第十一章　預力混凝土

11.1 符號

A_{cf} = 雙向版於柱支承處之兩垂直相交相當構架中之較大版梁帶總斷面積，參閱第 11.10.3 節；cm^2。

A_{ct} = 總斷面重心至撓曲受拉面間之斷面積，參閱第 11.10.2 節；cm^2。

A_{ps} = 受撓拉力區內預力鋼筋之斷面積；cm^2。

A_s = 非預力縱向受拉鋼筋之斷面積；cm^2。

A'_s = 縱向受壓鋼筋之斷面積；cm^2。

b = 構材受壓面之寬度；cm。

c_c = 鋼筋淨保護層厚，參閱第 3.7.2 或 3.7.5 節；cm。

d = 構材最外受壓纖維至縱向受拉鋼筋斷面重心之距離；cm。

d' = 構材最外受壓纖維至縱向受壓鋼筋斷面重心之距離；cm。

d_p = 構材最外受壓纖維至預力鋼筋斷面重心之距離；cm。

D = 靜載重，或其相關之內彎矩與力。

e = 自然對數之底數。

f'_c = 混凝土規定抗壓強度，參閱第 1.7 節；kgf/cm^2。

f'_{ci} = 初施預力時混凝土之抗壓強度；kgf/cm^2。

f_{dc} = 解壓應力；當與鋼腱重心同一高度之混凝土應力為零時之預力鋼筋應力；kgf/cm^2。

f_{ps} = 彎矩計算強度下之預力鋼筋應力，參閱第 11.8 節；kgf/cm^2。

f_{pu} = 預力鋼筋之規定抗拉強度；kgf/cm^2。

f_{py} = 預力鋼筋之規定降伏強度；kgf/cm^2。

f_r = 混凝土之開裂模數；kgf/cm^2。

f_{se} = 預力損失後預力鋼筋之有效應力；kgf/cm^2。

f_t = 依總斷面計算所得之預壓拉力區最外纖維拉應力；kgf/cm^2。

f_y = 鋼筋之規定降伏強度，參閱第 1.8 節；kgf/cm^2。

h = 構材總厚或全深；cm。

K = 鋼腱單位長度之皺摺摩擦係數；m^{-1}。

ℓ_n = 淨跨度，兩支承面間之距離；cm。

ℓ_{px} = 由預力鋼筋施預力端至任一考慮點之距離，參閱第 11.7.2.1 節；m。

L = 活載重，或其相關之內彎矩與力。

n = 項目的個數，如強度試驗、鋼筋、鋼線、單根式錨定器、錨栓或剪力柱頭抗剪臂。

N_c = 混凝土在靜載重加活載重下之拉力；kgf。

P_{pj} = 千斤頂施加於預力鋼筋端點之預力；kgf。

P_{pu} = 錨定器之設計預力；kgf。

P_{px} = 距千斤頂端ℓ_{px}距離處預力鋼筋之預力。

s = 縱向鋼筋、橫向鋼筋、預力鋼腱、鋼線或錨栓之中心距；cm。

α_{px} = 由施預力端至任一考慮點之鋼腱角度變量；rad。

β_1 = $\frac{a}{c}$；壓應力分佈等值矩形塊高度與最外受壓纖維至中性軸距離之比值，參閱第 3.3.6 節。

γ_p = 預力鋼筋之種類因數。

= 0.55 若 $\frac{f_{py}}{f_{pu}} \geq 0.80$。

= 0.40 若 $\frac{f_{py}}{f_{pu}} \geq 0.85$。

= 0.28 若 $\frac{f_{py}}{f_{pu}} \geq 0.90$。

Δf_{ps} = 預力鋼筋在使用載重下之應力扣除其解壓應力後之值，參閱第 11.5.4.2 節；kgf/cm^2。

λ = 混凝土單位重之修正因數，參閱第 4.8.4 節。

μ_p = 曲率摩擦係數；rad^{-1}。

ρ = $\frac{A_s}{bd}$；非預力受拉鋼筋比。

ρ' = $\frac{A'_s}{bd}$；非預力受壓鋼筋比。

ρ_p = $\frac{A_{ps}}{bd_p}$；預力鋼筋比。

ϕ = 強度折減因數，參閱第 2.3 節、第 D.5.4 和 D.5.5 節。

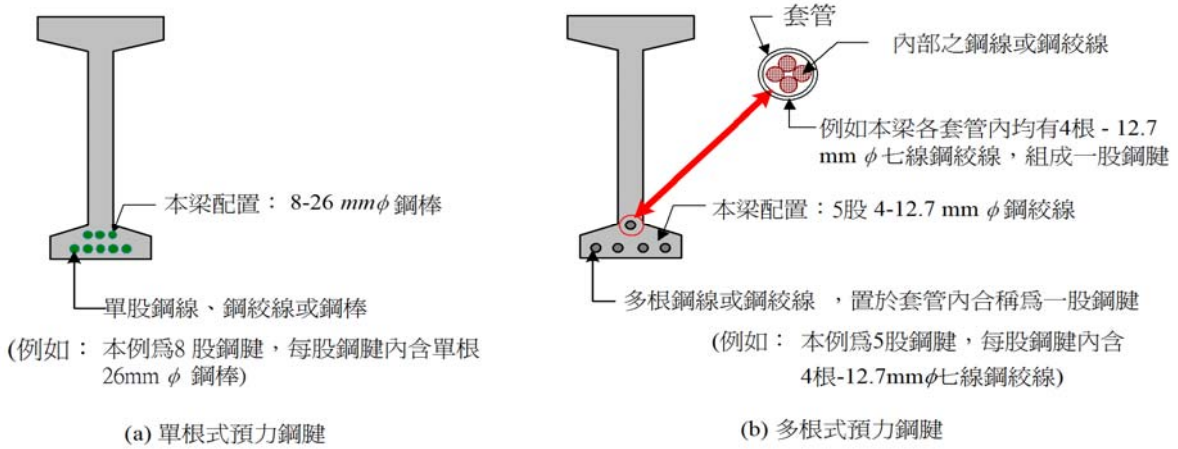
ω = $\rho\frac{f_y}{f'_c}$；受拉鋼筋之鋼筋量指數。

ω' = $\rho'\frac{f_y}{f'_c}$；受壓鋼筋之鋼筋量指數。

ω_p = $\rho_p\frac{f_{ps}}{f'_c}$；預力鋼筋之鋼筋量指數。

解說：

本版規範對「預力鋼筋」與「鋼腱」採較明確定義。其中，預力鋼筋是指施加預力於混凝土之高強度鋼材，包括鋼線、鋼絞線、鋼棒或其成束之材料，常見之配置方式例如圖R11.1，其中單根式預力鋼腱與多根式預力鋼腱之組成詳見第11.14.3節之解說。鋼腱在後拉預力法是包括端錨、預力鋼筋、無黏裹預力鋼筋之隔離裹襯或黏裹預力鋼筋之套管；而在先拉預力法，鋼腱即爲預力鋼筋。



圖R11.1 預力鋼筋配置方式例

後拉預力法之套管若依本規範第11.17節規定灌漿，使預力鋼筋能與斷面混凝土握裹，此種後拉預力法之預力鋼筋與先拉預力法之預力鋼筋稱爲黏裹預力鋼筋，若無法達到握裹作用者稱爲無黏裹預力鋼筋。

11.2 範圍

解說：

本章規範主要是供建築物之版、梁、柱等結構構材使用。本章規定對於其他型式之結構，如壓力槽、鋪面、管體、軌枕等，能部分適用外，應視其需要另行增補；例如公路橋梁結構需另參照交通部頒佈之「公路橋梁設計規範」[11.37]。

11.2.1 預力混凝土為鋼筋混凝土中配置預力鋼筋符合本章規定者，其構材內應力受預力鋼筋所施加預力之影響，以降低混凝土之拉應力。

11.2.2 本章適用於使用符合本規範第 13.2.3 節及「結構混凝土施工規範」第 14.2 節之預力鋼筋，包括鋼線、鋼絞線或鋼棒。

11.2.3 本規範其他章節之規定，除與本章之規定抵觸或特別註明不適用者外，均適用於預力混凝土。

11.2.4 本規範下列各章節除特別註明外，不適用於預力混凝土：

第二章：第 2.12.2、2.12.3、2.12.4 及 2.13 節；

第三章：第 3.6、3.7(除於本章第 11.5.4 節所說明之第 3.7 節條文以外)、3.10.1 及 3.10.2 節；

第六章：全章；

第七章：第 7.4、7.6 及 7.7 節；

第十三章：第 13.5.5 節。

11.2.5 「結構混凝土施工規範」之第 6.2.2 節第(1)項亦不適用於預力混凝土上。

解說：

本規範中部分章節不適用於本章預力混凝土之理由說明如下：

第2.12.2、2.12.3與2.12.4節——T 型梁構造：

第2.12.2、2.12.3與2.12.4節中有關 T 型梁有效翼版寬度之經驗性規定，主要是針對傳統鋼筋混凝土，若使用於預力混凝土，將會使甚多經常使用之標準預力混凝土構材被剔除。

對於 T 型梁之有效翼版寬度，本規範除了第2.12.2、2.12.3與2.12.4節外，其他並無有關預力混凝土 T 型梁之規定，預力混凝土 T 型梁之有效翼版寬度須由工程師依經驗及判斷來決定，此有效翼版寬度儘可能採用第2.12.2、2.12.3與2.12.4節之規定，除非有經驗可證明不符該規定之設計是在安全容許範圍內，惟採用第2.12.2節最大翼版寬度作爲彈性分析及設計之考慮是相當保守。

此外，第2.12節 *T* 型梁構造中之第2.12.1與2.12.5節之一般規定，可用於預力混凝土構造。版鋼筋間距之限制是依翼版厚度決定，假若翼版厚度爲漸變，可取其平均值計算。

第2.13節——櫛柵版構造：

第2.13節中對鋼筋混凝土櫛柵版構造之經驗性限制，乃是基於過去之成功實例，但對於預力櫛柵版構造，須由經驗及判斷來設計，惟第2.13節中之規範仍可作爲參考。

第3.6、3.10.1及3.10.2節——受撓斷面與受壓構材之鋼筋限制：

有關預力混凝土之鋼筋限制已規定於本章第11.9.3、11.10及11.12.2節中，此等規定將取代第3.6、3.10.1及3.10.2節之規定。

第3.7節——梁與單向版內受撓鋼筋分佈：

除本章第11.5.4節規定之C類型預力受撓構材可適用本規範第3.7.2與3.7.5節規定外，其他第3.7節中受

撓鋼筋之分佈規定均不適用於預力構材。

第六章——雙向版系：

連續預力混凝土版之設計必須考慮二次彎矩影響，而且預力所導致之體積變化亦會產生額外之力量作用於結構體上，此等因素於第六章中並未考慮，且第六章之部分設計流程亦不適合預力構材之特性，故本章改以第11.13節之規定代替第六章。

第7.6與7.7節——牆之經驗設計法與非承重牆：

第7.6與7.7節之牆設計規定大部分是依經驗所得，不適用於預力混凝土。

第13.5.5節——鋼筋間距之限制：

因場鑄構材之黏裹鋼筋及無黏裹鋼腱已分別規定於本章第11.10與11.13節中，故第13.5.5節之規定不需再適用。

另外，「結構混凝土施工規範」中第6.2.2節第(1)項規定版、梁之施工縫應設置於其跨度中央三分之一範圍亦不適用於預力混凝土。因後拉法連續預力梁與預力版沿鋼腱之縱向配置，長期選擇其位在斷面中心附近之斷面施預力，此施力用之施工縫常位在端部三分之一範圍，而非中央三分之一範圍。

11.3 通則

11.3.1 預力構材應符合本規範所定之強度要求。

11.3.2 預力構材應依據自初施預力後之每一重要載重階段的強度及使用性設計。

解說：

預力混凝土之設計必須考慮所有在構材使用年限中之每一重要載重階段。其中有三個主要應考慮之階段：(1)施預力階段或預力傳遞階段－當預力鋼筋之力量傳遞到混凝土時，混凝土應力有可能過高。(2)使用載重階段－此時長時間之預力損失已發生。(3)設計載重階段－此時應檢核構材強度。其他之載重階段有時也需加以檢核，例如：當開裂載重爲重要因素時，該載重階段亦需加以考量；另外，吊裝及運送階段也可能成爲臨界階段。

從滿足設計的觀點而言，使用載重與乘以載重因數後之設計載重是最重要之兩個階段。使用載重階段之載重大小係指依一般建築技術規則所規定之活載重及靜載重等，無需乘以載重因數；而設計載重是指乘以載重因數後之因數載重。

本章第11.4.2節之假設可用於使用載重階段及預力傳遞階段之計算。

11.3.3 設計時應考慮由預力所產生之應力集中。

11.3.4 設計時應顧及由預力所引起之彈性及塑性變形、撓度、長度改變，以及轉角等對鄰接構造物之影響。溫度及乾縮之影響亦應考慮。

11.3.5 預力鋼筋與套管間呈斷續接觸點間之構材及梁腹與翼緣等薄斷面均可能屈曲，應予考慮。

解說：

本節是對預力鋼筋在較大套管內呈斷續式接觸之後拉法構材，應慎防該類構材的屈曲。另外，腹版或翼版很薄之細長構材承受高預壓力時，於支承間亦可能發生屈曲。

若預力鋼筋完全與預力混凝土接觸，或裹襯直徑僅略大於無黏裹預力鋼筋時，則不可能在預力傳遞時產生屈曲。

11.3.6 預力鋼筋黏裹前之斷面性質應考慮空套管對斷面積減少之影響。

解說：

如考慮空套管對斷面積影響時，臨界斷面應包含有管徑較大之續接器套管斷面處，套管至錨定器間的漸變段也可能形成臨界斷面。如空套管所佔面積之影響認爲可忽略時，斷面性質可以總斷面積計算。

先拉法或灌漿後之後拉法構材，其斷面性質可依載重階段分別選用總斷面、淨斷面或有效斷面(使用黏裹預力鋼筋與非預力鋼筋之轉換面積)計算。

11.4 假設

預力構材之撓曲及軸力強度設計應根據第 3.3 節中之規定，但其中第 3.3.3 節僅適用於符合第 13.2 節規定之非預力鋼筋。

11.4.1 於預力傳遞至構材時，計算使用載重及開裂載重下之應力應按彈性理論及下列假設：

11.4.1.1 在所有載重範圍內之應變與構材深度成線性變化。

11.4.1.2 開裂後，不計混凝土之抗拉能力。

11.4.2 依據使用載重在預壓拉力區所算得之最外緣拉應力 f_t，預力受撓構材可如下分為 U 類型、T 類型和 C 類型：

U 類型： $f_t \le 2.0\sqrt{f'_c}$ ；

T 類型： $2.0\sqrt{f'_c} < f_t \le 3.2\sqrt{f'_c}$ ；

C 類型： $f_t > 3.2\sqrt{f'_c}$ ；

預力雙向版系應採 $f_t \le 1.6\sqrt{f'_c}$ 之 U 類型方式設計。

11.4.3 U 類型與 T 類型之受撓構材，可採用未開裂斷面計算使用載重所產生之應力。C 類型受撓構材應採用開裂後之轉換斷面，計算使用載重所產生之應力。

11.4.4 預力受撓構材之撓度按第 2.11.4 節規定計算。

解說：

本節將預力受撓構材之行為區分為三種類型，其中U(*uncracked*)類型與C(*cracked*)類型分別為未開裂構材與開裂構材，而T(*transition*)類型行為是介於開裂與未開裂之間，各類型之使用性需求整理如表R11.4.3，在該表中亦顯示非預力構材之設計需求，以供比較。

該等分類適用於黏裹與無黏裹之預力受撓構材，但預力雙向版系需採U類型方式設計。

表R11.4.3 使用性之設計需求

	預力構材			非預力構材
	U類型	T類型	C類型	
假設行為	未開裂	介於未開裂與開裂間	開裂	開裂
用於計算使用載重應力之斷面性質	總斷面 第11.4.3節	總斷面 第11.4.3節	開裂斷面 第11.4.3節	無此項需求
預力傳遞時之容許應力	第11.5.1節	第11.5.1節	第11.5.1節	無此項需求
依未開裂斷面計得之容許壓應力	第11.5.2節	第11.5.2節	無此項需求	無此項需求
使用載重時之拉應力 第11.4.3節	$f_t \le 2.0\sqrt{f'_c}$	$2.0\sqrt{f'_c} < f_t \le 3.2\sqrt{f'_c}$	無此項需求	無此項需求
計算撓度之依據	第2.11.4.1節 總斷面	第2.11.4.2節 開裂轉換斷面及雙線性之彎矩－撓度關係	第2.11.4.2節 開裂轉換斷面及雙線性之彎矩－撓度關係	第2.11.2節及第2.11.3節 依有效慣性矩
裂紋控制	無此項需求	無此項需求	第3.7.2節及依第11.5.4.1節修正	第3.7.2節
計算裂紋控制	—	—	使用開裂斷面計算	$M / (A_S \times$力距$)$

之$\triangle f_{ps}$ 或 f_s				或$0.6f_y$
側面表層鋼筋	無此項需求	無此項需求	第3.7.5節	第3.7.5節

預壓拉力區是指預力構材在無預力時，在靜載重、活載重作用下依總斷面性質分析產生撓曲拉應力之部位，於預力混凝土設計時，會對該區先施加預壓力，以降低該區之拉應力值。

11.5 受撓構材之使用性需求

解說：

混凝土的容許應力是用以滿足使用性需求，但無法以容許應力確保適當的結構強度，尚須配合其他規定檢核。

11.5.1 在預力傳遞後之瞬間、未發生與時間因素有關之預力損失前，混凝土應力不得超過下列規定值：

(1) 構材最外緣之壓應力 ..... $0.60\,f'_{ci}$

(2) 除(3)以外之構材最外緣拉應力 ..... $0.80\sqrt{f'_{ci}}$

(3) 簡支構材端部之最外緣拉應力 ..... $1.60\sqrt{f'_{ci}}$

若計算所得之拉應力 f_t 超過此規定值，需在構材拉力區配置黏裹鋼筋(預力或非預力)，以承受依未開裂斷面所算得之混凝土全部拉力，惟最大拉應力不得超過 $2.0\sqrt{f'_{ci}}$ 。

解說：

本節所指之應力是發生於預力傳遞後之暫時應力，此暫時應力係由構材承受之靜載重及預力鋼筋傳遞預力所產生；該預力鋼筋傳遞預力係爲千斤頂施力扣除混凝土彈性縮短、摩擦損失、錨定器滑動之損失預力，一般而言，乾縮現象不包含於此階段。在採用適當之預力損失量下，本節之容許應力適用於所有先拉法與後拉法之混凝土斷面。

本節第(2)與(3)項之拉應力限制值$0.80\sqrt{f'_{ci}}$與$1.60\sqrt{f'_{ci}}$適用於預壓拉力區以外區域之拉應力。雖然潛變與乾縮效應將同樣降低拉應力，然而在有些區域，即使所有預力損失都發生，但斷面拉力仍一直存在。當拉應力超過此容許值時，應先計算拉力區之拉應力總合，再配置鋼筋以承受此總合拉力，此鋼筋之應力可採用$0.6f_y$，但不大於$2{,}100\ kgf/cm^2$。由於混凝土拉應力超過開裂模數時，將造成斷面開裂，因此本規範參照交通部頒佈之「公路橋梁設計規範」[11.36]，規定本節以不含外加補助鋼筋之總斷面積計得之最大拉應力不得超過本階段之混凝土開裂模數$2.0\sqrt{f'_{ci}}$，以確保施預力階段斷面不致開裂。

11.5.2 對於 U 類型與 T 類型之預力受撓構材，在承受使用載重下、所有預力損失均發生後，依未開裂斷面所算得之混凝土應力不得超過下列規定值：

(1) 預力與持續性載重作用下之構材最外緣壓應力 ..... $0.45f'_c$

(2) 預力與總載重作用下之構材最外緣壓應力 ..... $0.60f'_c$

解說：

構材最外緣容許壓應力保守採用$0.45f'_c$將可減少預力混凝土構材因往復載重所可能產生之損壞，以及可排除過量的潛變變形，應力較高時，潛變應變會隨應力的增加而快速提高。

允許採用第(2)項之規定有兩種原因：一爲混凝土梁之疲勞實驗非由混凝土壓力破壞控制，一爲短期活載重大於持續載重甚多時，僅使用單一容許應力之規定並不適當。因此將承載短期載重之容許值提高

三分之一至$0.60f_c'$。

持續性活載重是指載重加載時間較長，會引致與時間有關之撓度的活載重。如持續性靜載重與活載重佔總使用載重較高時，本節第(1)項之$0.45f_c'$將爲控制項目；相反的，如總使用載重中佔較大部分的爲短期或臨時性活載重時，本節第(2)項之$0.60f_c'$將會控制。

$0.45f_c'$之壓應力限制與持續性載重將控制預力構材之長期行爲。

11.5.3 經試驗或分析證明無礙實用時，混凝土之容許應力可超過第 11.5.1 與 11.5.2 節之規定值。

解說：

對於使用新開發的預力混凝土產品、材料、技術時，本節建議可不必受前所規定應力之限制，而改採其他更先進之需求，但其程序須符合相關之設計或新施工工法審核認可程序。

11.5.4 對不承受疲勞載重且非暴露環境之 C 類型預力受撓構材，其最靠拉力側外緣之黏裹鋼筋間距不得超過第 3.7.2 節之規定。對於承受疲勞載重或暴露在腐蝕環境之結構體，須做特別調查及提供預防措施。

解說：

拉應力超過$3.2\sqrt{f_c'}$之預力構材鋼筋間距於前版規範中已有規定。

對會受自然環境中之化學侵蝕作用者，如海水、工業廢氣或污水，應採用比第13.6.2.1節所規定之更厚保護層，並降低其拉應力，以消除在使用載重下之可能開裂，對此工程師須判斷是否增加保護層厚度及是否降低拉應力。

11.5.4.1 非預力鋼筋與黏裹鋼腱之間距需符合下列規定：

(1) 黏裹鋼腱之最大間距不得大於非預力鋼筋最大容許間距之 *2/3*。

(2) 當鋼筋與黏裹鋼腱同時使用時，鋼筋與鋼腱間之間距不得超過第 3.7.2 節容許值之 *5/6*，參見第 11.5.4.3 節規定。

解說：

在選用c_c值以計算鋼筋間距時，僅考量最靠近拉力側外緣之受拉鋼筋。由於如鋼絞線之預力鋼筋黏裹效果較一般竹節鋼筋差，因此本節所規定之間距需有*2/3*之有效係數。

對於依開裂斷面設計之後拉法構材，由於竹節鋼筋對裂紋控制之效果較佳，因此第3.7節之規定可直接適用於此。按本規範其他規定之黏裹鋼筋亦可用作裂紋控制之鋼筋。

11.5.4.2 式(3-6)如使用於預力鋼腱，式中 f_s 將以Δf_{ps} 替代。Δf_{ps} 為預力鋼筋依使用載重和開裂斷面所計得之應力減去解壓應力 f_{dc} 之值，其中 f_{dc} 可採用預力鋼筋之有效應力 f_{se}。

解說：

以有效應力f_{se}當解壓應力f_{dc}時，將可獲得保守結果。

11.5.4.3 第11.5.4.2節之Δf_{ps} 不可超過 *2,500 kgf/cm²*。當Δf_{ps} 小於或等於 *1,400 kgf/cm²* 時，將不受第 11.5.4.1 節與第 11.5.4.2 節之間距限制。

解說：

Δf_{ps}之上限爲*2,500 kgf/cm²*，當Δf_{ps}不大於*1,400 kgf/cm²*時，前節間距的限制將解除，回復至與以前版本相似之規定。

11.5.4.4 如梁深 h 超過 $90cm$ 時，由鋼筋或黏裹鋼腱所組成之縱向表層鋼筋間距須符合第 3.7.5 節之規定。

解說：

表層鋼筋可由一般鋼筋、黏裹鋼腱或兩者共同組合而成。

11.6 預力鋼筋之容許應力

預力鋼筋之受拉應力不得超過下列規定值：

(1) 於千斤頂施力時 ..... $0.94f_{py}$
，但不大於 $0.80f_{pu}$，亦不大於預力鋼筋或端錨製造者建議之最大值。

(2) 預力傳遞後當時 ..... $0.82f_{py}$
，但不大於 $0.74f_{pu}$。

(3) 後拉預力鋼筋在端錨或續接器處，於錨定後當時 ..... $0.70f_{pu}$

解說：

本規範對預力鋼筋應力並不以有效性或暫時性來區分。由於預力鋼筋在傳遞後之起始預力將留存一段甚長時間，甚至到結構體開始使用之後，因此此項起始應力在使用狀態下必須具有足夠的安全係數，是唯一需限制之應力，不可視爲暫時性應力而不予限制。至於後續因預力損失，將使預力鋼筋之長時有效應力減小，因此不必再對該階段之預力鋼筋應力作任何限制。

由於低鬆弛預力鋼筋具有較高之降伏強度，本規範自前版起改以降伏強度 f_{py} 爲主，來規定預力鋼筋容許應力，而不再以抗拉強度 f_{pu} 規定。

低鬆弛鋼線和鋼絞線之 f_{py} 約等於 $0.90f_{pu}$，本節所定之 $0.94f_{py}$ 和 $0.82f_{py}$ 規定值約爲 $0.85f_{pu}$ 和 $0.74f_{pu}$，而本規範中之第(1)項千斤頂施力時之規定值降爲 $0.80f_{pu}$，是爲使與第(2)項施力後之規定值 $0.74f_{pu}$ 能有較接近之一致性。另外，由於低鬆弛預力鋼筋之降伏強度提高，並無法增進錨定器之有效性，因此，本節第(3)項之後拉法預力端錨處容許應力取 $0.70f_{pu}$，不提高。

對於普通預力鋼筋，其 f_{py} 約等於 $0.85f_{pu}$，本節 $0.94f_{py}$ 和 $0.82f_{py}$ 規定值約爲 $0.80f_{pu}$ 和 $0.70f_{pu}$，此值約與前版規範之規定值相等。

由於自前版規範起預力鋼筋初期容許應力提高，將使預力鋼筋最後應力亦增加，如結構體有腐蝕和受往復載重時，設計者應注意限制預力鋼筋之最後應力。

11.7 預力損失

11.7.1 計算預力鋼筋之有效預力 f_{se} 時應考慮下列各種預力損失：

(1) 預力鋼筋錨定損失。

(2) 混凝土之彈性壓縮。

(3) 後拉預力之摩擦損失。

(4) 混凝土之潛變。

(5) 混凝土之乾縮。

(6) 預力鋼筋之應力鬆弛。

解說：

預力損失之計算可參考文獻[11.3~11.6]與[11.35]。在*1977*年及以前之ACI規範中列有先拉法及後拉法之總預力損失概估量，但近年ACI規範已刪除此總概估量之規定，因爲可參考文獻[11.6]，以更精確方式計算

預力損失值，在參考文獻[11.6]中有考慮起始應力值($0.70f_{pu}$或更高)、鋼材種類(應力消除型或低鬆弛型；鋼線、鋼絞線或鋼棒)、外露狀況、施工方式(先拉法、黏裹或無黏裹之後拉法)等之預力損失值計算方法。

真正的預力損失不論大於或小於計算值，其對構材的設計強度影響不大，但會影響使用載重下之行為(撓度、拱度、開裂載重)與接頭。如超估預力損失，在使用載重下將會導致過大的拱度與水平位移，此情形所造成之損害程度是與低估預力損失相同。

除第11.7.2節提供有關摩擦預力損失量之計算公式外，於前版規範中參考文獻[11.6,11.35]列有混凝土潛變及乾縮所引起之預力損失量計算方式。

11.7.2 後拉預力鋼腱之摩擦損失

11.7.2.1 後拉預力鋼腱在距千斤頂端部ℓ_{px}處之預力P_{px}為：

$$P_{px} = P_{pj} e^{-(K\ell_{px}+\mu_p\alpha_{px})} \tag{11-1}$$

若$(K\ell_{px}+\mu_p\alpha_{px}) \le 0.3$，亦可採用下式：

$$P_{px} = P_{pj}(1+K\ell_{px}+\mu_p\alpha_{px})^{-1} \tag{11-2}$$

11.7.2.2 後拉預力鋼腱之摩擦損失應依據試驗以決定摩擦係數K、μ_p值，該值並應於施預力過程中驗證之。

11.7.2.3 設計所用之 K、μ_p 值應註明於設計圖上。

解說：

表R11.7.2所列之摩擦係數為一般常用之摩擦係數範圍，由於預力鋼筋之套管與裹襯材料相繼問市，表中數據供作參考。使用剛性套管以及較大直徑預力鋼筋於半剛性套管時，皺褶摩擦係數值可考慮接近零。若使用特殊型式之套管與預力鋼筋，其摩擦係數資料可取自該項預力鋼筋製造業者。

目前國內對於鋼線與鋼絞線，使用柔性金屬套管時之設計用K值多採用$0.0049/m$、μ_p為$0.25/rad$，使用剛性套管時之設計用K值則為$0.0007/m$、μ_p為$0.25/rad$，並規定於現場以實驗方式驗證之。剛性套管是指具有足夠厚度與強度之套管，不致因澆築混凝土及施拉預力之摩擦而變形，且能維持於正確位置。

過於低估摩擦損失，會使構材產生不合適之拱度及預力值；超估摩擦損失會導致施加額外的預力，而使構材有過大之拱度與縮短。假如於施預力過程中測試所得之實際摩擦係數，比設計時所採用之假設值為小，則所施加之預力量需加調整，僅需使控制斷面之預力值達到結構設計值即可。

若涉及安全性與使用性要求時，結構工程師應提供或核定施工者所擬採用之千斤頂施力值範圍與其他限制，以使能符合第11.5與11.6節容許應力之規定。

表R11.7.2 後拉法預力鋼腱之摩擦係數可能範圍

			皺褶摩擦係數 $K(m^{-1})$	曲率摩擦係數 $\mu_p\ (rad^{-1})$
金屬套管		鋼線	0.0033-0.0050	0.15 - 0.25
		高拉力鋼棒	0.0003-0.0020	0.08 - 0.30
		七線鋼絞線	0.0016-0.0066	0.15 - 0.25
無黏裹鋼腱	塗膠脂護膜	鋼　線	0.0033-0.0066	0.05 - 0.15
		七線鋼絞線	0.0033-0.0066	0.05 - 0.15
	預塗油脂	鋼　線	0.0010-0.0066	0.05 - 0.15
		七線鋼絞線	0.0010-0.0066	0.05 - 0.15

11.7.3 設計時應考慮構材與相鄰構造物連接所可能發生之預力損失。

11.8 撓曲強度

11.8.1 受撓構材之彎矩設計強度應按本規範之強度設計法計算，其中之 f_y 應以預力鋼筋之 f_{ps} 替代。

解說：

預力受撓構材之彎矩設計強度可類似非預力鋼筋混凝土構材之強度公式求得，前版規範中列有含拉力鋼筋或同時含拉、壓力鋼筋之矩型、T 型斷面的強度公式。於設計載重情況下，配置在壓力區內之預力鋼筋可利用平衡條件與應變一致性之方式計算，至於其他斷面可利用第3.3節中之假設及預力鋼筋之應力應變性質，計算其彎矩強度 ϕM_n。

11.8.2 f_{ps} 宜依據應變一致性之較精確方式計算；若 $f_{se} \geq 0.5 f_{pu}$，f_{ps} 可採用下列近似值替代：

(1) 黏裹預力鋼腱之構材：

$$f_{ps} = f_{pu}\left\{1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1}\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f_c'} + \frac{d}{d_p}(\omega - \omega')\right]\right\} \qquad (11\text{-}3)$$

若計入受壓鋼筋時其 d' 不得大於 $0.15d_p$，且式(11-3)中之 $\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f_c'} + \frac{d}{d_p}(\omega - \omega')\right]$ 不得小於 0.17。

(2) 無黏裹預力鋼腱之構材：

(a) 跨距與深度比 ≤ 35 時：

$$f_{ps} = f_{se} + 700 + \frac{f_c'}{100\rho_p} \qquad (11\text{-}4)$$

但式(11-4)所得之 f_{ps} 不得大於 f_{py} 及 $(f_{se}+4{,}200)$。

(b) 跨距與深度比 > 35 時：

$$f_{ps} = f_{se} + 700 + \frac{f_c'}{300\rho_p} \qquad (11\text{-}5)$$

但式(11-5)所得之 f_{ps} 不得大於 f_{py} 及 $(f_{se}+2{,}100)$。

解說：

對於鋼筋比較高時，式(11-3)可能會低估梁的強度，此時須使用應變一致性與平衡條件才能較精確的估算強度。式(11-3)可用於各種預力鋼筋在拉力區之情形，若有部分預力鋼筋位於壓力區內，則須使用應變一致性與平衡條件計算。

對於高鋼筋量指數的梁，如含有壓力鋼筋時，式(11-3)中之 ω' 項會使 f_{ps} 值增大。若該式中 $[\rho_p f_{pu}/f_c' + (d/d_p)(\omega - \omega')]$ 項小時，中性軸深度也將較小，使得壓力鋼筋不會降伏，此時式(11-3)將變得不保守，因此如有壓力鋼筋時，式(11-3)中之 $[\rho_p f_{pu}/f_c' + (d/d_p)(\omega - \omega')]$ 項必須限制不可小於 0.17。於式(11-3)中若忽略壓力鋼筋，則因 ω' 等於零，有可能使 $[\rho_p f_{pu}/f_c' + (d/d_p)\omega]$ 項小於 0.17，而可得到較高且較正確之 f_{ps} 值。

當 d' 很大時，壓力鋼筋之應變量遠小於其降伏應變，式(11-3)之 f_{ps} 無法反應壓力鋼筋是否降伏，故式(11-3)如計入壓力鋼筋時必須限制 d' 小於或等於 $0.15d_p$。

式(11-3)中 $[\rho_p f_{pu}/f_c' + (d/d_p)(\omega - \omega')]$ 可寫爲 $[\rho_p f_{pu}/f_c' + A_s f_y/(bd_p f_c') - A_s' f_y/(bd_p f_c')]$，此種寫

法有其方便處。

式(11-5)是反應試驗結果，過去式(11-4)是對所有跨距與深度比均適用，但依最近資料[11.7]顯示，無黏裹預力鋼筋構材在跨距與深度比大於35時(單向版、平版 *flat slabs*及片版 *flat plates*)，式(11-4)會高估應力值。雖然同樣的試驗顯示，淺梁用式(11-4)所計算的彎矩強度與所需要之設計載重強度相近，但此結果亦反應規範對最少黏裹鋼筋量及可控制預力大小的混凝土容許拉應力之規定效果。

11.8.3 符合第 13.2 節規定之非預力竹節鋼筋可與預力鋼筋一同用於提供拉力強度，並以其 f_y 值計算彎矩強度。其他非預力鋼筋按應變一致性計算之應力，亦可使用在強度計算中。

11.9 受撓構材之鋼材量限制

11.9.1 預力混凝土斷面依第 3.4.3 節及 3.4.4 節規定分為拉力控制、壓力控制與過渡斷面，其所對應之強度折減因數ϕ依第 2.3.2 節規定。

解說：

第3.4.3節與3.4.4節有關拉力控制與壓力控制之淨拉應變限制亦適用於預力斷面。本節規定取代前版規範之最大鋼材量限制方式。

第3.4.4節拉力控制斷面之淨拉應變限制方式亦可如前版規範之ω_p限制方式，例如預力矩形斷面，淨拉應變爲0.005之限制相對應於ω_p爲$0.32\beta_1$之限制。

11.9.2 預力與非預力鋼筋之總量應使能承受開裂載重 *1.2* 倍以上之設計載重，其中開裂載重是按第 2.11.2.3 節所規定之 f_r 值計得。惟下列情形不受此限：

(1) 雙向且採無黏裹之後拉預力版，或

(2) 該構材之撓曲及剪力設計強度已超過第 2.4 節所規定設計載重之 *2* 倍時。

解說：

本規定係爲防止開裂後之突發性撓曲破壞。依規定設計之受撓構材，在開裂後，通常尚需再適當額外載重，始會達到極限彎矩強度，因此可藉明顯的撓度做爲構材接近極限強度之預警，但若開裂後隨即發生撓曲破壞，則該項撓度預警將不發生作用，因此爲使有預警作用，撓曲破壞強度需再大於開裂強度一段範圍。

11.9.3 預力受撓構材之鋼筋及黏裹鋼腱應儘量靠近構材受拉力面。採用無黏裹鋼腱之預力構材最少黏裹鋼筋須依第 11.10 節規定。

解說：

預力撓曲構材須於拉力側外緣配置部分黏裹鋼筋，其目的在控制全設計載重或超載作用時之裂紋。

11.10 最少黏裹鋼筋

11.10.1 使用無黏裹預力鋼筋之受撓構材應按第 11.10.2 及 11.10.3 節規定，設置最少量之黏裹鋼筋。

解說：

使用無黏裹預力鋼筋之預力構材須配置最少黏裹鋼筋之規定，係爲使構材在極限強度時仍能確保正常撓曲行爲而非僅具繫拱(*Tied arch*)行爲，且在使用載重下，若拉應力大於混凝土開裂模數時，可控制構材之裂縫寬度與間距。

研究顯示，後拉法無黏裹預力構材因主要多呈彈性反應，使在強震作用下無法提供良好的消能作用，因此後拉法無黏裹預力構材依本節規定所設計之鋼筋，應假設只承受垂直荷重，以及提供按第15.3.1.2節規定設計之消能元件間之水平橫膈作用。同時，式(11-6)與式(11-8)中最少黏裹鋼筋量規定與鋼筋的等級或降伏強度無關。

11.10.2 除按第 11.10.3 節規定外，最少黏裹鋼筋量應由下式計算：

$$A_s=0.004A_{ct} \tag{11-6}$$

其中 A_{ct} 為位在總斷面重心至撓曲受拉面間之斷面積。

11.10.2.1 按式(11-6)算得之黏裹鋼筋應均勻分佈於預壓拉力區內，且儘量靠近最外受拉纖維處。

11.10.2.2 不論使用載重下之應力情形如何，均需設置黏裹鋼筋。

解說：

本節對於雙向平版以外構材之最少黏裹鋼筋量規定，是根據黏裹與無黏裹後拉預力梁行爲之比較研究結果[11.8]。依據本研究本節規定亦可用於單向版系統。

11.10.3 雙向平版之最少黏裹鋼筋量及分佈情形應按下列規定：

11.10.3.1 在使用載重下(計入所有預力損失)，正彎矩區之最外預壓受拉纖維拉應力 f_t 如不超過 $0.53\sqrt{f'_c}$ 時，該區內不需設置黏裹鋼筋。

11.10.3.2 在使用載重下(計入所有預力損失)，正彎矩區內之混凝土計算拉應力如超過 $0.53\sqrt{f'_c}$ 時，該區內所需之黏裹鋼筋量應依下式計算：

$$A_s=\frac{N_c}{0.5f_y} \tag{11-7}$$

式中 f_y 不得超過 *4,200 kgf/cm²*。此項黏裹鋼筋應均勻分佈於預壓拉力區內且儘量靠近最外受拉纖維處。

11.10.3.3 柱支承處之負彎矩區內，每方向之最少黏裹鋼筋量應依下式計算：

$$A_s=0.00075A_{cf} \tag{11-8}$$

其中 A_{cf} 為雙向版於柱支承處之兩垂直相交相當構架中之較大梁版帶總斷面積。此項黏裹鋼筋應分佈於離柱面兩側 *1.5h* 範圍內。每方向不得少於 *4* 根鋼筋或鋼線；黏裹鋼筋之間距不得超過 *30 cm*。

解說：

雙向平版(flat slabs)之最少黏裹鋼筋量規定主要是根據ACI-ASCE Committee 423的報告[11.3,11.9]。對具有柱頭版之雙向平版而言[11.16]，其有限的研究成果顯示這些特殊結構的行爲類似一般片版(*flat plates*)，依據參考文獻[11.15]之研究，第11.10.3節之規定適用於雙向平版。

綜合參考文獻[11.3]之試驗報告與1963年以後各版ACI規範，在平常使用的載重與跨度下，如第11.10.3.1節所列舉未設置黏裹鋼筋之構材仍可滿足適當結構行爲。

在正彎矩區內之拉應力如介於$0.53\sqrt{f'_c}$與$1.60\sqrt{f'_c}$之間，其最少黏裹鋼筋量可由式(11-7)求得，式中之拉力N_c是在使用載重下，依均勻、未開裂斷面所求得。

根據ACI-ASCE Committee 423[11.1,11.3,11.9,11.10]對後拉無黏裹預力之雙向平版研究報告，如負彎矩區內之黏裹鋼筋量爲其版梁帶斷面積之*0.075%*時，將可提供充分的韌性與適當的裂縫控制。用於計算式(11-8)之相當構架如第6.8.2節之定義及圖R6.8.2所示，對於長向矩形版，爲確保能提供兩向之最少鋼筋量需求

，用於式(11-8)中之計算是保守採用兩垂直相交相當構架中的較大版梁帶斷面積，且此項鋼筋應集中配置於柱邊之版上層。研究結果顯示在使用載重下之低拉力區如沒有黏裹鋼筋，雖仍可滿足設計載重要求，但本規範所規定之最少黏裹鋼筋量，將可確保受撓構材在使用載重下的連續性與韌性，並可控制因超載、溫度、乾縮等作用所產生之開裂行爲。

11.10.4 第 11.10.2 及 11.10.3 節所規定之黏裹鋼筋，其最小長度應按下列規定：

11.10.4.1 在正彎矩區內，黏裹鋼筋之最小長度應為淨跨度 ℓ_n 之 *1/3*，且應置於正彎矩區內之中央部分。

11.10.4.2 在負彎矩區內，黏裹鋼筋應自支承面兩側各延伸其淨跨度 ℓ_n 之 *1/6*。

11.10.4.3 按第 11.8.3 節規定之彎矩強度 ϕM_n 或第 11.10.3.2 節規定之拉應力條件所設置之黏裹鋼筋，其最小長度應符合第五章之有關規定。

解說：

在設計載重作用下，黏裹鋼筋應具有足夠錨定。符合第五章所規定之錨定方式，可使按第11.8.3節規定之設計載重下的撓曲強度黏裹鋼筋及按第11.10.3.2節規定之使用載重下的拉力黏裹鋼筋具有充分的錨定，以發展拉力與壓力。

按第11.10.2或11.10.3.3節規定而非按第11.8.3節撓曲強度規定所配置之黏裹鋼筋，可以使用最小長度，參考文獻[11.1]指出，最小長度之黏裹鋼筋可使連續梁在設計載重與使用載重下具有適當結構行爲。

11.11 靜不定結構

11.11.1 預力混凝土構架及連續結構物應設計為具有相當之強度，及在使用載重下具有適當之結構行為。

11.11.2 在使用載重下之行為應由彈性分析決定之，其反力、彎矩、剪力及軸力均應考慮預力、潛變、乾縮、溫差、軸向變形、連接構件之束制與基礎沉陷等因素之影響。

11.11.3 設計彎矩為由預力誘發反力所產生的彎矩(載重因數採用 *1.0*)與由設計載重所產生的彎矩之總和，此彎矩總和之調整應可依第 11.11.4 節之規定。

解說：

對靜不定結構而言，由預力所誘發之反力亦會產生彎矩，此彎矩一般稱之爲二次彎矩，於彈性及非彈性範圍內皆相當明顯。

由於非同位預力鋼腱(*nonconcordant tendon*)所產生之彈性變形會改變非彈性轉角，而產生某一程度之彎矩再分配現象。因此，梁若具有非彈性轉角容量，其支承處之彎矩會因此轉角量的改變而產生等於預力在該處所造成之二次彎矩量，因此規範乃規定在設計彎矩時必須考慮二次彎矩效應。

使用設計彎矩，應依以下步驟計算：(1)計算靜重與活重所造成之彎矩，(2)加入二次彎矩的影響，(3)計算彎矩再分配效應。預力鋼腱由同位線向下移，將在支承處產生正值之二次彎矩，可減低支承處之負彎矩且增加跨距中央之正彎矩。若預力鋼腱由同位線向上移，則產生相反之效應。

11.11.4 連續預力受撓構材負彎矩之調整

11.11.4.1 若支承處之黏裹鋼筋符合第 11.10 節規定，則依彈性理論所求得各種載重作用時之負彎矩，可依第 2.6 節規定作增減。

11.11.4.2 在相同載重情況下，跨度內其他斷面之彎矩亦應作配合之修正。

解說：

第2.6節負彎矩調整之規定亦可適用於預力構材。

本節彎矩調整如應用於無黏裹鋼腱之預力梁時，該梁須設置足夠之黏裹鋼筋，以確保開裂後仍能保持梁的力學行爲，而非繫拱行爲，第11.10節所規定之最少黏裹鋼筋將可滿足此項要求。

11.12 承受撓曲與軸力之預力混凝土受壓構材

11.12.1 承受撓曲與軸力之預力混凝土受壓構材，不論有無非預力鋼筋，應按本規範之強度設計法設計之，並考慮預力、潛變、乾縮、溫度變化之影響。

11.12.2 預力混凝土受壓構材之鋼筋限制

11.12.2.1 如有效預力所引致之構材混凝土平均壓應力小於 *16 kgf/cm²* 時，柱之最少鋼筋量應符合第 3.10.1、3.10.2 及 13.9 節之規定，牆之最少鋼筋量應符合第 7.4 節之規定。

11.12.2.2 除牆外因有效預力所引致之構材混凝土平均壓應力大於或等於 *16 kgf/cm²* 時，所有鋼腱均應以符合下列規定之螺箍筋或橫箍筋圍封之：

(1) 螺箍筋應符合第 13.9.4 節之規定。

(2) 橫箍筋應用 *D10* 以上之鋼筋或相等斷面積之熔接鋼線網，其垂直間距不得大於箍筋或鋼線直徑之 *48* 倍，亦不得大於柱之最小邊寬。

(3) 第一個橫箍筋之位置如是在基腳頂面或版頂面時，距該頂面不得超過橫箍筋間距之 *1/2*；如是在被支承構材之最下層水平鋼筋以下時，距該水平鋼筋亦不得超過橫箍筋間距之 *1/2*。

(4) 如柱四周均有梁或托架，橫箍筋距梁或托架之最下層鋼筋不得超過 *7.5 cm*。

11.12.2.3 如牆因有效預力所引致之構材混凝土平均壓應力大於或等於 *16 kgf/cm²*，且經結構分析證實具有足夠強度與穩定度時，最少鋼筋量可不受第 7.4 節之限制。

解說：

預力混凝土牆之平均有效預壓力如大於或等於*16 kgf/cm²*，且經整體結構分析，顯示較低鋼筋量仍可滿足安全性與穩定性時，可不需採用第7.4節之牆最小鋼筋量規定。

11.13 預力版系

11.13.1 超過一個方向有配置撓曲預力鋼筋之預力版系，其設計彎矩及剪力應按第 6.8 節方式(但不含第 6.8.7.4 及 6.8.7.5 節)或更精確步驟計算。

解說：

預力版系在使用載重或設計載重下，可使用相當構架法(第6.8節)或其他更精確的設計方式計算彎矩與剪力。很多試驗證明預力版系採用相當構架法可求得適當之設計彎矩與剪力(見參考文獻[11.11~11.13]及[11.17~11.19]，相關研究亦顯示，分析時若使用均勻斷面或其他近似勁度法會產生錯誤的結果且偏不安全。第6.8.7.4節之規定不可用於預力版系，因該規定僅限於鋼筋混凝土版之直接設計法，且預力版系之彎矩再分配已於第11.11.4節中規定。第6.8.7.5節之規定亦不可用於預力版系，因該有關柱列帶與中間帶的彎矩再分配規定基本上是以鋼筋混凝土版的試驗爲主。此外，採用平均係數之簡化計算方法亦不可用於預力版系。

11.13.2 預力版系在任何斷面上依第 2.3 節所得之 ϕM_n 值應大於或等於第 2.4、11.11.3 及 11.11.4 節所規定之 M_u 值。預力版系在支承柱處依第 2.3 節所得之 ϕV_n 值應大於或等於第 2.4、4.2、

4.13.2 及 4.13.6.2 節所規定之 V_u 值。

解說：

實驗顯示預力版之彎矩與剪力強度是由總預力鋼筋強度及由非預力鋼筋之數量與分佈位置所控制，而非僅由預力鋼筋之分佈所控制，詳見參考文獻[11.11~11.13]及[11.17~11.19]。

11.13.3 在使用載重下，應滿足包括撓度限制在內之所有使用性要求，並符合第 11.11.2 節之規定。

解說：

每方向有兩跨或兩跨以上之連續預力平版，一般樓版之跨距與厚度比不可超過*42*，屋頂版不可超過*48*，但若經計算證明其長期與短期撓度、拱度、振動頻率與振幅皆不違反使用時，此限定值可分別提高至*48*與*52*。對於特殊用途之結構並應計算及檢核其長期與短期撓度、拱度，以滿足使用性要求。

施工縫間的最大樓版長度一般限制在*30*至*45 m*，以減小樓版之乾縮效應，並避免因摩擦所導致之過度預力損失。

11.13.4 承受均勻分佈載重時，鋼腱之設置應符合下列規定：

(1) 任一方向上之鋼腱或鋼腱群間距不得大於版厚之 *8* 倍，亦不得大於 *150 cm*。鋼腱分佈應使鋼腱分配之版斷面承受有最小 *8.8 kgf/cm*^{2} 之平均有效預力。

(2) 每一方向至少應有兩股鋼腱延伸超過版之臨界剪力斷面並過柱對邊。

(3) 承受集中載重時，應特別考慮鋼腱間距之配置。

解說：

本節允許在同一方向使用帶狀鋼腱配置方式，此種配置方式曾經結構相關研究顯示可滿足使用性要求。

11.13.5 含無黏裹鋼腱之版，其黏裹鋼筋應按第 11.10.3 及 11.10.4 節規定設置。

解說：

第11.10.3與11.10.4節最少黏裹鋼筋量之規定適用於所有含無黏裹預力鋼筋之預力版系，包含預力鋼筋採帶狀配置者。

11.14 後拉預力鋼腱錨定區

解說：

有關後拉預力鋼腱錨定區，本版規範配合交通部民國90年版之公路橋梁設計規範[11.36]及其他相關規範[11.20,11.34]作較大幅度修改。

11.14.1 錨定區

錨定區可分為兩區域考慮：

(1) 局部錨定區域：

為一矩形柱體(圓形端錨視為等值矩形之矩形柱體)，包括環繞錨定器和圍束鋼筋周圍之混凝土。

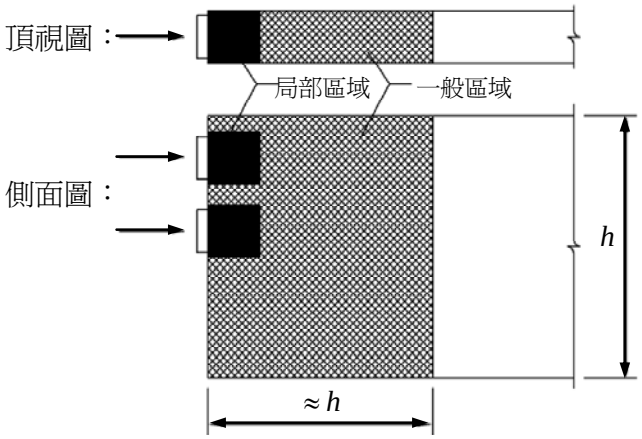
(2) 一般錨定區域：

為後拉法預力構材中將所施加之集中預力逐漸均勻傳遞至混凝土斷面之區域，包括局部區域，其所延伸之考慮範圍等於斷面之最大尺寸。如錨定器非設置在構材端部時，一般錨定區域包括錨定器之前端與後端。

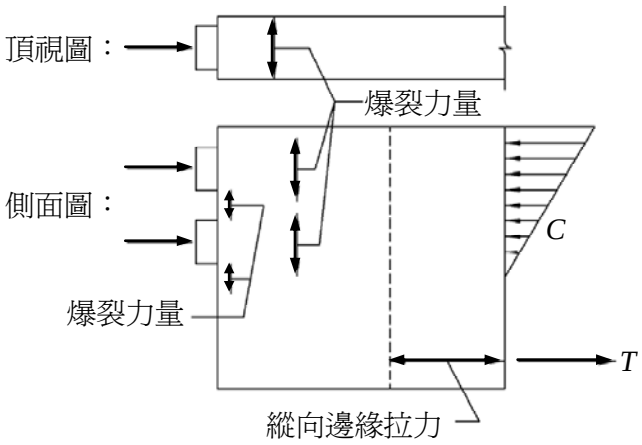
解說：

錨定區包含將錨定器之集中預力傳遞至混凝土部分之局部區域，以及使應力能橫向再均勻分佈到全結構斷面，成線性分佈之一般錨定區域，局部區域與一般錨定區域之範圍如圖R11.14.1(a)所示。依據Saint-Venant原理，錨定區延伸之幾何範圍約等於該構材斷面深度或寬度之較大值。

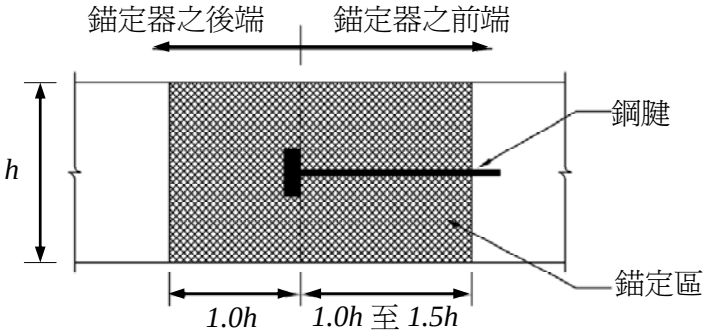
若錨碇區非設置於構材端部時，在錨碇器之前端和後端均會產生甚大之拉應力，此拉應力是因錨定器前端和後端之變形不一致所產生，此時如圖R11.14.1(b)所示之整個陰影區均應視爲錨定區。



(a)局部區域與一般區域示意圖



(c)拉應力區



(b)錨定區非設置在構材端部之一般區域

圖R11.14.1 錨定區

11.14.2 局部錨定區域

11.14.2.1 局部錨定區域須依據乘以載重因數後之設計預力 P_{pu} 設計，其強度折減因數與載重因數按第 2.3.2 節與 2.4.3 節規定。

11.14.2.2 局部錨定區域應依第 11.14.7 節規定，設置適當鋼筋以使錨定器能發揮功能。

解說：

局部錨定區域須能承受錨定器所產生之高局部應力，並應能將該應力傳遞至錨定區之其他區域。由於局部錨定區域之行爲深受錨定器特性及其圍束鋼筋之影響，而受整體結構之幾何形狀與載重影響較小，因此局部錨定區域之設計通常是在錨定器選定後之施工圖階段始能完成。錨定器製造廠商應提供使用該錨定器所需考量之條件，以及能滿足AASHTO公路橋梁規範[11.20]所規定之相關實驗資料，以供進行施工細部設計。

局部錨定區域之設計重點主要爲考量錨定器所產生之高承壓應力影響，以及提供所需之圍束鋼筋量以增強混凝土承受該承壓應力之能力。

P_{pu}爲載重因數(依第2.4.3節(C)之規定爲*1.2*)與最大容許施預力量之乘積，依第11.6.1節規定預力鋼筋於千斤頂施力時之最大短期容許拉應力爲$0.94f_{py}$，但不大於$0.80f_{\text{pu}}$，因此最大之P_{pu}爲：

$$P_{pu} = (1.2)(0.80) f_{pu} A_{ps}$$
$$= 0.96 f_{pu} A_{ps}$$

11.14.3一般錨定區域

11.14.3.1 一般錨定區域亦須依據第 11.14.2.1 節之設計預力 P_{pu} 設計。

11.14.3.2 一般錨定區域應依第 11.14.4 至 11.14.7 節規定，設置鋼筋以承載錨定器所產生之爆裂力、剝裂力和縱向邊緣拉力，構材斷面急遽變化之效應亦應考慮。

解說：

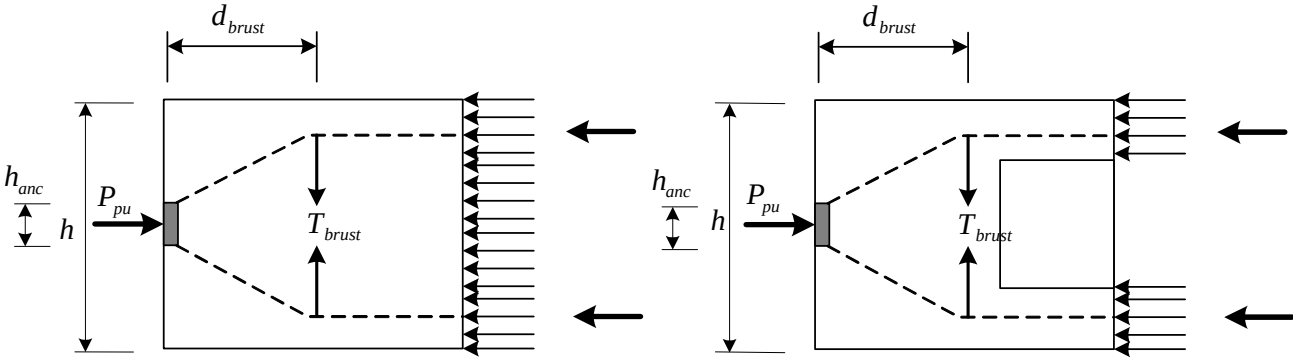
在一般錨定區域內，平面維持平面之常用梁理論假設將不能適用。

一般錨定區域之設計應考慮錨定器引致之所有拉應力區域，包括圖R11.14.1(c)所示之爆裂力、剝裂力和縱向邊緣拉力；另在構材斷面急遽變化處，將會造成傳遞力量之路徑偏移，該偏移情形將如圖R11.14.3所示產生甚大拉力，設計時亦應注意其效應。此外，亦應檢核圖R11.14.1(b)所示錨定器前端之壓應力。

爆裂力係指錨定區內作用於錨定器前端及垂直於預力鋼腱軸之拉力。剝裂力係指發生在錨定區內沿橫向邊緣之拉力，是由錨定區之集中力、偏心力及多根式錨定器所產生。縱向邊緣拉力係指發生在錨定區內沿縱向邊緣之拉力，是由各端錨合力之偏心效應所產生。

一般預力鋼腱與錨定器可分爲多根式(*multistrand*)與單根式(*monostrand*)兩類，參見圖R11.1。其中多根式錨定器或鋼腱係指一股鋼腱內含有多根鋼線、鋼絞線或鋼棒，並合置於一套管中及共用一個錨定器；單根式錨定器或鋼腱係指每股鋼腱內僅含單根鋼線、鋼絞線或鋼棒者，且每一錨定器僅用於錨定單一根預力鋼筋。

錨定區域之確切鋼筋量須於施工圖階段，配合所選定之錨定器與鋼腱配置方式始能確定，因此在設計階段應先詳定錨定區域之設計要求與其核定方式之規定。設計階段所提供之各錨定區域鋼筋僅供施工參考，施工前承包商另應依所選定之錨定器及本規範詳細設計各種所需鋼筋提送工程師核可。



(b)矩形斷面　　(a)有設置端隔梁之翼版斷面

$T_{brust} \approx 0.25P_{pu}$　　$T_{brust} \approx 0.50P_{pu}$

圖R11.14.3 斷面變化之效應

11.14.4規定材料應力

11.14.4.1 對於黏裹非預力鋼筋與黏裹預力鋼筋之計算拉應力分別不得超過 f_{y} 與 f_{py}，錨定區用於抵抗拉力之無黏裹預力鋼筋之計算拉應力 f_{ps} 不得超過 $f_{se}+700$。

11.14.4.2 除使用可符合式(3-8)圍束效果之螺箍筋或閉合箍筋外，一般錨定區域之混凝土計算壓應力不得超過$0.7\lambda\ f'_{ci}$。

11.14.4.3 施加預力時之混凝土抗壓強度應規定於設計圖。除非使用較大錨定器可降低受壓應力，或是預力鋼筋所施加之預力不超過最終預力量之*50%*，否則在混凝土抗壓強度未達f'_{ci}之前，預力鋼筋不得施加預力。f'_{ci}為與構材相同養護之試體強度，採多根式鋼腱時不得小於*280 kgf/cm*^{2}，單根式鋼索或鋼棒時不得小於*175 kgf/cm*^{2}。

11.14.4.4 計算鋼筋量時，混凝土之抗拉強度應不計。

解說：

第11.14.4.1節限制黏裹預力鋼筋之強度計算應力不得大於預力鋼筋之降伏強度，而不採用第11.8.2節之式(11-3)，係因式(11-3)不能適用於本區域之非撓曲作用。另無黏裹預力鋼筋之強度計算應力一般是依據第11.8.2節之式(11-4)及式(11-5)計算，但因考慮本錨定區長度短且爲非撓曲作用情形，其計算應力值亦應略較式(11-4)與式(11-5)值減小。

錨定區之設計因係依據強度設計法，因此混凝土將預期會產生非彈性變形，而非圍束混凝土採用較低之計算壓力強度即是反映此種可能性。對於圍束良好之混凝土，其有效抗壓強度將可增加[11.21]，參考文獻[11.21]中之試驗結果顯示，藉由垂直作用於主鋼腱軸之輔助預壓應力，將可有效地增加錨定區之承壓容量。因輕質混凝土在一些錨定區之試驗中發現有較大差異與會呈現脆性，因此本節引進λ因數以反映其較低之抗拉強度，並間接限制壓力強度。

設計時應於設計圖說中註明施加預力時之混凝土抗壓強度。有時爲限制早期之乾縮裂縫，單根式鋼腱在混凝土抗壓強度尚低於*175kgf/cm*^{2}時即施加預力，此種情況應採用較大之錨定器或限制所施加之預力值在最終設計預力值之*1/3*與*1/2*間。

多根式鋼腱與單根式鋼腱之定義參見第11.14.3節之解說。

11.14.5設計方法

11.14.5.1 一般錨定區域可依下列方法分析設計之：

(1) 塑性模式平衡法(壓拉桿模式)；

(2) 線性應力分析法(包含有限元素分析法)；

(3) 可使用之簡化公式法。

11.14.5.2 簡化公式法不可使用於下列情況：非矩形構材斷面；一般錨定區域附近或內部有不連續面，會造成力量傳遞路線偏移者；錨定器最小邊距小於錨定器側邊尺寸之 *1.5* 倍者；多根式鋼腱之錨定器採緊密排列之狀況。

解說：

本節所列之設計方法係參考文獻[11.20]及[11.21]，由試驗結果[11.23] 顯示，該等設計程序將可獲得保守之強度預測值。其中，壓拉桿模式對於一般錨定區域之設計特別有用 [11.23]。除第11.14.5.2節所列情況外，對於有堅實或大區域混凝土圍繞之錨定器，大部分情形均可採用簡化公式法，此部分可參考文獻[11.20]與[11.21]之簡化公式。

如圖R11.14.5中之爆裂力量T_{burst}值和其由錨定承壓面算起之距離d_{burst}，可分別由式(R11-9)及式(R11-10)求得。該圖爲一受小偏心距之端錨作用情況，若鋼腱不只一股，在使用式(R11-9)及式(R11-10)時，需考慮其施加預力之順序。

$$T_{burst} = 0.25\Sigma P_{pu}(1-h_{anc}/h) \qquad \text{(R11-9)}$$

$$d_{burst} = 0.5(h-2e_{anc}) \qquad \text{(R11-10)}$$

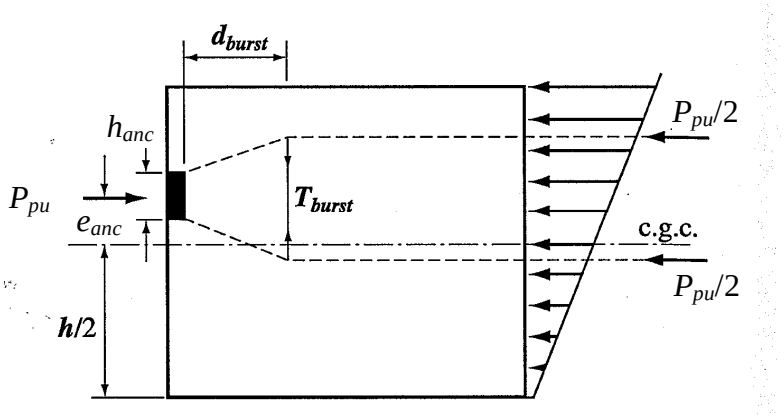
式中：

ΣP_{pu} = 各單獨鋼鍵設計預力值P_{pu}之總和，*kgf*。

h_{anc} = 單一錨定器之深度或一組緊密排列錨定器的深度，*cm*。

e_{anc} = 單一錨定器或緊密排列錨定器相對於斷面形心之偏心距，*cm*。

h = 所考慮方向之構材斷面深度，*cm*。



圖R11.14.5 壓拉桿模式範例

所謂緊密排列之錨定器，係指錨定器在所考慮方向之端錨中心間距未超過其寬度*1.5*倍時。

除非使用多根式鋼腱之錨定器且各錨定器間距大於*0.4*倍之構材斷面深度，否則對於鋼腱形心位在斷面核心內之剝裂力可取爲總設計預力值之*2%*；至於錨定器間距較大或鋼腱形心位在斷面核心外之剝裂力，則須依詳細分析求得。

除本規範之規定外，對於薄壁斷面、具有翼緣之斷面、不規則斷面或在一般錨定區域之鋼腱曲率很大時之後拉預力法，可參考AASHTO之相關規定[11.20,11.34]。另外，錨定區之設計亦可參考我國公路橋梁設計規範[11.36]第7.21.4節之壓拉桿模式、第7.21.5節之彈性應力分析法或第7.21.6節之近似方法計算；此外，錨定區之一般設計原則及細部規定亦可參考該規範第7.21.3節D之規定。

原則上，針對經適當分析方法所得之爆裂力、剝裂力、縱向邊緣拉力，均需設置適當非預力鋼筋或預力鋼筋，該等鋼筋量乘以第11.14.4.1節之計算拉應力與強度折減因數 ϕ 後之設計強度，應足以抵抗各項拉力乘以載重因數後之設計力。其中，爆裂力可用閉合箍筋、具良好錨定之繫筋及螺旋狀之預力鋼筋或非預力鋼筋承受，此項鋼筋一般稱爲防爆鋼筋；而抵抗剝裂力或縱向邊緣拉力之鋼筋應儘可能設置於錨定區之橫向或縱向角隅處，其中抵抗縱向邊緣拉力之鋼筋應連續設置於錨定區之全長，而抵抗剝裂力之鋼筋應連續設置於錨定區之全寬，並將各多根式錨定器有效連接在一起。

11.14.5.3 設計時應考慮施力順序，該順序並應標示於設計圖中。

11.14.5.4 三維影響性需予考量，分析和設計時可依三度空間方式或以兩相互垂直平面之效果總和予以近似考量。

11.14.5.5 如錨定器非設置於構材端部時，須設置黏裹鋼筋，使至少可傳遞 $0.35P_{pu}$ 力量至錨定器後方之混凝土斷面。此項鋼筋應對稱圍繞在錨定器周圍，且往錨定區前端與後端均有充分伸展長度。

解說：

錨定器之施力順序對一般錨定區域有顯著影響，包括全部鋼腱均施力完成之最後階段及施工過程中之各階段均具同等重要性，每單次施力過程及整體總預力所造成之爆裂力都可能爲臨界情況，因此均需考量。

考慮三維之影響性，將可協助設計者注意垂直於主應力平面的應力情況，例如腹版或樓版在較薄方向的爆裂力量。在大多數情況，此種效應都可僅考量單一方向即可，但有些情況則須有完整的三維分析(例如設置有外置鋼腱錨定器之橫隔梁)。

如錨定器非設置於構材端部，在錨定器後端會因變形一致性之條件而造成局部拉應力。爲避免於錨定器後端產生裂縫，須在錨定器附近設置背拉黏裹鋼筋。第11.14.5.5節中之$0.35P_{su}$需求值，係考量有25%未乘載重因數的預力量是由鋼筋以$0.6f_y$應力承擔，而推導求得。

11.14.5.6 如鋼腱在一般錨定區域採曲線方式配置時，除採單根式鋼腱之樓版或經分析顯示不需鋼筋者外，均需設置黏裹鋼筋以抵抗徑向力和劈裂力。

11.14.5.7 採單根式鋼腱之樓版或經分析顯示不需鋼筋者，在錨定區內平行於錨定器裝置面仍須設置最少鋼筋量，以防止劈裂發生。該鋼筋量之設計拉力強度等於 *2%*之預力值乘以載重因數。

11.14.6 細部需求

選用錨定區之鋼筋尺寸、間距、保護層和其他細節時，須注意鋼筋在彎折、綁紮、排置時之許可差、骨材尺寸以及混凝土之適當澆置和搗實。

11.14.7 錨定器之使用

用於錨定單根式鋼絞線或單根直徑在 *16mm* 以下鋼棒之單根基本錨定器，其錨定區之鋼筋設置應依第 11.14.7.1 至 11.14.7.3 節之規定。多根式基本錨定器之錨定區鋼筋量除可依第 11.14.2 至 11.14.5 節之規定計算外，亦可參考我國「公路橋梁設計規範」。若使用大型或特殊錨定器時，尚須依經驗證實之試驗結果，設置其他保護鋼筋。

11.14.7.1 可依第 11.14.5 節之詳細方法計算所需鋼筋量；另對於預力版，除經分析顯示不需鋼筋者外，一般錨定區域亦可依第 11.14.7.2 及 11.14.7.3 節規定設置最少鋼筋量。

11.14.7.2 沿預力版邊應設置至少 *2* 支、直徑在 *D13* 以上之水平鋼筋，該等鋼筋並應設置在錨定器前端 *1/2h* 距離內之構材，並至少向錨定器兩側延伸 15*cm* 長度。

11.14.7.3 如各錨定器間之中心間距小於 *30cm* 時，該等錨定器可視為一組錨定器。若一組錨定器超過 *6* 個錨定器時，可採用 *n+1* 個髮夾型鋼筋或閉合箍筋分別設置於每兩個錨定器間及其最外兩側，該等髮夾型鋼筋或箍筋之直徑在 *D10* 以上，並應垂直進入版內，且其中心部分應設置於錨定器前端之 *3/8h* 至 *1/2h* 版內範圍。

解說：

由於供直徑較小之單根式鋼腱錨定器，因其施加之預力較小，在錨定區所產生之相關拉力亦較小，可依相關規範設置最少量鋼筋，例如可依ACI-423.6規範[11.22]設置。若使用大型錨定器，除本規範所規定之爆裂力、剝裂力、縱向邊緣拉力外，例如爲限制錨定區外表之局部裂縫寬度，尚需配置適當表層鋼筋，此部分可參考我國公路橋梁規範[11.36]或美國AASHTO規範[11.20]之規定辦理。

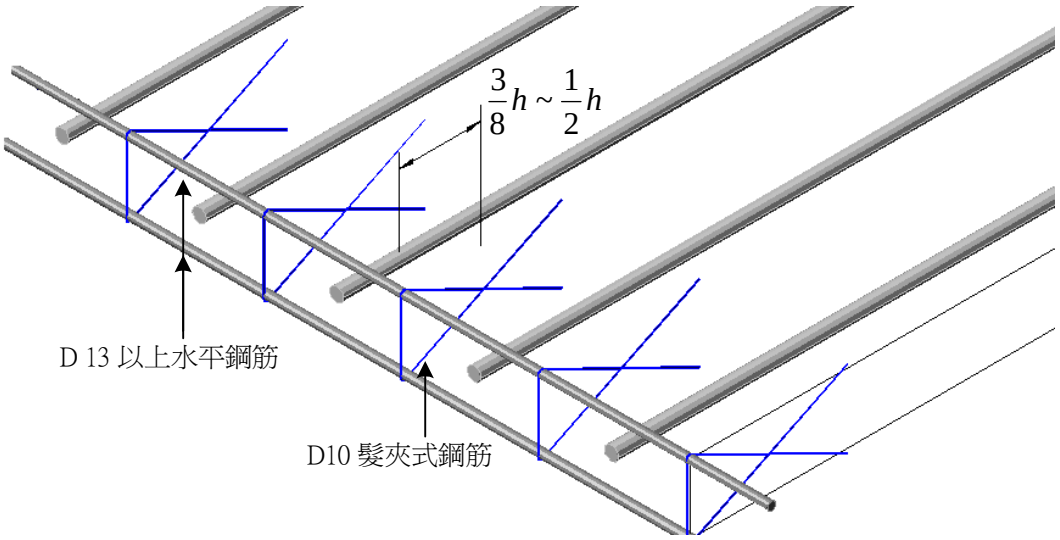


圖 R11.14.7 髮夾式鋼筋

11.15 無黏裹預力鋼筋之防蝕

11.15.1 無黏裹預力鋼筋應完全包裹，置於裹襯內，內部並應灌注適當防蝕材料，以防止腐蝕。

11.15.2 裹襯須為不透水且全長設置，以避免混凝土與預力鋼筋間產生黏裹。

11.15.3 在腐蝕環境，裹襯與施力端錨、中間端錨與固定端錨之接合均須能防水。

解說：

適合於無黏裹預力鋼筋之防蝕材料特性可見參考文獻[11.23]之第5.1節。單根無黏裹鋼絞線之防蝕保護可依據美國*ACI*之*"Specificastion for Unbonded Single Strand Tendons(ACI 423.6)"*之規範或參考文獻[11.23]辦理。

典型之裹襯爲採直接擠出製成、可包裹在預力鋼筋外之連續、無接縫的高密度聚乙烯材料。

11.16 後拉法套管

11.16.1 灌漿套管應能防止水泥砂漿侵入，其材料不可與混凝土、預力鋼筋、灌漿液或防蝕材料發生化學反應。

11.16.2 供設置單根鋼線、鋼絞線或鋼棒且須灌漿之套管，其內徑至少需比預力鋼筋直徑大 *6 mm*。

11.16.3 供設置多根鋼線、鋼絞線或鋼棒且須灌漿之套管，其管內斷面積至少需為預力鋼筋斷面積之 *2* 倍。

11.16.4 構材如曝露於冰凍氣候下，在灌漿前套管內部應無積水。

解說：

後拉法套管除本節所列之原則性規定外，詳細規定應另依照「結構混凝土施工規範」第12.2.4至12.2.6節之規定。

11.17 黏裹預力鋼腱之灌漿

解說：

灌漿可使後拉法預力鋼筋與混凝土間產生黏裹作用，同時亦可藉此防止預力鋼筋腐蝕，因此適當的灌漿與灌漿程序是後拉法預力施工中之重要部分[11.25,11.26]。除本節所列之原則性規定外，灌漿液材料之詳細規定另應依「結構混凝土施工規範」第12.2節之規定，灌漿作業之詳細規定另應依照第12.7

節之規定。

11.17.1 灌漿應採用水泥漿或水泥砂漿。

11.17.2 灌漿液之材料應符合下列規定：

(1) 水泥、水及砂之品質及其檢定與試驗均應符合「中華民國國家標準」及「結構混凝土施工規範」之規定。

(2) 如使用細砂料除應符合(1)之標準與規範外，其級配應予調整使具有良好工作性。

(3) 對灌漿液、鋼料及混凝土無害之摻料可予應用，但氯化鈣不得使用。

解說：

幾乎大部分工程都可使用水泥漿當灌漿液。如採用優良級配砂之水泥砂漿當灌漿液，須使用較大套管，使有較大空間以易於施灌，於「結構混凝土施工規範」中規定，當套管淨內斷面積超過預力鋼腱斷面積 *4* 倍時始可加拌細砂料。

摻料通常是用來提高工作性、減低泌水與乾縮現象、或爲產生膨脹。目前已知對預力鋼腱、灌漿液、混凝土有害之物質有氯化物、氟化物、硫化物、氮化物等。在容許狀況下使用鋁粉或其他膨脹劑，應控制膨脹率在*5% ~ 10%*間。

11.17.3 灌漿液之配比

11.17.3.1 灌漿液之配比應根據工作前對新拌或已硬化之灌漿試驗結果，或根據在類似材料、設備及工地情況下之試驗資料決定之。

11.17.3.2 施工時所用之水泥應與決定灌漿液配比時所用者相同。

11.17.3.3 灌漿液之用水量應為適合灌漿工作之最少量，其水灰比應不超過 *0.45*。

11.17.3.4 灌漿液不得因灌漿工作延誤而加水以提高流動性。

解說：

符合本配比規定之灌漿液如採用邊長*5 cm*之正立方試體，其七天齡期之抗壓強度通常可達*175 kgf/cm*^{2}，*28*天齡期之抗壓強度可達*280 kgf/cm*^{2}。惟設計漿液之配比時，考慮灌漿的現場操作與施灌方式通常比強度來得重要。

11.17.4 拌和與灌注

灌漿液材料應在能連續拌和及攪動之設備中混合，且能使灌漿液材料分佈均勻，灌注時應通過濾篩，灌滿套管。灌漿時構材與灌漿液溫度、灌漿材料強度、灌注壓力與方式等均應符合「結構混凝土施工規範」第 12.7 節之規定。

11.18 預力鋼筋之保護

鄰近預力鋼筋處之燒切或銲接工作應謹慎進行並做適當之保護措施，以防預力鋼筋遭受過高之溫度、火花或接地迴路電流之影響。

11.19 預力之施加及測定

11.19.1 所施預力大小應同時以下列方法測定：

(1) 以預力鋼筋之伸長量測定之：所需之伸長量應由預力鋼筋之平均拉力－伸長量曲線決定之。

(2) 以檢定合格之測力計或荷重計測定之。

如先拉法之上述兩種方法相差超過 *5%*，或後拉法相差超過 *7%*，應查究原因並予以改正。

解說：

預力之施加及測定除本節所列之原則性規定外，詳細規定另應依照「結構混凝土施工規範」第12.6節之規定。預力構材之伸長量量測可依照參考資料[11.27]所規定之步驟。

以測力計及伸長量兩種方法量測後拉法預力鋼筋預力之允許誤差量，本規範是自前版起修正爲*7%*。數項影響後拉法預力鋼筋伸長量之量測因素對於先拉法構材並不重要或不存在，例如，後拉法預力鋼筋之摩擦力將受套管排置時之許可差及混凝土澆置時之套管小量不規則移位影響，另外套管與預力鋼筋間的摩擦係數亦受影響。前版規範係依1958年ACI-ASCE Committee 423報告之建議，採用*5%*當爲以測力計及伸長量兩者量測施預力量之容許誤差，其主因素是反應先拉法構材的製造經驗。由於先拉法預力構材是在空氣中施預力，只有很小之摩擦效應，因此本版規範對先拉法仍保留採用*5%*當爲容許誤差。

11.19.2 先拉預力鋼筋燒切處應使預力可由預力床傳遞至混凝土，預力鋼筋切斷位置及切斷次序應事先分析決定，以避免產生未預計之暫時應力。

11.19.3 施力後預力鋼筋切斷處應靠近構材，以減少對混凝土之振動。

11.19.4 無法更換之斷裂預力鋼筋所造成之預力損失不得超過總預力之 *2%*。

解說：

本規定適用於所有預力混凝土構材。對於場鑄後拉法預力版系而言，構材是指設計時之個別構件，如肋梁、單向肋梁版系之有效版寬或雙向片版系中之柱列帶、中間帶。

11.20 後拉預力之錨定器與續接器

11.20.1 黏裹與無黏裹鋼腱之錨定器與續接器在無黏裹情況下進行試驗時，至少應能承受預力鋼筋規定斷裂強度之 *95%*且不超過預計之變形量。黏裹鋼腱之錨定器與續接器之位置，應使其於黏裹後在臨界斷面處之預力鋼筋能發揮達規定斷裂強度之 *100%*。

解說：

錨定器與續接器除本節所列之原則性規定外，詳細規定另應依照「結構混凝土施工規範」第12.2.3節之規定。

早年版本規範中是分別對黏裹與無黏裹鋼腱之錨定器與續接器規定強度，而自前版規範起已將兩者合併，並規定黏裹與無黏裹鋼腱之錨定器或續接器組件在無黏裹情況下試驗，至少應承載預力鋼筋材料規定斷裂強度之*95%*。由於後拉法錨定器與續接器之應力提升效應，使其規定強度實際遠超過預力鋼筋之最大設計強度，而錨定器與續接器於實驗中常有變形與位移，因此錨定器與續接器之強度應配合最小永久變形與位移，依照ACI 301規範與一般製造廠之建議，預力鋼筋組件應符合最大伸長量爲*2%*之要求。錨定器或續接器與臨界斷面間之黏裹伸展長度，若等於或大於達到預力鋼筋強度所需長度時，黏裹鋼腱之錨定器或續接器強度可低於預力鋼筋規定斷裂強度之*100%*，此項黏裹長度可依據非受拉預力鋼絞線或其他預力鋼筋材料之黏裹特性測試結果計算。

11.20.2 續接器應設置於工程師指定之區域且應有足夠可移動長度，以使施預力時能依需要移動。

11.20.3承受反覆載重時，無黏裹預力鋼筋之錨定器與續接器應特別注意疲勞破壞之可能性。

解說：

參考文獻[11.30]對疲勞載重有完整的探討。

無黏裹預力鋼筋及其錨定組件受靜力與反覆載重之較詳細建議，可見參考文獻[11.9]之第4.1.3節與[11.28]。

11.20.4錨定器、續接器及其端配件應有永久防蝕措施。

解說：

錨定器與續接器可藉灌漿或足夠厚度之密合混凝土保護層，其外露部位及外露預力鋼筋均應有永久防蝕措施。有關防蝕措施之建議，可見參考文獻[11.9,11.23]。

11.21 外置後拉法預力

11.21.1後拉法之預力鋼腱可設置於混凝土構材任何斷面之外側。本規範所規定之強度及使用性設計方法可用以計算外置鋼腱之預力對混凝土結構之影響。

11.21.2除非外置預力鋼腱全長能與混凝土斷面有效黏裹，否則於計算撓曲強度時，外置預力鋼腱應視為無黏裹鋼腱。

解說：

外置鋼腱爲一可提供既有結構物之額外強度並增進使用性之多功能預力工法，此工法頗適用於既有結構物之補強或提昇，其鋼腱配置能較多樣化。有關外置後拉預力之相關資料可參見參考文獻[11.31]。

11.21.3外置預力鋼腱應附著於混凝土構材上，使構材在發生撓曲變形情況下，鋼腱全長能與混凝土斷面形心維持所需之偏心距。

解說：

於施預力或外力作用時，若可能影響鋼腱位置之偏移效應時，外置鋼腱除錨定處外，亦常於適當位置附著於混凝土構材上(例如於跨度中央、三分之一處、或四分之一處)，以使產生所需載重平衡之預力功能，以及維持鋼腱排置位置並克服鋼腱振動之效應。

11.21.4外置鋼腱及鋼腱錨定區須作防蝕處理，其相關細節須規定於設計圖說或施工規範中。

解說：

永久防蝕處理的方法很多，但所採用方法須能適合鋼腱所處環境。在某些情況下，預力鋼筋可以混凝土保護層或灌注水泥砂漿之聚乙烯管或金屬套管保護；其他情形可採用被覆方式保護，例如以油漆或塗油脂方式。

除非防蝕處理之目的僅爲增進使用性，外置預力之防蝕保護處理亦須滿足一般建築物的防火要求。

參考文獻

[11.1] Mast, R. F., “Analysis of Cracked Prestressed Concrete Sections: A Practical Approach,” *PCI Journal*, V. 43, No. 4, Jul.-Aug., 1998.

[11.2] *PCI Design Handbook—Precast and Prestressed Concrete*, 4th Edition, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, 1992, pp. 4-42 through 4-44.

[11.3] ACI-ASCE Committee 423, "Tentative Recommendations for Prestressed Concrete," ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 54, No. 7, Jan. 1958, pp. 545-578.

[11.4] ACI Committee 435, "Deflections of Prestressed Concrete Members (ACI 435.1R-63)(Reapproved 1989)," ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 60, No. 12, Dec. 1963, pp. 1697-1728. Also *ACI Manual of Concrete Practice.*

[11.5] PCI Committee on Prestress Losses, "Recommendations for Estimating Prestress Losses," *Journal of the Prestressed Concrete Institute,* V. 20, No. 4, July-Aug. 1975, pp. 43-75.

[11.6] Zia, P.; Preston, H. K.; Scott, N. L.; and Workman, E. B., "Estimating Prestress Losses," *Concrete International: Design & Construction,* V. 1, No. 6, June 1979, pp. 32-38.

[11.7] Mojtahedi, S., and Gamble, W. L., "Ultimate Steel Stresses in Unbonded Prestressed Concrete," *Proceedings*, ASCE, V. 104, ST7, July 1978, pp. 1159-1165.

[11.8] Mattock, A. H.; Yamazaki, J.; and Kattula, B. T., "Comparative Study of Prestressed Concrete Beams, with and without Bond," ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 68, No. 2, Feb. 1971, pp. 116-125.

[11.9] ACI-ASCE Committee 423, "Recommendations for Concrete Members Prestressed with Unbonded Tendons (ACI 423.3R-89)," *ACI Structural Journal*, V. 86, No. 3, May-June 1989, pp. 301-318. Also *ACI Manual of Concrete Practice.*

[11.10] Odello, R. J., and Mehta, B. M., "Behavior of a Continuous Prestressed Concrete Slab with Drop Panels," *Report,* Division of Structural Engineering and Structural Mechanics, University of California, Berkeley, 1967.

[11.11] Smith, S. W., and Burns, N. H., "Post-Tensioned Flat Plate to Column Connection Behavior," *Journal of the Prestressed Concrete Institute,* V. 19, No. 3, May-June 1974, pp. 74-91.

[11.12] Burns, N. H., and Hemakom, R., "Test of Scale Model Post-Tensioned Flat Plate," *Proceedings*, ASCE, V. 103, ST6, June 1977, pp. 1237-1255.

[11.13] Hawkins, N. M., "Lateral Load Resistance of Unbonded Post-Tensioned Flat Plate Construction," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 26, No. 1, Jan.-Feb. 1981, pp. 94-116.

[11.14] "Guide Specifications for Post-Tensioning Materials," *Post-Tensioning Manual*, 5th Edition, Post-Tensioning Institute, Phoenix, Ariz., 1990, pp. 208-216.

[11.15] Foutch, D. A.; Gamble, W. L.; and Sunidja, H., "Tests of Post-Tensioned Concrete Slab-Edge Column Connections," *ACI Structural Journal,* V. 87, No. 2, Mar.-Apr. 1990, pp. 167-179.

[11.16] Mast, R.F., "Unified Design Provision for Reinforced and Prestressed Concrete Flexural and Compression Members," *ACI Structural Journal,* V. 89, No. 2, Mar.-Apr., 1992, pp. 185-199.

[11.17] "Design of Post-Tensioned Slabs," Post-Tensioning Institute, Phoenix, Ariz., 1984, 54 pp.

[11.18] Gerber, L. L., and Burns, N. H., "Ultimate Strength Tests of Post-Tensioned Flat Plates," *Journal of the Prestressed Concrete Institute,* V. 16, No. 6, Nov.-Dec. 1971, pp. 40-58.

[11.19] Scordelis, A. C.; Lin, T. Y.; and Itaya, R., "Behavior of a Continuous Slab Prestressed in Two Directions," ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 56, No. 6, Dec. 1959, pp. 441-459.

[11.20] American Association of State Highway and Transportation Officials, "Standard Specifications for Highway Bridges," 17th Edition, 2002.

[11.21] Breen, J. E.; Burdet, O.; Roberts, C.; Sanders, D.; Wollmann, G.; and Falconer, B., "Anchorage Zone Requirements for Post-Tensioned Concrete Girders," NCHRP *Report* 356, Transportation Research Board, National Academy Press, Washington, D.C., 1994.

[11.22] ACI-ASCE Committee 423, "Recommendations for Concrete Members Prestressed with Unbonded

Tendons," *ACI Structural Journal*, V. 86, No. 3, May-June 1989, p. 312.

[11.23] "Specification for Unbonded Single Strand Tendons," revised 1993, Post-Tensioning Institute, Phoenix, AZ, 1993, 20 pp.

[11.24] "Guide Specifications for Design and Construction of Segmental Concrete Bridges, AASHTO, Washington, DC, 1989, 50 pp.

[11.25] Gerwick, B. C. Jr., "Protection of Tendon Ducts," *Construction of Prestressed Concrete Structures*, John Wiley and Sons, Inc., New York, 1971, 411 pp.

[11.26] "Recommended Practice for Grouting of Post-Tensioned Prestressed Concrete," *Post-Tensioning Manual*, 5th Edition, Post-Tensioning Institute, Phoenix, AZ, 1990, pp. 230-236.

[11.27] *Manual for Quality Control for Plants and Production of Precast and Prestressed Concrete Products*, 3rd Edition, MNL-116-85, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, 1985, 123 pp.

[11.28] ACI Committee 301, "Standard Specifications for Structural Concrete for Buildings (ACI 301-96)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1996, 34 pp. Also *ACI Manual of Concrete Practice*.

[11.29] Salmons, J. R., and McCrate, T. E., "Bond Characteristics of Untensioned Prestressing Strand," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 22, No. 1, Jan.-Feb. 1977, pp. 52-65.

[11.30] ACI Committee 215, "Considerations for Design of Concrete Structures Subjected to Fatigue Loading (ACI 215R-74)(Revised 1992)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1992, 24 pp. Also *ACI Manual of Concrete Practice*.

[11.31] Barth, F., "Unbonded Post-Tensioning in Building Construction," *Concrete Construction Engineering Handbook*, CRC Press, 1997, pp. 12.32-12.47.

[11.32] Magura, D. D.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., "A Study of Stress Relaxation in Prestressing Reinforcement," Journal, Prestressed Concrete Institute, V. 9, No. 2, Apr. 1964, pp. 13-57.

[11.33] ACI Committee 318, "Commentary on Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83)," ACI 318R-83, American Concrete Institute, Detroit, 1983, 55 pp.

[11.34] ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary," 2005.

[11.35] 林樹柱，「預力混凝土設計及施工」，大中國圖書公司，民國82年1月。

[11.36] 交通部，「公路橋梁設計規範」，幼獅文化事業公司，民國90年1月。