ： 橫箍柱柱心在所考慮方向之尺寸（算至兩外側箍筋之中心），(cm)

P_e ： 柱之係數化軸力，(kgf, N)。

ρ_s ： 螺箍筋體積與柱心體積（算至螺箍筋兩外側）之比

橫向圍束鋼筋可採用單個橫向箍筋或多個相互疊交之橫向箍筋，橫向箍筋或輔助箍筋的錨碇應特別注意，須使能發揮其降伏拉力。

5.3.5 塑鉸區橫向圍束鋼筋之配置

1. 橋柱可能發生塑鉸之區域均應配置符合 5.3.4 節規定之橫向圍束鋼筋。如塑鉸區域在柱頂或柱底時，橫向圍束鋼筋應配置在距接頭面 ℓ_0 之範圍，並應延伸配置進入接頭，且不得小於柱縱向鋼筋之受拉伸展長度。如塑鉸區域不在柱頂或柱底時，橫向圍束鋼筋應配置在臨界斷面之兩側各延伸 ℓ_0 之範圍。ℓ_0 為沿剪力方向之柱深、柱淨高之六分之一及 45 公分之大者。
2. 樁構架橋墩之橋柱，其頂部橫向圍束鋼筋應配置在距接頭面 ℓ_0 之範圍，而底部橫向圍束鋼筋，則應自最大彎矩處，往下配置三倍樁徑的距離，往上則應配置至超出現有地面線以上一倍樁徑之距離，但不得小於 45 公分。
3. 橫向圍束鋼筋之間距不得超過 15 公分、柱短邊尺寸之四分之一及主筋直徑的 6 倍。
4. 螺箍筋或閉合圓箍筋不得在 1、2 項中所述之圍束區內搭接，但容許採用其他許可的續接方式，其接合強度則至少應能達鋼筋規定拉力強度。

5.3.6 主筋續接

柱可能發生塑鉸之圍束區內之柱主筋以不續接為原則，若因施工必須續接時亦不得採用搭接，其接合強度至少應能達鋼筋規定拉力強度，且須採用交替式續接方式。其他續接方式之相關規定請參考『部頒公路橋梁設計規範』。

5.4 壁式橋墩之韌性要求

壁式橋墩強軸方向之設計應符合本節之要求。

壁式橋墩之水平鋼筋比 ρ_h 及垂直鋼筋比 ρ_n 均不得小於 0.0025；水平鋼筋或垂直鋼筋之間距均不得超過 30 公分；抵抗剪力之水平鋼筋及垂直鋼筋必須連續且分佈於整個剪力面上。

橋墩的單位面積計算剪力強度 v_n 可依下式計算：

$$v_n = 0.53\sqrt{f'_c} + \rho_h f_y \quad (1.66\sqrt{f'_c} + \rho_h f_y) \tag{5-9}$$

但不超過 $2.12\sqrt{f'_c}$ $(6.64\sqrt{f'_c})$。

壁式橋墩之 ρ_n 不得小於 ρ_h。兩向鋼筋均應至少採用雙層配筋，其水平剪力鋼筋之續接應予錯開，且雙層鋼筋之續接點不得在同一處。

5.5 橋柱接頭部

橋柱接頭部係指柱垂直延伸進入與其聯結構材之部份。接頭部之設計內力，包括橋柱與上部結構帽梁間、樁帽間及基腳間等之內力，應依 4.3 節之規定設計之。橋柱所有主筋通過接頭後所需之錨錠延伸長度應使鋼筋能發展出至少 $1.25f_y$ 之應力。

5.6 橋墩施工縫

所有施工縫應確實清理乾淨，並將表面粗糙化後始可澆灌混凝土，並不得設置於主筋搭接處。

施工縫之剪力僅靠插筋效應與粗糙混凝土面間之摩擦力承擔者，施工縫之總剪力需求不得超過下式計算所得 V_j 值：

$$V_j = \phi\mu(A_{vf} f_y + 0.75P_n) \tag{5-10}$$

其中 A_{vf} 為垂直於施工縫鋼筋之總斷面積，P_n 為橋墩或橋柱的最小設計軸力，μ 為摩擦係數，ϕ 為強度折減因數，其值依部頒『公路橋梁設計規範』之規定決定。

5.7 基樁

與樁帽剛接之混凝土基樁之設計，除須依部頒『公路橋梁設計規範』外，尚應滿足下列特別要求：

1. 主筋應妥為錨碇於樁帽，使鋼筋能發展出至少 1.25f_y 之應力。
2. 樁頂應配置橫向圍束鋼筋，其範圍應為自樁頂以下不少於兩倍樁徑或 60 公分。
3. 場鑄樁全長均須配置至少四根主筋。基樁自樁帽底部至設計基面以下至少六倍樁直徑範圍內，其鋼筋比不得小於 0.0075。螺箍筋或橫向箍筋之間距不得超過 30cm，樁帽底部以下兩倍樁徑範圍內（不得小於 1.2m），其間距不得超過 15cm。預鑄樁之要求與場鑄樁同。

5.8 中空鋼筋混凝土橋柱之韌性要求

中空橋柱之韌性要求與實心橋柱相同，柱淨高與沿剪力方向斷面深度之比值不得小於 2.5，比值小於 2.5 者，須符合壁式橋墩之韌性要求，而視為壁式橋墩設計。對於柱頭擴大之橋柱，在計算時以均勻斷面段之淨高及斷面尺寸為判定基準。

第六章 鋼橋柱韌性要求

6.1 通則

鋼橋柱之設計，除須符合本規範之規定外，尚須依據部頒『公路橋梁設計規範』及相關規定辦理。

6.2 耐震鋼材之材質要求

耐震設計中須發揮韌性之構材應採具有衝擊韌性需求及降伏比上限規定之鋼材。

6.3 鋼橋柱細部設計要求

鋼橋柱之細部設計，應防止橋柱產生局部挫屈、銲道撕裂、剪力破壞或其他脆性破壞，其方式可採：

(1) 限制鋼橋柱板寬厚比或圓形鋼橋柱的徑厚比。

(2) 以縱向加勁板加強鋼橋柱構造。

(3) 角隅銲接採用開槽全滲透銲。

(4) 在角隅處設置角隅加勁板。

(5) 將角隅設計成圓弧狀以避免在角隅銲接。

6.4 鋼橋柱接頭部設計要求

鋼橋柱接頭部之設計內力，包括鋼橋柱與上部結構鋼帽梁間及鋼橋柱與錨定構架間應依橋柱塑鉸產生後接頭部之內力設計之，但其值不必超過地震力為 V_D 乘以 $1.2\alpha_y F_{uD}$ 時彈性分析所得者

第七章 隔震與消能設計

7.1 通則

7.1.1 適用範圍

本章適用於公路橋梁使用水平隔減震系統之設計，垂直方向以不考慮採用隔震設計為原則。

7.1.2 隔震設計基本要求

本規範所涵蓋之隔震系統至少須包含下列三要素：

(1) 為一垂直重量及垂直作用力承載系統，於地震力作用時該系統可提供適當的水平柔性以延長結構週期，降低水平地震力。

(2) 為一阻尼器或消能系統，足以提供適當的阻尼以控制橋梁因週期延長所可能導致的位移增加。

(3) 為一足以提供適當剛度之系統，使橋梁在常態載重及風力下得以控制位移。

7.1.3 不適合採用隔震設計之橋梁

當具有下列所述之情形時，橋梁不宜採用隔震設計：

(1) 基礎周圍之土層具有經由 8.1.3 節中判斷為耐震設計用土壤參數為零之土層。

(2) 橋梁採用隔震設計後，可能產生橋梁與周遭地盤共振。

(3) 橋梁採隔震設計時，其隔震後週期小於 T_0^D ，或隔震效益不彰者。

7.1.4 其他相關規定

(1) 隔震橋梁之梁端防落長度不得小於 8.5 節中規定之梁端防落長度 L_N 。

(2) 橋梁採隔震設計時，其支承之位移限制裝置或防落橋裝置，應以不影響橋梁正常伸縮及隔震系統之功能為原則。

(3) 橋梁採用隔震設計後，其隔震週期宜大於未採隔震設計時基本振動週期之

兩倍以上。

7.2 分析方法之選擇

隔震橋梁之分析方法可分為靜力分析方法及動力分析方法兩種，屬形狀規則橋梁者可僅進行靜力分析，屬 3.1 節所述之橋梁者則應同時進行靜力及動力分析。

7.3 靜力分析方法

7.3.1 隔震橋梁之水平設計位移

隔震橋梁之水平設計位移 D_s 依下式計算求得

$$D_s = S_{aD} T_e^2 g / 4\pi^2 \tag{7-1a}$$

其中 g 為重力加速度；T_e 為隔震橋梁於所考慮之振動方向的有效週期，如(7-2)式，且應大於短週期與中長週期之分界 T_0^D，T_0^D 依 3.2 節之規定計算；B_1、B_S 為表 3-1 中之阻尼修正係數，與隔震橋梁之等效阻尼比 ξ_e 有關。

S_{aD}=設計地震水平譜加速度係數，分成一般工址或活動斷層近域及台北盆地區域二種情況。橋梁週期 T 取隔震橋梁之有效週期 T_e：

（1）一般工址、活動斷層近域或台北縣市之一般震區：

$$S_{aD} = \frac{S_{D1}}{B_1 T_e} \tag{7-1b}$$

（2）台北盆地區域，包括台北市及台北縣之三重市、新莊市、板橋市、中和市、永和市、新店市、土城市、樹林市、蘆洲鄉、五股鄉、泰山鄉、淡水鎮、八里鄉、汐止市等地區之部份村里，並劃分為台北一區、台北二區及台北三區：

$$S_{aD} = \frac{T_0^D S_{DS}}{B_1 T_e} \tag{7-1c}$$

其中 T_0^D 依第二章定義。

7.3.2 隔震橋梁之有效週期與等效阻尼比

(1)隔震橋梁之有效週期 T_e 可由下式求得

$$T_e = 2\pi\sqrt{\frac{W}{g\sum K_{e,i}}} \tag{7-2}$$

其中 W 為隔震系統所承載之上部結構靜載重；g 為重力加速度；$K_{e,i}$ 為下部結構與隔震元件串聯所得之有效勁度，依下式表示：

$$K_{e,i} = \frac{K_{eff,i}K_{p,i}}{K_{eff,i}+K_{p,i}} \tag{7-3}$$

$K_{p,i}$=第 i 橋墩之彈性勁度

$K_{eff,i}$=第 i 橋墩上所有隔震元件在設計位移 $D_{d,i}$ 之有效勁度總和

(2) 第 i 橋墩上隔震元件之等效阻尼比 $\xi_{eq,i}$ 可依下式計算:

$$\xi_{eq,i} = \frac{1}{2\pi}\frac{E_{D,i}}{K_{eff,i}D_{d,i}^2} \tag{7-4}$$

其中 $D_{d,i}$ 為第 i 橋墩上隔震元件之水平設計位移；$E_{D,i}$ 為第 i 橋墩上隔震元件於設計位移下的遲滯迴圈總面積。

(3) 隔震橋梁之等效阻尼比 ξ_e 可由下式求得

$$\xi_e = \frac{\sum K_{eff,i}D_{d,i}^2\left[\xi_{eq,i} + \xi_{p,i}\frac{K_{eff,i}}{K_{p,i}} + \xi_{T,i}\frac{K_{eff,i}}{K_{T,i}} + \xi_{R,i}\frac{K_{eff,i}H^2}{K_{R,i}}\right]}{\sum K_{eff,i}D_{d,i}^2\left[1+\frac{K_{eff,i}}{K_{p,i}} + \frac{K_{eff,i}}{K_{T,i}} + \frac{K_{eff,i}H^2}{K_{R,i}}\right]} \tag{7-5}$$

其中，$\xi_{eq,i}$ 為第 i 橋墩上隔震元件之等效阻尼比；$\xi_{p,i}$ 為第 i 橋墩之固有阻尼比；$K_{T,i}$ 及 $K_{R,i}$ 為第 i 橋墩之基礎水平勁度及旋轉勁度；$\xi_{T,i}$ 及 $\xi_{R,i}$ 為 $K_{T,i}$ 及 $K_{R,i}$ 所對應之基礎黏性阻尼比；H 為由柱底至上部結構之質量中心的高度。

除隔震元件外，其餘各結構元件之黏性阻尼比依其所使用之材料不同而異，表 7-1 為常用之參考值。

7.4 相關耐震設計細節

7.4.1 橋墩與連結構材之設計地震力

隔震橋梁橋墩之水平設計地震力 V_P 依下式計算:

$$V_P = \frac{V_b}{\alpha_y} \tag{7-6}$$

其中 $V_b = \sum_i K_{eff,i} D_{d,i}$ 為該橋墩上所有隔震元件之設計水平力總合。

隔震元件與上、下部結構間之連結構材的設計降伏強度不得小於該隔震元件所傳遞最大水平力之 1.25 倍。

7.4.2 梁端間隙

隔震橋梁之梁端應留有充分之間隙，以避免主梁與橋台或相鄰兩主梁間之碰撞，其梁端最小應留間隙不得小於下式計算所得之值

$$S_B = D_s + L_A \qquad \text{(主梁與橋台間應留間隙)} \tag{7-7a}$$

$$S_B = c_\phi D_s + L_A \qquad \text{(同一橋墩上之相鄰兩主梁間應留間隙)} \tag{7-7b}$$

其中 S_B 為梁端最小應留間隙(cm)，如圖 7-1 中所示；D_s 為伸縮縫左右兩側兩振動單元質心處位移較大者(cm)；c_ϕ 為調整係數，與相鄰兩主梁的基本振動週期有關，依表 7-2 中所示決定。L_A 為上部結構施工誤差所需之梁端間距餘裕量，其值可取 1.5(cm)。

7.5 動力分析方法

動力分析的方法可分為反應譜分析及非線性歷時分析兩種。反應譜分析法可利用設計地震反應譜並考慮隔震設計之等效阻尼比而進行，非線性歷時分析之地表加速度歷時則須由 3.4.1 節之設計地震反應譜產生。

7.5.1 反應譜分析法

隔震橋梁進行設計地震之反應譜分析時，其輸入水平譜加速度係數為 S_{aD}；輸入垂直譜加速度係數為 $\alpha_V S_{aD}$，其中 S_{aD} 依 3.3 節之規定計算之，式中 T_1 以 T_e 取代。α_V 依 3.5 節之規定。分析流程基本上類似於靜力分析之迭代方法，隔震系統之有效勁度及等效阻尼比可依假設之設計位移估算之。隔震橋梁之振動模態可分隔震振態及非隔震振態兩種。隔震振態所對應之週期較長，其主要變形集中於隔

震元件之變形，而其所對應之等效阻尼比可依複合阻尼比概念而得

$$(\xi_e)_j = \frac{\sum_i \quad (\phi_j)_i^T \quad K_i \quad (\phi_j)_i \quad \xi_i}{\phi_j^T \quad K \quad \phi_j} \tag{7-8}$$

其中

$(\xi_e)_j$ ：第 j 振態之等效阻尼比

K_i ：第 i 構件之勁度矩陣

K ： 整體系統之勁度矩陣

ϕ_j ： 第 j 振態之振態形狀向量

$(\phi_j)_i$ ：第 i 構件在第 j 振態所對應自由度之振態形狀向量

ξ_i ： 第 i 構件之阻尼比，包含隔震元件之等效阻尼比及其他構件之阻尼比。

根據(7-8)式所得之$(\xi_e)_j$值可將第 j 振態所對應之 5%阻尼比彈性反應譜值除以$(\xi_e)_j$所對應之阻尼調整係數(B_S 或 B_1)以考慮等效阻尼比之效應。

對於非隔震振態，其分析方法可依一般反應譜分析法進行，其阻尼比假設為 5%，亦即其阻尼調整係數值為 1.0。

反應譜分析計算地震引致構材之彎矩、軸力及剪力，應依 2.10 節之規定考慮地震效應之組合。若分析所得之橋梁設計位移小於靜力分析之 90%時，須調整至靜力分析所得的 90%，其下部結構之水平設計地震力可依 7.4 節求得。

7.5.2 非線性歷時分析

進行非線性歷時分析時，輸入之地震歷時須依 3.4.1 節之規定，隔震元件之非線性分析模型需有可信之學理依據，其勁度、降伏機制及遲滯或黏滯行為等需能適切反映隔震元件之力學行為。非線性歷時分析進行檢核時，應同時考量縱向、橫向以及垂直向均為 100%地震歷時效應之組合。

7.6 隔震元件之實體試驗與性能保證試驗

7.6.1 通則

在採用隔震裝置前，須藉實體試驗以確認隔震元件之地震行為是否與原設計

相符。實體試驗至少須使用二個與原設計相同型式與尺寸的隔震元件於工程主辦單位認可之實驗室進行試驗，其結果經確認後始得進行製造生產。實體試驗所用的試體不得再使用於建造結構上。在試驗進行時，試體每個迴圈的力和位移皆應予以記錄。若某廠牌之隔震元件，其尺寸、設計參數與設計隔震元件相似，且曾於前五年內依本規範規定項目進行實體試驗，其試驗結果經工程主辦單位核可者，則不需進行實體試驗，但仍應依本規範規定進行性能保證試驗，且廠商所提供之性能保證試驗試體之型式、尺寸均應與設計隔震元件需求相符。

7.6.2 實體試驗

實體試驗可使用側向位移與垂直載重控制或側向剪應變與垂直壓應力控制，就不同隔震元件之特性進行試驗。實體試驗之項目可分為垂直載重試驗、常態載重試驗、不同變形之特性試驗、性能穩定性試驗、隔震元件穩定度試驗等。

7.6.3 性能保證試驗

在進行安裝之前，各種隔震元件皆須進行性能保證試驗，以評定其力學特性是否與設計值相同或在容許誤差範圍內。性能保證試驗可使用側向位移與垂直載重控制或側向剪應變與垂直壓應力控制，就不同隔震元件之特性進行試驗。性能保證試驗之項目可分為垂直載重試驗、垂直載重及側向位移組合試驗，或壓應力試驗、壓應力及剪應變組合試驗等。

7.7 消能系統之設計

橋梁除使用隔震設計以外，亦可使用消能系統來降低地震反應。消能系統之分析應包括消能元件之特性及其平面與立面之配置，且應能反映振動頻率、環境及溫度等因素之影響。所有消能元件之力學特性須經試驗驗證與設計參數相符。

第八章 有關耐震其他規定

8.1 地震時地盤可能產生不穩定狀態之耐震設計

橋梁工址位於下列二種土層時，應進行穩定性評估，並據以折減其耐震設計用土壤參數值：

1. 依第 8.1.1 節所定義之極軟弱土層。
2. 依第 8.1.2 節所定義可能產生土壤液化之飽和砂土層。

8.1.1 極軟弱土層之判定

單軸壓縮強度在 0.2kgf/cm^2 (20kPa) 以下之黏土層或粉土層，即視為耐震設計上之極軟弱土層，不宜作為基礎承載層。

8.1.2 砂土層之液化潛能判定

在地震時可能產生液化現象之沖積飽和砂土層，其液化抵抗率 F_L 值小於 1.0 時，即判定該土層可能發生液化現象。

其中

$$F_L = \frac{R_S}{L_S} \tag{8-1}$$

R_S ： 地震時工址土壤抵抗液化強度與有效覆土壓力之比值。

L_S ： 地震引致之土壤剪應力與有效覆土壓力之比值。

8.1.3 土壤參數折減

1. 依第 8.1.1 節判定為極軟弱之土層者，其耐震設計用土壤參數須設定為零。
2. 依第 8.1.2 節判定可能液化之砂土層，其耐震設計用土壤參數應依表 8-1 折減之。

8.1.4 基礎耐震設計

1. 在地震地表水平加速度 $A = (0.4S_{DS})g$ 下，若工址土壤可能產生液化，橋梁基

礎之設計應考慮土壤液化之影響，以降低後之基面及折減後之土壤參數檢核橋梁結構之安全性。

2. 極軟弱土層或發生液化土層之重量均應視為其下方土層之載重。
3. 耐震設計中如有土壤參數為零之土層存在時，應將基面設定於該土層下緣。
4. 耐震設計時應分別考慮土壤未液化、土壤液化及土壤液化可能引致流動化等之影響。
5. 計算梁端防落長度及梁端間隙時，應將土壤液化後產生流動化之影響計及在內。

8.2 地震土壓力

地震土壓力之分布應依照下列公式計算：

地震主動土壓力：

$$p_{Ea} = \gamma \cdot x \cdot K_{EA} - 2c\sqrt{K_{EA}} + q' \cdot K_{EA} \tag{8-2}$$

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi - \theta_0 - \theta)}{\cos\theta_0 \cdot \cos^2\theta \cdot \cos(\theta + \theta_0 + \delta)\left[1 + \sqrt{\dfrac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \alpha - \theta_0)}{\cos(\theta + \theta_0 + \delta)\cos(\theta - \alpha)}}\right]^2} \tag{8-3}$$

地震被動土壓力：

$$p_{Ep} = \gamma \cdot x \cdot K_{EP} + 2c\sqrt{K_{EP}} + q' \cdot K_{EP} \tag{8-4}$$

$$K_{EP} = \frac{\cos^2(\phi - \theta_0 + \theta)}{\cos\theta_0 \cdot \cos^2\theta \cdot \cos(\theta_0 - \theta + \delta)\left[1 - \sqrt{\dfrac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi + \alpha - \theta_0)}{\cos(\delta + \theta_0 - \theta)\cos(\theta - \alpha)}}\right]^2} \tag{8-5}$$

上列各式中，

p_{Ea} ：深度 x 處之地震時主動土壓力，$(tf/m^2)(kPa)$

p_{Ep} ：深度 x 處之地震時被動土壓力，$(tf/m^2)(kPa)$

K_{EA} ：主動土壓力係數

K_{EP} ：被動土壓力係數

γ ：土壤單位重，$(tf/m^3)(kN/m^3)$

c ：土壤凝聚力，$(tf/m^2)(kPa)$

q' ：地震時地表之加載，(tf/m^2)(kPa)

ϕ ：土壤摩擦角，(deg)

α ：地表面與水平面之夾角，(deg)

θ ：擋土牆背面與垂直面之夾角，(deg)

δ ：擋土牆背面與填土間之摩擦角，(deg)

x ：土壓力 p_{Ea} 、 p_{Ep} 作用於牆面之深度，(m)

θ_0 ： $\tan^{-1} k_h$ ，(deg)

k_h ：水平加速度係數

若 $\phi \pm \alpha - \theta_0 < 0$ 時，$\sin(\phi \pm \alpha - \theta_0) = 0$；$k_h$ 可取 $0.2S_{DS}$。如圖 8-1 所示，p_{Ea} 與 p_{Ep} 作用力方向與水平間之夾角為 $\theta + \delta$，其中各夾角以逆時鐘方向為正值；*N-N* 面為與牆背面垂直之面。

8.3 地震動水壓

與水接觸之下部結構，應考慮地震時之動水壓。

1. 單側臨水下部結構之動水壓

單側臨水下部結構之動水壓，如圖 8-2 所示，依下式計算：

$$P = \frac{7}{12} k_h \gamma_w b h^2 \tag{8-6}$$

式中，

P ：作用於結構物之全部動水壓，(tf)(kN)

k_h ：水平加速度係數，取為 $0.4S_{DS}$

γ_w ：水之單位重，(tf/m^3)(kN/m^3)

h ：水深，(m)

b ：與動水壓作用方向垂直之結構物寬度，(m)

全部動水壓合力作用點至地表面之距離 h_g (m)為：

$$h_g = \frac{2}{5} h \tag{8-7}$$

2. 四周環水下部結構物之動水壓

四周環水下部結構如圖 8-3 所示，其動水壓以下列各式計算：

(1) $\frac{b}{h} \le 2$ 時

$$P = \frac{3}{4} k_h \gamma_w A_0 h \frac{b}{t}\left(1 - \frac{b}{4h}\right) \tag{8-8a}$$

(2) $2 < \frac{b}{h} \le 4$ 時

$$P = \frac{3}{4} k_h \gamma_w A_0 h \frac{b}{t}\left(0.7 - \frac{b}{10h}\right) \tag{8-8b}$$

(3) $\frac{b}{h} > 4$ 時

$$P = \frac{9}{40} k_h \gamma_w A_0 h \frac{b}{t} \tag{8-8c}$$

t 與 A_0 之定義如下：

t ：動水壓作用方向結構物之厚度，(m)

A_0 ：下部結構之斷面積，(m^2)。

全部動水壓合力作用點至地表面之距離 h_g (m)為：

$$h_g = \frac{3}{7} h \tag{8-9}$$

8.4 施工期間地震之考慮

橋梁設計應考慮施工中之耐震性能，必要時應設置適當之防護措施。

8.5 梁端防落長度與防落設施

為防止地震時產生落橋，梁端防落長度 L_N，如圖 8-4 所示，應依本節之規定辦理。重要橋梁或大坡度橋梁，另應依以下之規定設置防止落橋措施：

1. 防止落橋裝置之降伏強度須大於支承靜載重反力 R_d 之 1.5 倍。
2. 防止落橋裝置不得影響在常態載重下之溫度變化、乾縮、潛變及載重引致之支承移動或旋轉功能。
3. 防止落橋裝置應留設可動距離並設置緩衝材以吸收衝擊力。
4. 防止落橋裝置不可妨礙支承維護管理或其他裝置之功能。

5. 相鄰主梁支承靜載重反力 R_d 之比值達 2.0 倍以上或相鄰主梁振動單元基本振動週期之比值達 1.5 倍以上時，應避免採用相鄰主梁互相連接型式之防止落橋裝置。

如無法設置符合規定之防落橋裝置時，梁端防落長度應增加至 1.2 倍以上，但不需超過 1.5 倍。

8.5.1 活動支承

梁端置於活動支承者，其防落長度 L_N 須符合下式之規定：

$$L_N \geq L_{N\min} \text{ 且 } L_N \geq u_R + u_G \tag{8-10}$$

其中

$$L_{Nmin} = \left(50 + 0.25L + 1.0H\right)\left(1 + S^2/8000\right)$$

$$u_R = \sqrt{u_{R1}^2 + u_{R2}^2} \tag{8-11}$$

$$u_G = \varepsilon_G \times L_e \times S_{MS} / S_{DS}$$

式中

L_N ：梁端防落長度，(cm)。

u_R ：最大考量地震作用下所引致梁端與橋墩頂部之相對變位，(cm)。

u_G ：地震引致相鄰橋墩間表層地盤之水平相對變位，(cm)。

$L_{N\min}$ ：最小梁端防落長度，(cm)。

L ：跨徑，(m)。

H ：基面起算下部結構之高度，(m)。對橋台而言，採用鄰近橋墩之橋墩高度，但單跨橋時，$H = 0$；對橋墩而言，採用該橋墩高；對懸臂式伸縮接頭言，取接頭前後鄰近橋墩之平均高度。

S ：橋墩之斜角，為橋墩橫向支承的連線與垂直橋軸方向之夾角，(度)。

u_{Ri} ：振動單元 i 之最大變位，i =1, 2，(cm)。

ε_G ：地盤變位係數，其值隨地盤種類而異。第一類地盤時 ε_G = 0.0025；第二類地盤時 ε_G = 0.00375；第三類地盤時 ε_G =

0.005；台北盆地時ε_G = 0.00625 。

L_e ：影響梁端防落長度之下部結構間距，如圖 8-5 所示，(cm)。

8.5.2 固定支承

對梁端置於固定支承者，梁端防落長度L_N不得小於最小梁端防落長度$L_{N\min}$。

8.6 梁端間隙

主梁與橋台間之梁端間隙S_B，如圖 7-1a 所示，須符合：

$$S_B \geq u_S + L_A \tag{8-12a}$$

同一橋墩上之相鄰兩主梁間之梁端間隙S_B，如圖 7-1b 所示，須符合：

$$S_B \geq c_\phi u_S + L_A \tag{8-12b}$$

其中：

S_B ：所需梁端間隙，(cm)。

u_S ：設計地震引致之主梁與橋台間相對位移，或同一橋墩上相鄰兩主梁對地相對位移之大值，(cm)。

c_ϕ ：與相鄰兩振動單元的基本振動週期有關之調整係數，依表 7-2 中所示決定。

L_A ：上部結構施工誤差所需之梁端間距餘裕量，其值可取 1.5，(cm)。

8.7 伸縮裝置之設計伸縮量

伸縮裝置之設計伸縮量L_E，除須符合部頒『公路橋梁設計規範』常態載重下之相關規定計算外，尚須依下式計算，兩者取其大值。

主梁與橋台間：

$$L_E \geq u_J + L_A \tag{8-13a}$$

同一橋墩上之相鄰兩主梁間：

$$L_E \geq c_\phi u_J + L_A \tag{8-13b}$$

其中

L_E ：主梁與橋台間、同一橋墩相鄰兩主梁間伸縮裝置之設計伸縮量，(cm)。

u_J ：設計總橫力引致之主梁與橋台間相對位移，或同一橋墩上之相鄰兩主梁對地相對位移之大值，(cm)。

L_A 、c_ϕ ：同 8.6 節。