『2021新版鋼筋混凝土分析設計應用研討會』

混凝土結構用錨栓介紹

主講人：陳逸宇 結構技師

中華民國110年04月10日

承諾．熱情．創新　www.narlabs.org.tw

簡報大綱

合北市結構工程工業技師公會
Taipei Structural Engineers Association

- 錨栓固定失敗案例探討
- ACI 318-19關於「混凝土結構用錨栓」之變革
- ACI 318-19關於「混凝土結構用錨栓」之種類
- 從案例探討設計規範之引用
- 新版規範實施之展望

錨栓固定失敗案例探討

- Ceiling Collapse in I-90 Connector Tunnel (Boston, 2006年7月10日)

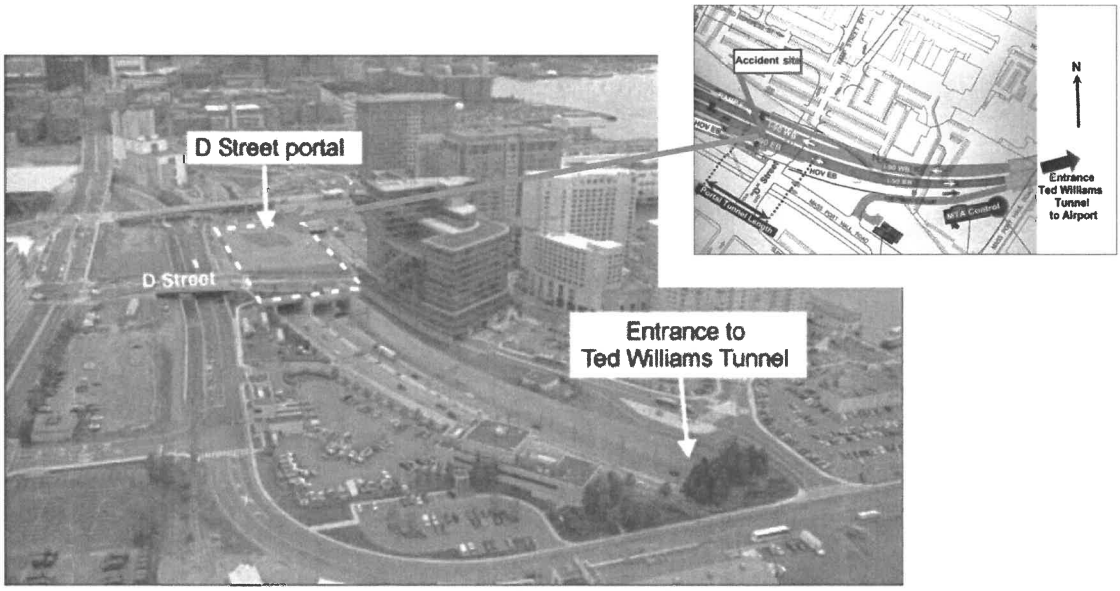


Figure 3. Plan view (top) and aerial view (bottom, looking west) of the D Street portal.

錨栓固定失敗案例探討

台北市結構工程工業技師公會
Taipei Structural Engineers Association

- Ceiling Collapse in I-90 Connector Tunnel (Boston, 2006年7月10日)

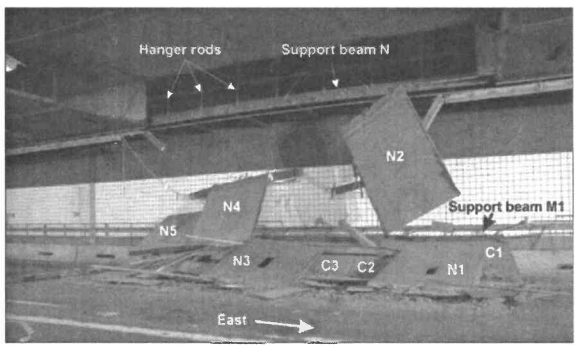


Figure 8. Looking north at the collapsed concrete panels before removal from the tunnel. Components shown as labeled for post accident reconstruction. (Photograph courtesy Massachusetts State Police)

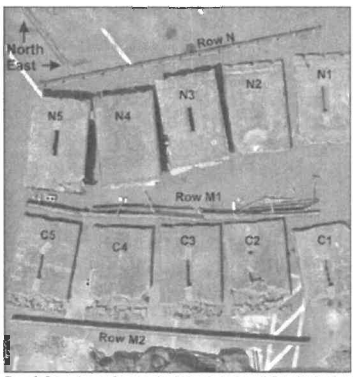


Figure 9. Collapsed panels after removal from the tunnel as rearranged in their original positions within the ceiling module. The upper surfaces of the panels are shown. (Photograph courtesy Massachusetts State Police)

- 隧道內混凝土天花板掉落
- 1人死亡1人受傷

錨栓固定失敗案例探討

- Ceiling Collapse in I-90 Connector Tunnel (Boston, 2006年7月10日)

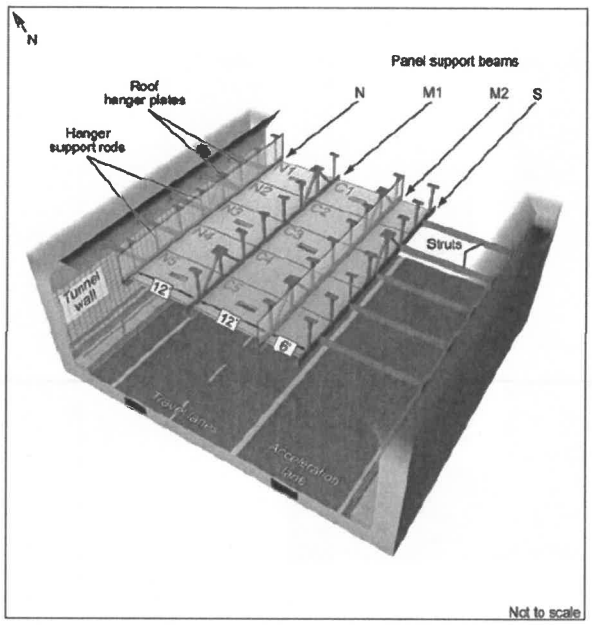


Figure 5. Overview of the support structure for the accident ceiling module. Panels and support beams show alphanumeric designations that were assigned during postaccident reconstruction.

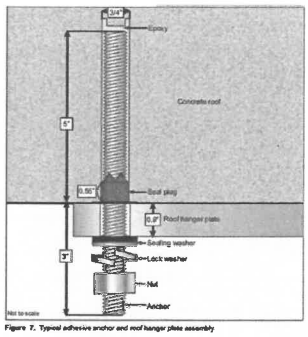


Figure 7. Typical adhesive anchor and roof hanger plate assembly

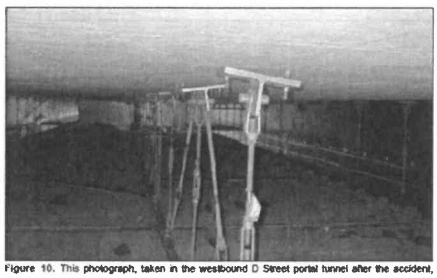


Figure 10. This photograph, taken in the westbound D Street portal tunnel after the accident, shows a number of roof hanger plates that have begun to pull away from the tunnel roof, including the two-anchor hanger plate in the foreground and the four-anchor plate adjacent to it.

錨栓固定失敗案例探討

合北市結構工程工業技師公會
Taipei Structural Engineers Association

- Ceiling Collapse in I-90 Connector Tunnel (Boston, 2006年7月10日)

Ceiling Collapse in the Interstate 90 Connector Tunnel
Boston, Massachusetts
July 10, 2006

ACCIDENT REPORT

National Transportation Safety Board

Probable Cause

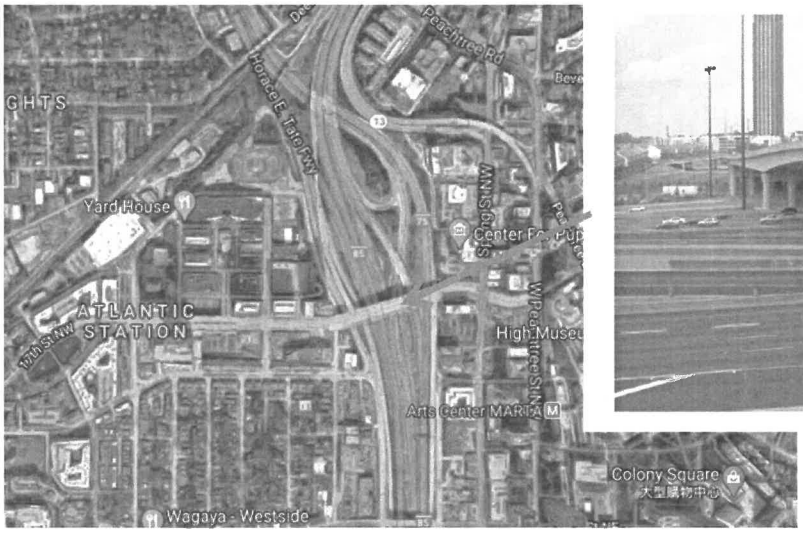
The National Transportation Safety Board determines that the probable cause of the July 10, 2006, ceiling collapse in the D Street portal of the Interstate 90 connector tunnel in Boston, Massachusetts, was the use of an epoxy anchor adhesive with poor creep resistance, that is, an epoxy formulation that was not capable of sustaining long-term loads. Over time, the epoxy deformed and fractured until several ceiling support anchors pulled free and allowed a portion of the ceiling to collapse. Use of an inappropriate epoxy formulation resulted from the failure of Gannett Fleming, Inc., and Bechtel/Parsons Brinckerhoff to identify potential creep in the anchor adhesive as a critical long-term failure mode and to account for possible anchor creep in the design, specifications, and approval process for the epoxy anchors used in the tunnel. The use of an inappropriate epoxy formulation also resulted from a general lack of understanding and knowledge in the construction community about creep in adhesive anchoring systems. In addition, Powers Fasteners, Inc., failed to provide the Central Artery/Tunnel project with sufficiently complete, accurate, and detailed information about the suitability of the company's Fast Set epoxy for sustaining long-term tensile loads. Contributing to the accident was the failure of Powers Fasteners, Inc., to determine that the anchor displacement that was found in the high-occupancy vehicle tunnel in 1999 was a result of anchor creep due to

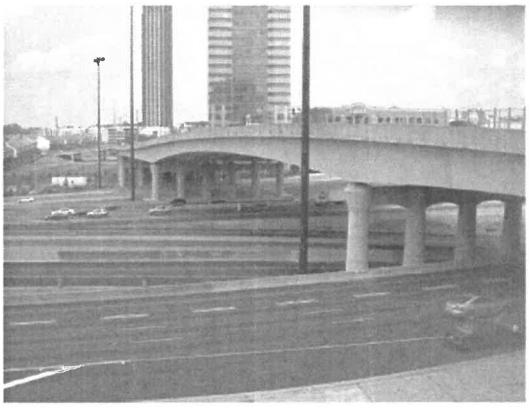
National Transportation Safety Board 107

2006年7月10日在麻州波士頓的90號州際公路連接隧道的D街入口段的天花塌落，可能原因是用了抗潛變力差的樹脂黏結錨栓，亦既所用的樹脂成份無法承受持續性長期載重。

錨栓固定失敗案例探討

- 17TH STREET BRIDGE Canopy Failure (Atlanta, 2011年8月13日)





錨栓固定失敗案例探討

合北市結構工程工業技師公會
Taipei Structural Engineers Association

- 17TH STREET BRIDGE Canopy Failure (Atlanta, 2011年8月13日)

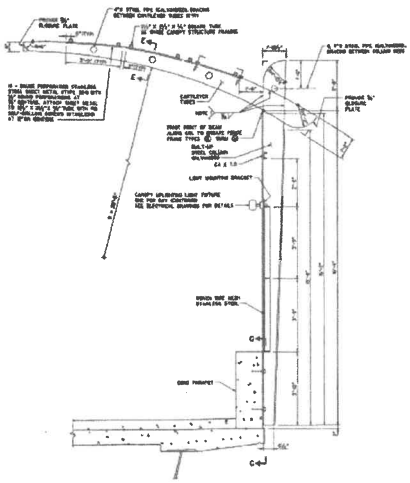
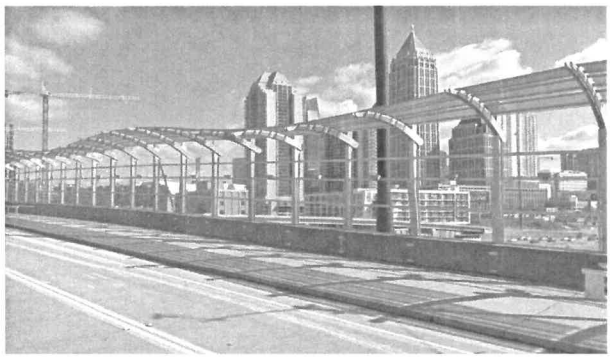
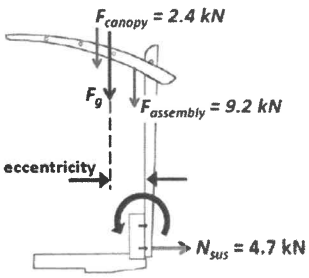


Figure 1. Typical column-cantilever assembly detail (from URS Sheet 69)





Typical column-cantilever assembly.

錨栓固定失敗案例探討

- 17TH STREET BRIDGE Canopy Failure (Atlanta, 2011年8月13日)

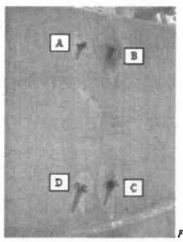


Figure 6. Typical nomenclature for anchors

Figure 7. Torch-cut anchor rod partially withdrawn from parapet

- 168支錨栓中有112支錨栓向外拔出了1.6mm~44.5mm
- 下排錨栓比上排錨栓向外拔出較多

錨栓固定失敗案例探討

- 17TH STREET BRIDGE Canopy Failure (Atlanta, 2011年8月13日)

WJE

17TH STREET BRIDGE
Canopy Failure Investigation

Atlanta, Georgia

Final Report
January 20, 2012
WJE No. 2011.3732.0

Prepared for:
Georgia Department of Transportation
One Georgia Center
24th Floor
600 West Peachtree NW
Atlanta, Georgia 30308

Prepared by:
Wiss, Janney, Elstner Associates, Inc.
2915 Premiere Parkway, Suite 100
Duluth, Georgia 30097
770.923.9822 tel | 770.232.9044 fax

WJE ENGINEERS ARCHITECTS MATERIALS SCIENTISTS

17th Street Bridge
Canopy Failure Investigation
January 20, 2012
Page 16

CONCLUSIONS

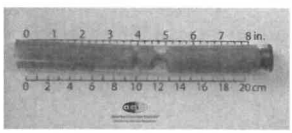
The canopy failure at the 17th Street Bridge was the result of material and installation deficiencies. Listed in estimated order of importance, the factors contributing to the collapse are as follows:

1. Use of epoxy anchor adhesive with poor resistance to long-term creep under sustained loading.
2. Disproportionate and incomplete mixing of adhesive components.
3. Incomplete encapsulation of the anchors in the epoxy as indicated by voids and air pockets.

Over time, the anchors connecting the supporting frames of the canopy to the south parapet of the bridge withdrew as the epoxy adhesive deformed and failed under a sustained tensile load that was substantially lower than the design service load.

This finding is similar to the findings of the NTSB in regards to the July 10, 2006 collapse of a portion of the ceiling of the Interstate 90 tunnel in Boston, Massachusetts. As a result of the NTSB investigation, the design community became more conscious of the long term performance of adhesive anchors when subjected to sustained load. Because the design of the 17th Street Bridge was completed prior to the 2006 collapse in Boston, it is likely that the epoxy selected for anchorage of the 17th Street Bridge canopy was not evaluated by the epoxy manufacturer or specifier for sustained loads and susceptibility of the epoxy material to creep.

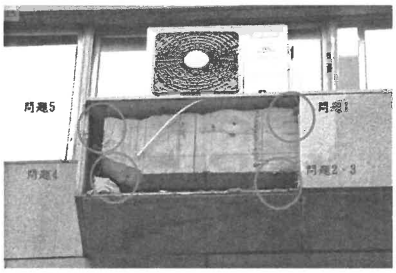
1. 於持續載重下使用了潛變力差的黏結式錨栓。
2. 黏結式錨栓之黏著劑混合不完全。
3. 安裝注射完成後之黏結式錨栓內有空洞和氣孔。

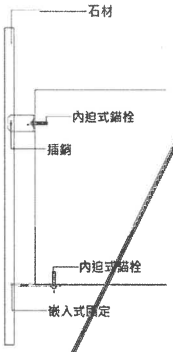


錨栓固定失敗案例探討

- 聯合報大樓外牆石材掉落 (台北市, 2015年3月13日)

北市忠孝東路大樓磁磚剝落 1死1傷





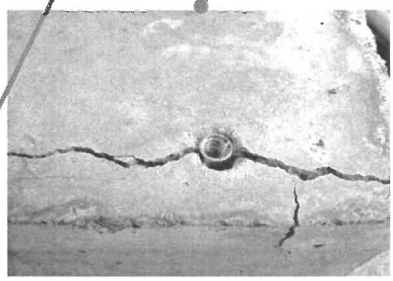
問題一、該處於石材端疑似以插銷式固定，如右上圖。然由照片中判斷，其L型角鐵有旋轉，有可能該處固定於混凝土端之錨栓並未扭緊，因此L型角鐵產生旋轉。

問題二、該處於石材端疑似以嵌入式固定，並無以錨栓固定，而只是以鐵件插入石材，如右上圖。該型式之固定方式並無法對石材提供有效的固定，尤其當外牆承受負風壓時，該固定方式容易失效。

問題三、由照片中判斷，其鐵件有旋轉，有可能該處固定於混凝土端之錨栓並未扭緊，因此鐵件產生旋轉。

問題四、該處混凝土破裂，其破裂模式與ACI 318(美國混凝土協會訂定之混凝土設計規範)附錄D所描述混凝土因錨栓固定之邊距不足產生混凝土破裂模式相似，如以下照片。另外由破裂後之狀況，該處疑似鋼筋之主筋數量及箍筋數量不足。

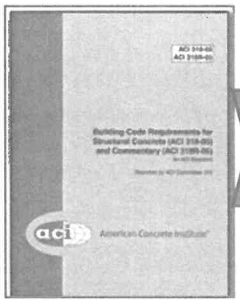
問題五、每塊石材應至少4處固定點較為穩固，然而由照片中判斷，該處疑似無固定點。

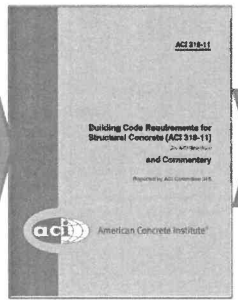


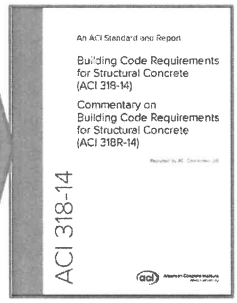
錨栓固定因邊距不足造成混凝土破裂

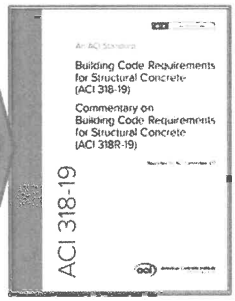
ACI 318-19關於「混凝土結構用錨栓」之變革

- ACI 318-05:錨栓章節列於附篇D
- ACI 318-11:錨栓章節列於附篇D
  - 增加黏結式錨栓
- ACI 318-14:錨栓章節移至第17章
- ACI 318-19:錨栓章節列於第17章
  - 增加螺紋錨栓







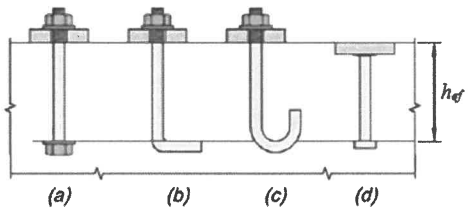


- 土木401-100:錨栓章節列於附篇D

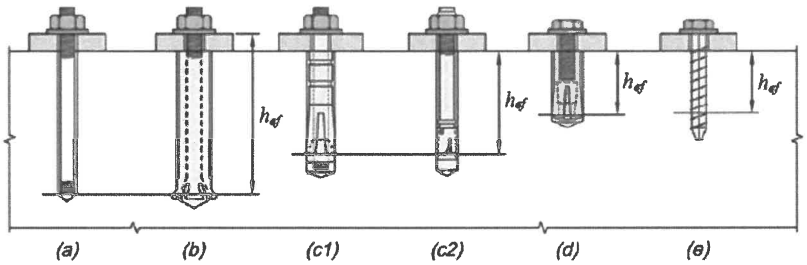
- 土木401-108:錨栓章節仍列於附篇D
  - 增加黏結式錨栓

土木401-100附篇D (ACI318-05)	ACI318-14第17章	ACI318-19第17章
D.1 符號 D.2 定義 D.3 範圍 D.4 一般需求 D.4.3 耐震設計 D.5 錨栓強度通則 D.6 拉力載重之設計要求 D.7 剪力載重之設計要求 D.8 拉力與剪力互制作用 D.9 避免劈裂破壞之邊距、間距和厚度之要求 D.10 錨栓安裝	17.1 範圍 17.2 一般需求 17.2.3 耐震設計 17.3 錨栓強度通則 17.4 拉力載重之設計要求 17.5 剪力載重之設計要求 17.6 拉力與剪力互制作用 17.7 避免劈裂破壞之邊距、間距和厚度之要求 17.8 錨栓安裝與查驗	17.1 範圍 17.2 一般需求 17.3 設計限制 17.4 需求強度 17.5 設計強度 17.6 拉力強度 17.7 剪力強落 17.8 拉力與剪力互制作用 17.9 避免劈裂破壞之邊距、間距和厚度之要求 17.10 錨栓耐震設計需求 17.11 具剪力榫之基板

	ACI318-14第17章	ACI318-19第17章
土木401-100附篇D (ACI318-05)	增加或修訂: 1.兩根或多根錨栓須考量錨栓群效應之臨界間距規定說明。 2.錨栓耐震設計之相關要求說明。 3.水平或向上傾斜之黏結式錨栓之品質要求。 4.黏結式錨栓承受長期拉力載重之要求。 5.輕質混凝土修正係數。 6.修訂錨栓設計強度配合錨栓種類及可能之破壞模式進行需求設計規定。 7.良好錨定錨栓之拉力設計強度替代計算方法。 8.單根錨栓在混凝土開裂區之基本剪破強度計算公式。 9.錨栓埋設深度之修正係數。 10.良好錨定錨栓之剪力設計強度替代計算方法。 11.錨栓之安裝與查驗規定。	增加或修訂: 1.螺紋錨栓之相關規定。 2.具剪力榫之基板一節，具剪力榫之基板常用於立柱的底部，可將較大的剪力傳遞至基礎構件。具剪力榫之基板可埋置於場鑄或預鑄混凝土，或採用可放入剪力榫之混凝土留設孔並填充流動、無收縮漿體之後置式方式。 3.錨栓之安裝與查驗規定移至第26章。



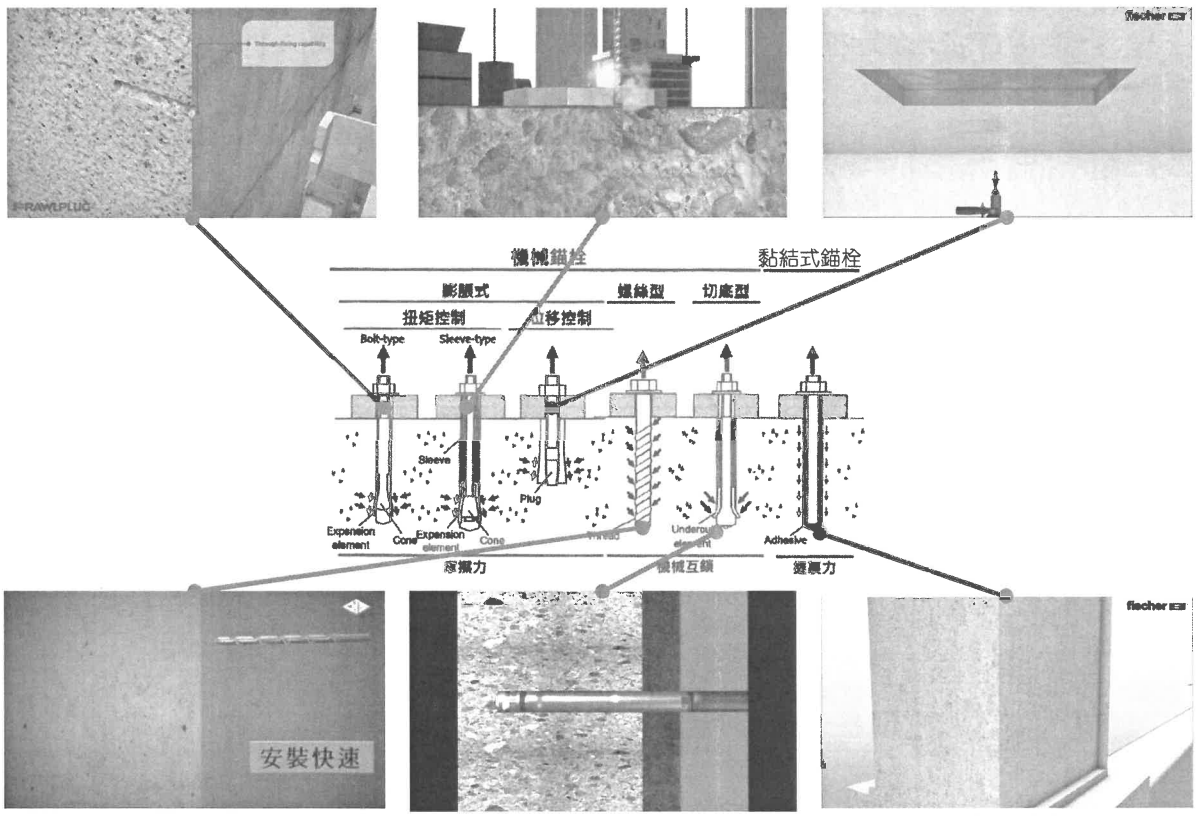
(A)預埋錨栓：(a)含墊圈之六角螺栓；(b)L 型螺栓；(c)J 型螺栓；及(d)焊接擴頭剪力釘

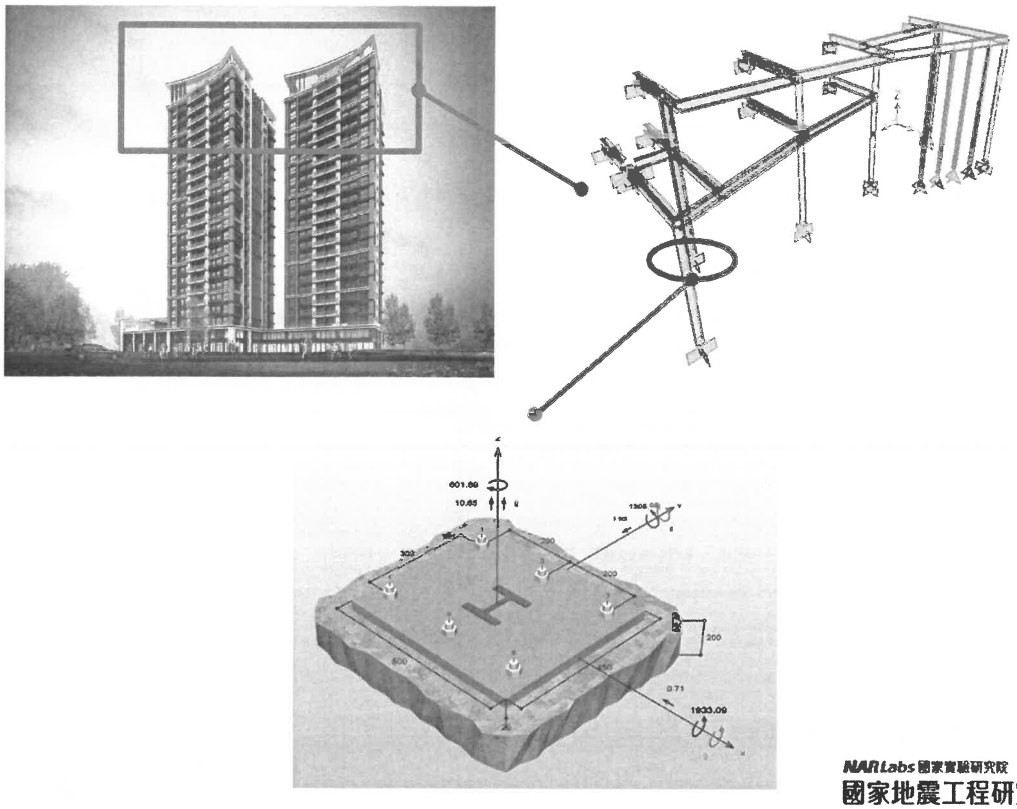


(B)後置式錨栓：(a)黏結式錨栓；(b)擴底型錨栓；(c)扭力控制之膨脹式錨栓
((c1)套筒型式及(c2)錨釘型式)；及(d)直接鎖入位移控制型膨脹式錨栓
(e)螺紋錨栓

圖 R2.1 錨栓種類

ACI 318-19關於「混凝土結構用錨栓」之種類
合北市結構工程工業技師公會
Taipei Structural Engineers Association





- 錨栓之各種破壞模式

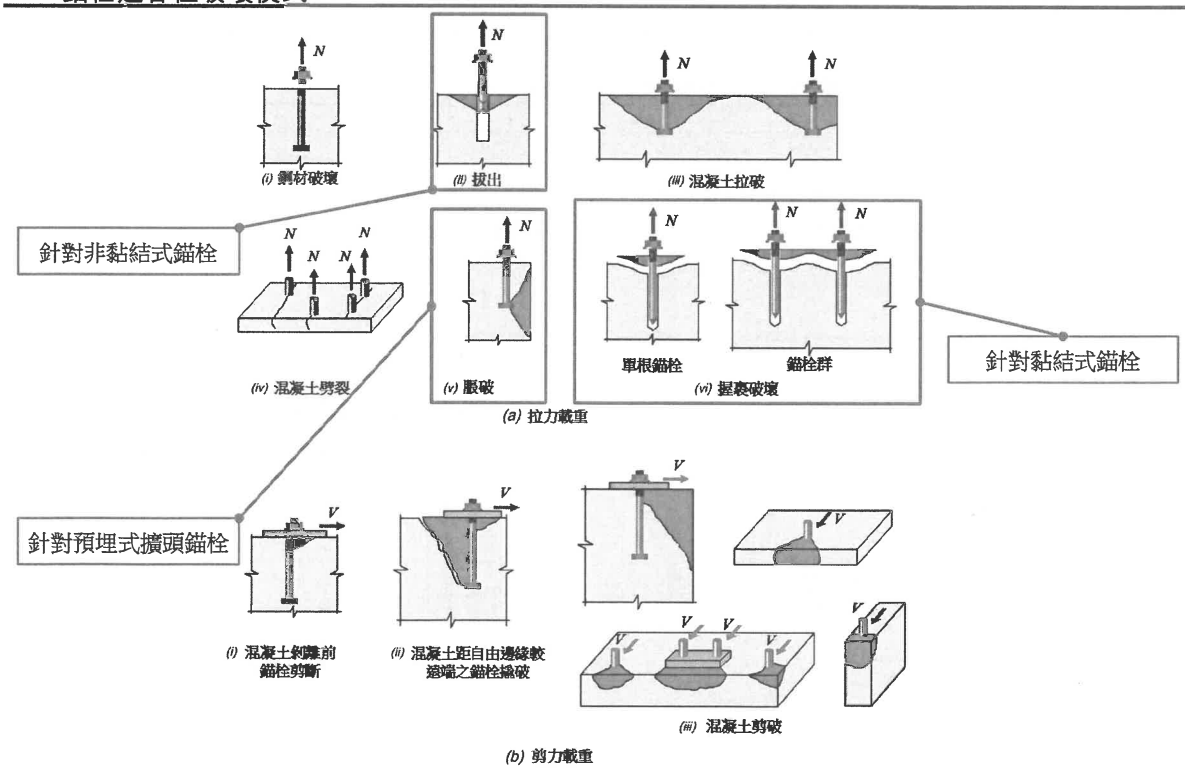


圖 R17.5.1.2 錨栓之破壞模式

17.4 需求強度

17.4.1 需求強度必須依據第 5 章因數化載重組合計算。

17.4.2 耐震結構物之錨栓設計應額外符合第 17.10 節之要求

17.5 設計強度

17.5.1 每一合用之係數化載重組合，單根錨栓或錨栓群之設計強度須滿足$\phi S_n \geq U$。載重間之互制效應依據第 17.8.1 節加以考量。

17.5.1.1 強度折減係數ϕ依據第 17.5.3 節決定。

17.5.1.2 單根錨栓或錨栓群之標稱強度應基於設計模式所預測的強度且能充分符合大量的試驗結果。試驗用材料和結構用材料應一致。標稱強度應依據單根錨栓基本強度的 5 %分位數，並考量混凝土強度、尺度效應修正、錨栓數量、錨栓緊密間距的效應、邊距、混凝土構材深度、錨栓群之偏心載重、及混凝土開裂。設計模式中有關邊距和錨栓間距之限制，應與用以驗證該模式之試驗相符合。

下列錨栓之設計強度，應基於符合第 17.5.1.2 節之設計模式：

(a) 錨栓之鋼材拉力強度 。

(b) 錨栓之混凝土拉破強度。

(c) 單根預埋和單根後置膨脹、螺紋、和擴底錨栓之拔出強度。

(d) 擴頭錨栓抗拉之混凝土邊緣脹破強度。

(e) 黏結式錨栓抗拉之握裹強度。

(f) 錨栓抗剪之鋼材強度。

(g) 錨栓之混凝土剪破強度。

(h) 錨栓之混凝土剪力撬破強度。

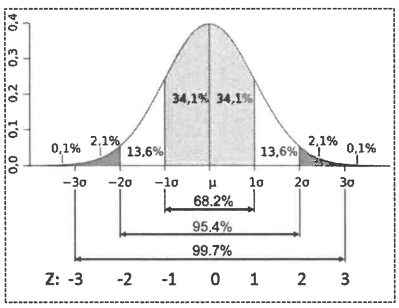
5 %分位數 (five percent fractile)

為統計術語，表示在 90 %信賴下，實際強度有 95 %機率超過此標稱強度。

解說：

輕質混凝土穩定後密度之測定方法，依 ASTM C567 之規定。

決定 5 %分位數($\bar{x} - K_{05}s_s$) 相對應之係數 K_{05}，該係數取決於計算樣本平均數 $\bar{x}$ 及樣本標準差 s_s 之測試次數 n。K_{05} 值的範圍，在 $n = \infty$時為 1.645，$n = 40$ 時為 2.010，$n = 10$ 時為 2.568。依 5 %分位數的定義，第 17 章的標稱強度與 ACI 355.2 的特徵強度一樣。



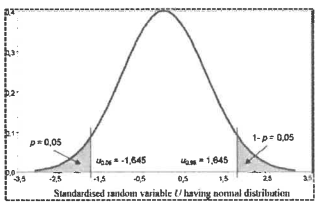
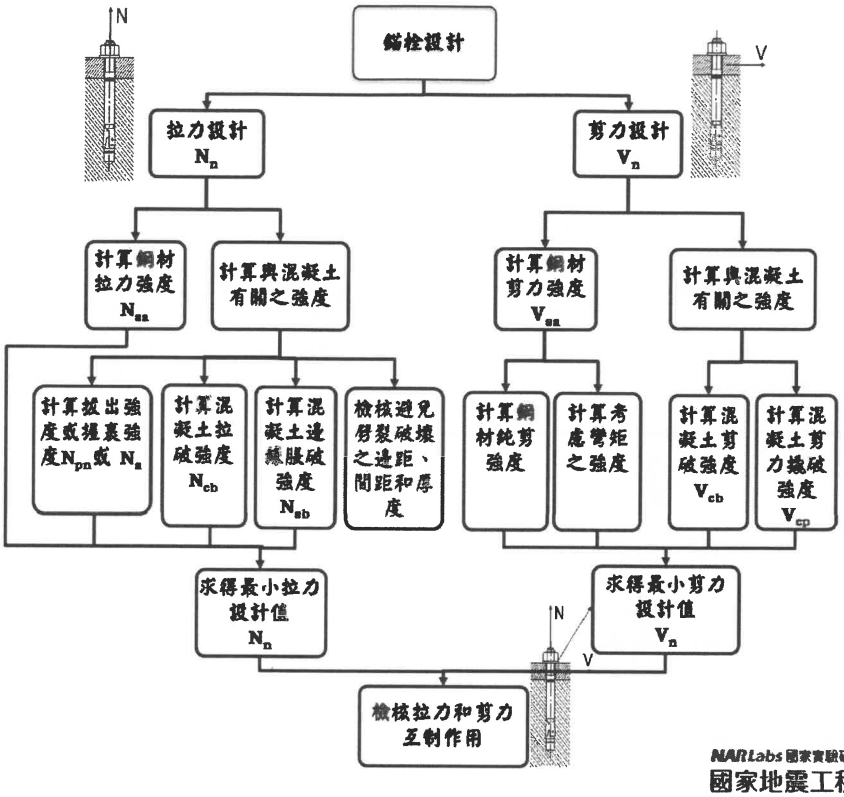


Table A2.1—*K* values for evaluating the characteristic capacity at 90% confidence

Number of tests	*K*
4	3.957
5	3.400
6	3.091
7	2.894
8	2.755
9	2.649
10	2.568
15	2.329
20	2.208
25	2.132
30	2.080
40	2.010
50	1.965
∞	1.645

● 錨栓設計流程



● 本章節錨栓設計適用範圍

17.1 範圍

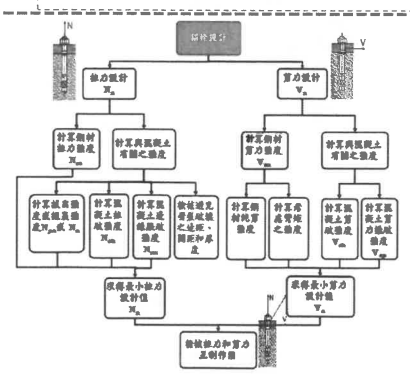
17.1.1 本章提供混凝土中錨栓之設計要求，該錨栓介於(a)兩相互連結結構構件；或(b)安全有關的附掛物和結構構件之間，透過拉力、剪力、或拉力和剪力聯合作用以傳遞結構性載重。本章規定的安全度係針對結構之使用狀態，而非短期吊掛和施工之情況。

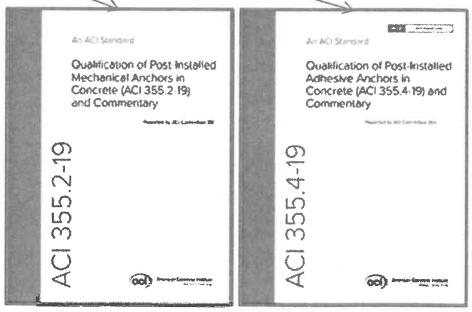
17.1.3 禁止重複使用拆除後的後置式機械錨栓。

17.1.4 高周次疲勞或衝擊性載重為主控載重時，本章不適用。

17.1.6 鋼筋為埋設組件之一部分時，其伸展長度應依本規範相關章節規定設計。若鋼筋用於錨定，必須考量混凝土之拉破與剪破，或者應配置符合第 17.5.2.1 節之錨栓錨定鋼筋。

後置式錨栓未符合機械式錨栓評估準則或黏結式錨栓評估準則在開裂混凝土之使用要求時，宜使用於未開裂混凝土之範圍。決定開裂形成之分析宜包含束制收縮之效應(參見第24.4.2節)。機械式錨栓評估準則或黏結式錨栓評估準則檢核錨栓適用性係要求錨栓在開裂混凝土區當裂縫寬度為0.03*cm*時仍表現良好。當混凝土開裂比預期較大時，宜提供圍束鋼筋以控制裂縫寬度約為0.03 *cm*。更多的資料可參考ACI 224R。





● 錨栓設計之尺寸、深度及基材混凝土強度限制

17.2.2 黏結式錨栓在安裝時，其混凝土齡期應最少為 21 天。

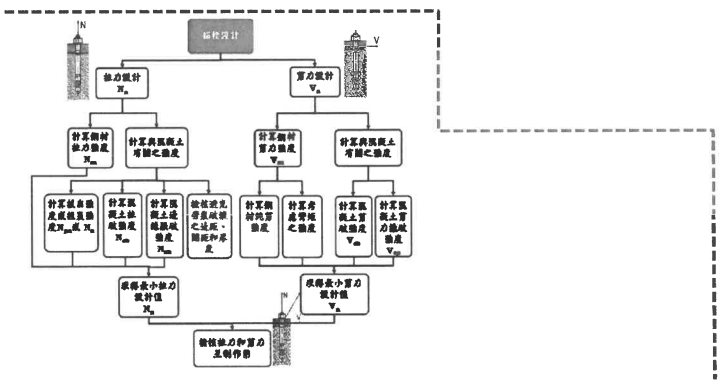
17.3 設計限制

17.3.1 本章用於計算之 f'_c 值，在預埋錨栓應不大於 700 kgf/cm^2 [70 *MPa*]，在後置錨栓應不大於 560 kgf/cm^2 [55 *MPa*]。當後置錨栓用於 f'_c 大於 560 kgf/cm^2 [55 *MPa*]之混凝土時應進行試驗，以驗證錨栓具可接受之性能。

17.3.2 錨栓直徑$d_a \leq 10$cm，混凝土拉破與剪破強度應符合第 17.6.2 和 17.7.2 節之設計步驟。

17.3.3 當黏結式錨栓之埋設深度介於 $4d_a \leq h_{ef} \leq 20d_a$ 時，應按第 17.6.5 節設計步驟計算握裹強度。

17.3.4 當螺紋錨栓之埋設深度介於 $5d_a \leq h_{ef} \leq 10d_a$ 和 $h_{ef} \geq 4$cm 時，應按第 17.6.2 和 17.7.2 節之設計步驟計算混凝土拉破與剪破強度。



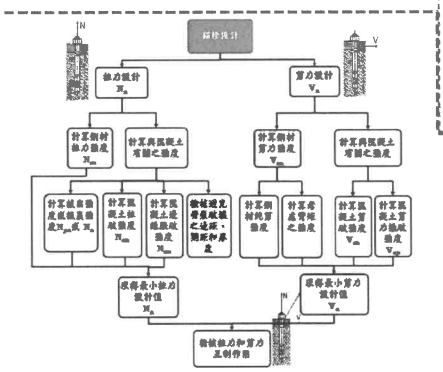
● 如何判別是否考慮錨栓群效應

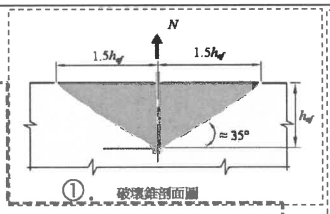
17.5.1.3 第 17.5.1.2 節(a)至(e)之錨栓強度應符合第 17.6 節，第 17.5.1.2 節(f)至(h)之錨栓強度則應符合第 17.7 節之規定。當黏結式錨栓承受持續拉力載重時，須符合第 17.5.2.2 節需求。

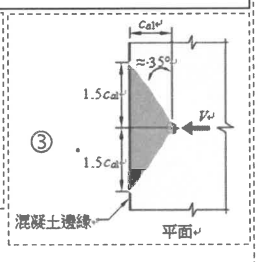
17.5.1.3.1 當兩根或多根錨栓之間距小於表 17.5.1.3.1 之臨界間距時，須考量錨栓群效應。受檢視之錨栓，只有易受到特定破壞模式影響者需納入錨栓群中。

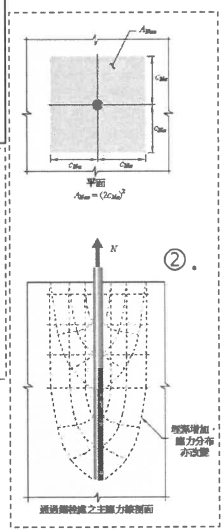
表 17.5.1.3.1 臨界間距

	考量之破壞模式	臨界間距
①	混凝土拉破	$3h_{ef}$
②	拉力握裹強度	$2c_{Na}$
③	混凝土剪破	$3c_{a1}$









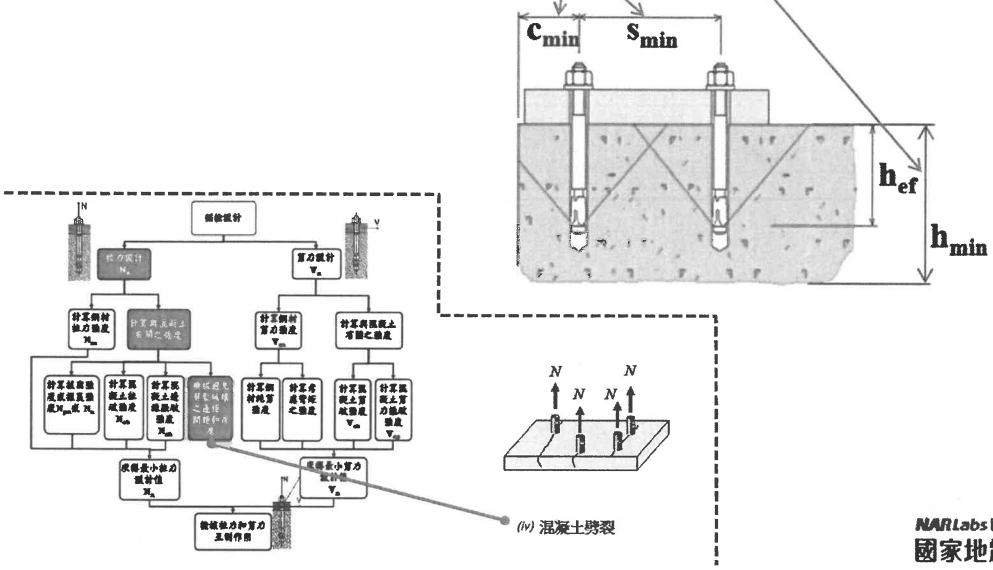
從案例探討設計規範之引用

● 如何避免錨栓設計發生劈裂破壞 - 邊距、間距和厚度

17.3.5 錨栓應符合要求之邊距、間距和厚度，如第 17.9 節之規定，以避免混凝土劈裂破壞。

17.9 避免劈裂破壞之邊距、間距和厚度需求

17.9.1 除非配置輔助鋼筋以控制劈裂，錨栓之最小間距、邊距和構材之最小厚度應符合本節之要求。依據機械式錨栓評估準則或黏結式錨栓評估準則進行特定產品試驗所取得之較小值應可使用。



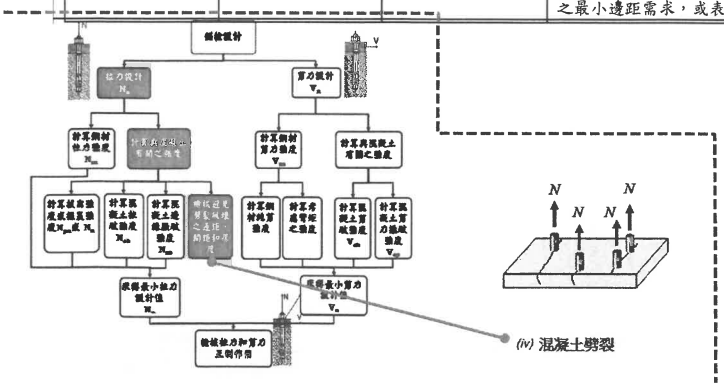
從案例探討設計規範之引用

● 如何避免錨栓設計發生劈裂破壞 - 最小間距、最小邊距

17.9.2 除非依據第 17.9.3 節之規定，錨栓最小間距應符合表 17.9.2a

表 17.9.2a – 錨栓最小間距和邊距之需求

間距參數	錨栓種類			
	預埋錨栓		後置錨栓	
	無受扭力	有受扭力	黏結式錨栓、膨脹錨栓和擴底錨栓	螺紋錨栓
最小錨栓間距	$4d_a$	$6d_a$	$6d_a$	大於 $0.6h_{ef}$ 和 $6d_a$
最小邊距	鋼筋依據第 20.5.1 節指定之保護層要求	$6d_a$	大於(a)，(b)和(c) (a) 鋼筋依據第 20.5.1 節指定之保護層要求 (b) 2 倍最大粒料尺寸 (c) 當缺乏產品規格資料時，可依據機械式錨栓評估準則和黏結式錨栓評估準則之最小邊距需求，或表 17.9.2b	



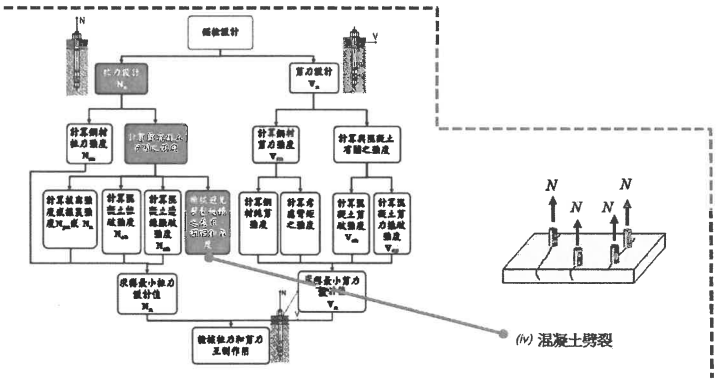
● 如何避免錨栓設計發生劈裂破壞 - 最小邊距及有效錨深

表 17.9.2b 當無機械式錨栓評估準則或黏結式錨栓評估準則之產品規格測試資料時之最小邊距

後置錨栓型式	最小邊距
扭力控制型錨栓	$8d_a$
位移控制型錨栓	$10d_a$
螺紋錨栓	$6d_a$
擴底型錨栓	$6d_a$
黏結式錨栓	$6d_a$

17.9.3 非受扭力且安裝時不會產生劈裂之錨栓，如果邊距或間距小於第 17.9.2 節之規定者，計算時須採用符合第 17.9.2 節要求之較小 d'_a 值取代 d_a，並應以錨栓之直徑為 d'_a 計算錨栓之作用力限值。

17.9.4 除非依據機械式錨栓評估準則之試驗結果，否則膨脹型或擴底型後置式錨栓之 h_{ef} 值應不超過構材厚度 h_a 之 2/3 及構材厚度減 10 *cm* 之較大者。



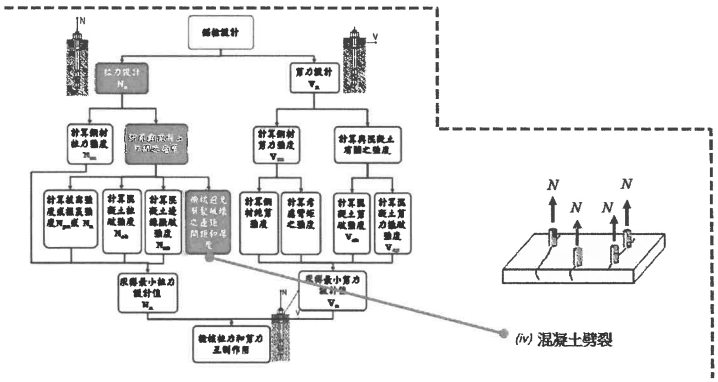
● 如何避免錨栓設計發生劈裂破壞 - 臨界邊距

17.9.5 臨界邊距 c_{ac} 除非依據機械式錨栓評估準則或黏結式錨栓評估準則之拉力試驗結果決定，否則應依表 17.9.5。

表 17.9.5 臨界邊距

錨栓型式	臨界邊距
扭力控制型膨脹錨栓	$4h_{ef}$
位移控制型膨脹錨栓	$4h_{ef}$
螺紋錨栓	$4h_{ef}$
擴底型錨栓	$2.5h_{ef}$
黏結式錨栓	$2h_{ef}$

有關臨界邊距 c_{ac}，乃適用設計於沒有防劈裂輔助鋼筋與未開裂混凝土之後置式錨栓設計。當無法取得特定產品規格資料下仍允許設計這些錨栓型式時，可採用本節提供之保守預設 c_{ac} 值。或者，製造商定義之 c_{ac} 值係由機械式錨栓評估準則或黏結式錨栓評估準則所決定。對於膨脹、擴底、螺紋和黏結式錨栓，因為錨栓安裝和載重引致之拉力和撓曲應力，可能導致提早劈裂破壞的緣故，故採用前述評估準則之角隅試驗可能無法符合 $c_{a,\min} = 1.5h_{ef}$ 之要求。



● 錨栓之鋼材拉力強度

17.6.1 錨栓之鋼材拉力強度 N_{sa}

17.6.1.1 由鋼材控制之錨栓鋼材標稱拉力強度 N_{sa} 應根據錨栓材料性質與錨栓實際尺寸決定。

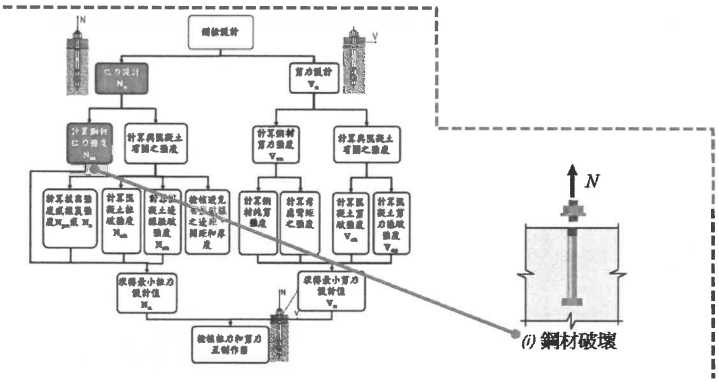
17.6.1.2 單根錨栓鋼材之標稱拉力強度 N_{sa} 應由下式計算：

$$N_{sa} = A_{se,N} f_{uta} \qquad (17.6.1.2)$$

其中 $A_{se,N}$ 為受拉錨栓之有效斷面積 cm^2，f_{uta} 應不超過 $1.9f_{ya}$ 與 8,750 kgf/cm^2 [860 MPa]之較小值。

對於後置式錨栓沿其長度方向之任一位置有斷面縮減時，如楔式錨栓，其有效斷面積宜由製造商提供。對於螺桿與擴頭式螺栓，ANSI/ASME B1.1 (2003) 定義 $A_{se,N}$ 為

$$A_{se,N} = \frac{\pi}{4}\left(d_a - \frac{0.9743}{n_t}\right)^2$$ ，其中n_t是每公分之螺牙數目。



● 錨栓之混凝土拉破強度 - 錨栓錨定鋼筋之規定

17.5.2.1 錨栓錨定鋼筋如滿足(a)或(b)的情況，其設計強度應可取代混凝土拉破或剪破強度。

(a) 受拉力，假如錨栓錨定鋼筋依據第25章，於混凝土兩側之拉破面伸展。

(b) 受剪力，假如錨栓錨定鋼筋依據第25章，於混凝土兩側之剪破面或沿錨栓周圍之剪破面伸展。

17.5.2.1.1 錨栓錨定鋼筋的強度折減因數ϕ，應依據第17.5.3節。

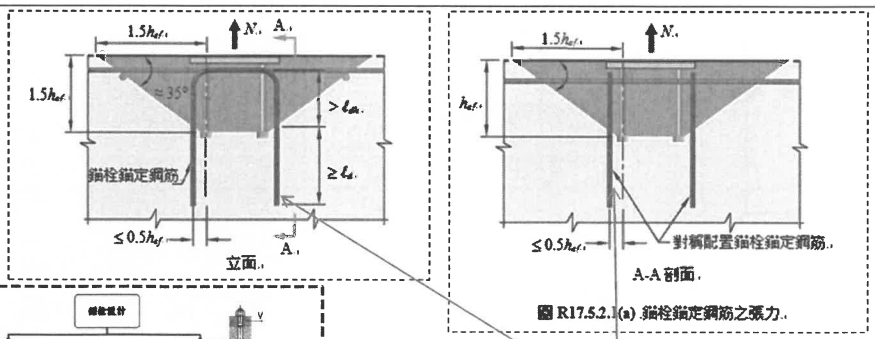
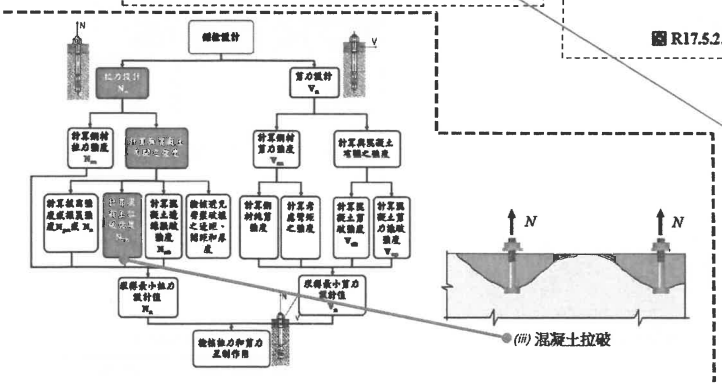


圖 R17.5.2.1(a) 錨栓錨定鋼筋之張力



1.實務上，錨栓錨定鋼筋一般限用於預埋式錨栓。

2.限制錨栓錨定鋼筋之最大直徑近似 D16。

● 錨栓之混凝土拉破強度 - 單根錨栓基本拉破強度

17.6.2.2 單根錨栓基本拉破強度，N_b

17.6.2.2.1 在混凝土開裂區，單根錨栓之基本混凝土拉破強度 N_b 應依據式(17.6.2.2.1)計算，惟第 17.6.2.2.3 節例外：

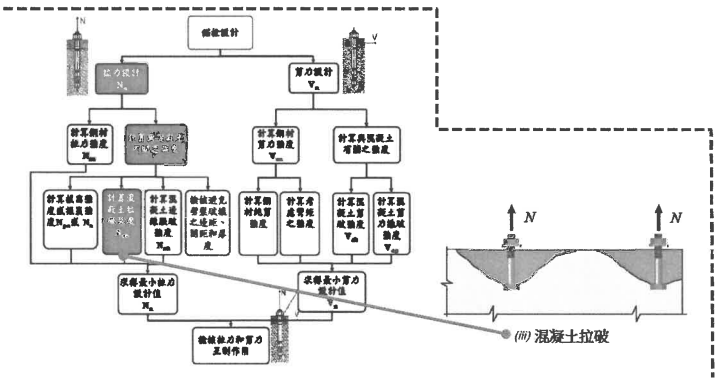
$$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5} \qquad (17.6.2.2.1)$$

其中

$k_c = 10$，預埋式錨栓

$k_c = 7$，後置式錨栓

17.6.2.2.2 後置式錨栓應可根據機械式錨栓評估準則、或黏結式錨栓評估準則所指定之測試方法，採用較大 k_c 值但應不超過 10。



● 錨栓之混凝土拉破強度 - 單根錨栓基本拉破強度及最大投影面積

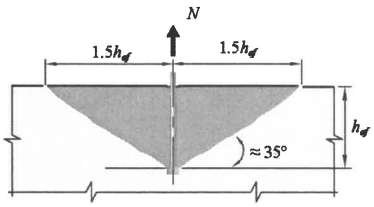
17.6.2.2.3 單根預埋式擴頭錨釘和擴頭螺栓，其 $28\ cm \le h_{ef} \le 63.5\ cm$ 者，N_b 應依下式計算：

$$N_b = 5.8 \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{5/3} \qquad (17.6.2.2.3)$$

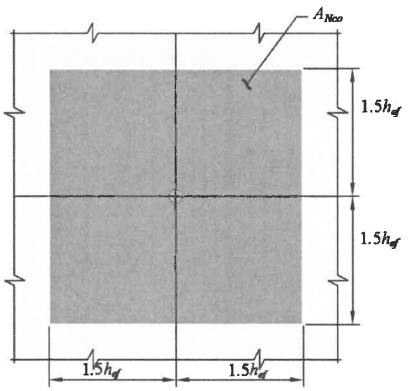
$$[N_b = 3.9 \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{5/3}]$$

17.6.2.1.4 A_{NCO} 為單根錨栓其邊距大於或等於 $1.5h_{ef}$ 所形成之混凝土破壞投影面積，應依式(17.6.2.1.4)計算。

$$A_{Nco} = 9h_{ef}^2 \quad (17.6.2.1.4)$$



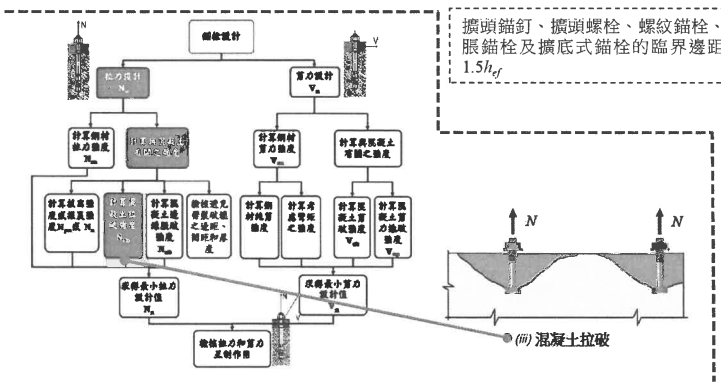
破壞錐剖面圖



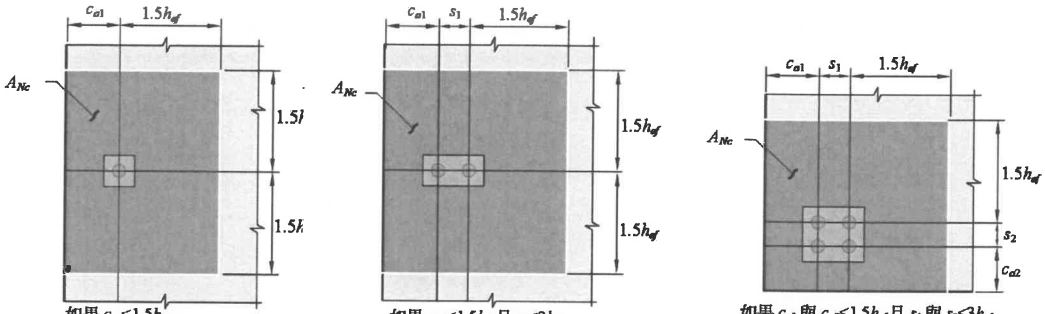
平面

$A_{Nco} = (2\times1.5h_{ef}) \times (2\times1.5h_{ef}) = 9\ h_{ef}^2$

擴頭錨釘、擴頭螺栓、螺紋錨栓、膨脹錨栓及擴底式錨栓的臨界邊距為 $1.5h_{ef}$



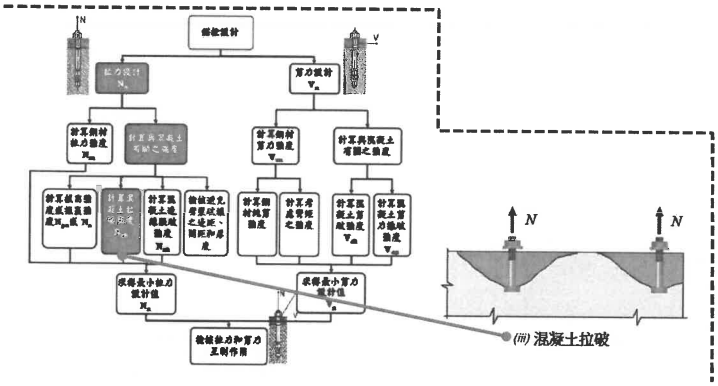
● 錨栓之混凝土拉破強度 - 單根錨栓及錨栓群投影面積



如果 $c_{a1}<1.5h_{ef}$
$A_{Nc}=(c_{a1}+1.5h_{ef})\times(2\times1.5h_{ef})$

如果 $c_{a1}<1.5h_{ef}$ 且 $s_1<3h_{ef}$
$A_{Nc}=(c_{a1}+s_1+1.5h_{ef})\times(2\times1.5h_{ef})$

如果 c_{a1} 與 $c_{a2}<1.5h_{ef}$ 且 s_1 與 $s_2<3h_{ef}$
$A_{Nc}=(c_{a1}+s_1+1.5h_{ef})\times(c_{a2}+s_2+1.5h_{ef})$



● 錨栓之混凝土拉破強度 - 錨栓群有三邊或更多邊之邊距小於1.5hef

17.6.2.1.2 若錨栓群有三邊或更多邊之邊距小於 $1.5h_{ef}$，依據第 17.6.2.1.1 節及第 17.6.2.1 至 17.6.2.4 節之公式計算 A_{Nc} 時，h_{ef} 邊距應取(a)和(b)之大值：

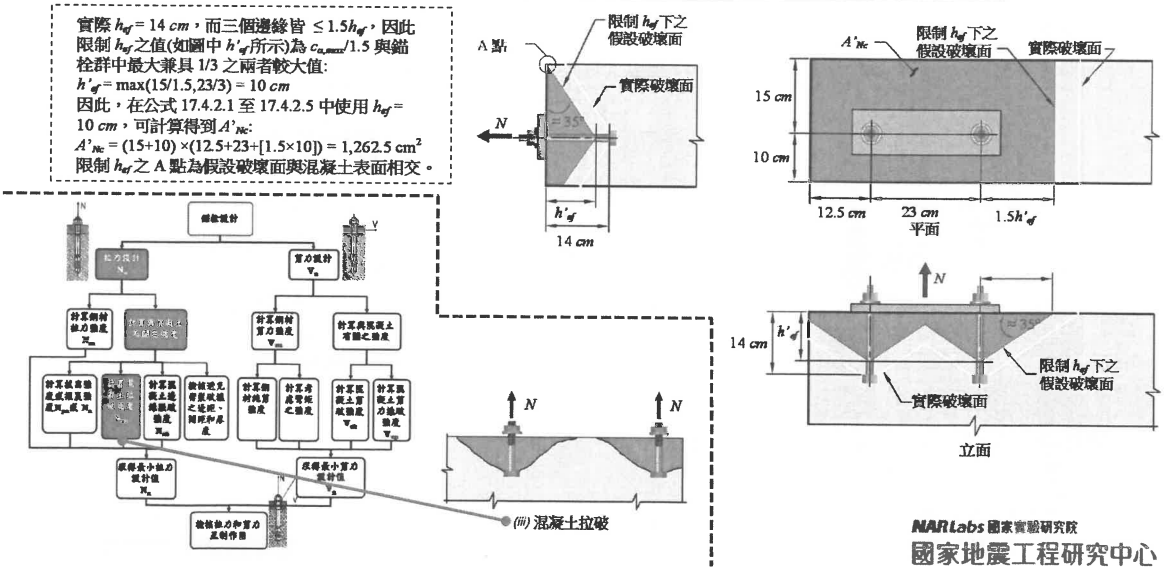
(a) $c_{a,\max}/1.5$

(b) $s/3$，

其中 s 為錨栓群之錨栓最大間距

17.6.2.1.3 當錨栓頭配置額外鋼板或墊圈時，計算破壞面之投影面積應可自鋼板或墊圈的有效周圈以外 $1.5h_{ef}$ 計算。有效周圈應不超過錨栓頭外週邊加上墊圈或鋼板厚度之投影斷面外緣。

實際 $h_{ef}=14\ cm$，而三個邊緣皆 $\le 1.5h_{ef}$，因此限制 h_{ef} 之值(如圖中 h'_{ef} 所示)為 $c_{a,max}/1.5$ 與錨栓群中最大兼具 1/3 之兩者較大值:
$h'_{ef}=\max(15/1.5,23/3)=10\ cm$
因此，在公式 17.4.2.1 至 17.4.2.5 中使用 $h_{ef}=10\ cm$，可計算得到 A'_{Nc}:
$A'_{Nc}=(15+10)\times(12.5+23+[1.5\times10])=1{,}262.5\ cm^2$
限制 h_{ef} 之 A 點為假設破壞面與混凝土表面相交。



● 錨栓之混凝土拉破強度 - 單根及錨栓群混凝土拉破強度計算

17.6.2 錨栓之混凝土拉破強度，N_{cb}

17.6.2.1 混凝土標稱拉破強度，就單根錨栓而言 N_{cb}，或滿足第 17.5.1.3.1 節之錨栓群而言 N_{cbg}，應分別依式(a)或(b)計算：

(a) 單根錨栓；

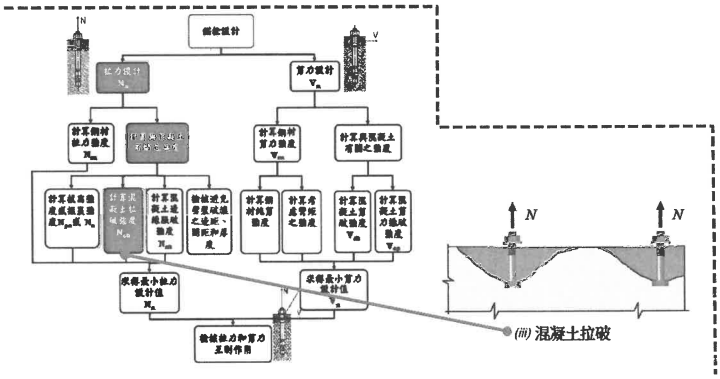
$$N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} N_b \qquad (17.6.2.1a)$$

(b) 錨栓群；

$$N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ec,N} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} N_b \qquad (17.6.2.1b)$$

其中 $\psi_{ec,N}$、$\psi_{ed,N}$、$\psi_{c,N}$、$\psi_{cp,N}$ 分別定義於第 17.6.2.3 節、第 17.6.2.4 節、第 17.6.2.5 節和第 17.6.2.6 節。

17.6.2.1.1 A_{Nc} 係單根錨栓或錨栓群混凝土破壞面之投影面積，該面積幾何形狀以線形投影底面近似，由單根錨栓之中心或錨栓群中一整列相鄰錨栓之中心線向外 $1.5h_{ef}$ 所形成。A_{Nc} 應不大於 nA_{Nco}，其中 n 是錨栓群之受拉錨栓支數。



● 錨栓之混凝土拉破強度 - 偏心載重修正因數

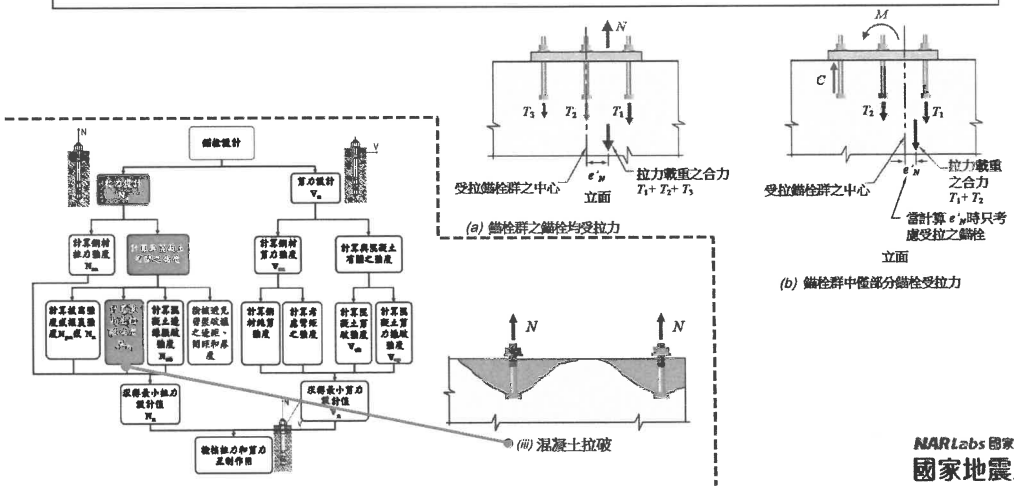
17.6.2.3 拉破之偏心載重修正因數，$\psi_{ec,N}$

17.6.2.3.1 受拉力時錨栓群之偏心載重修正因數 $\psi_{ec,N}$ 應依式(17.6.2.3.1)計算：

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{\left(1 + \frac{e'_N}{1.5h_{ef}}\right)} \leq 1.0 \qquad (17.6.2.3.1)$$

17.6.2.3.2 若錨栓群中僅有部分錨栓受拉力載重時，式(17.6.2.3.1)之偏心值 e'_N 和式(17.6.2.1b)之 N_{cbg}，應僅考量受拉力之錨栓。

17.6.2.3.3 若兩正交軸皆有偏心載重的情況下，式(17.6.2.1b)修正因數 $\psi_{ec,N}$ 應依各軸向分別計算後相乘而得。



● 錨栓之混凝土拉破強度 - 邊距效應及劈裂修正因數

17.6.2.4 拉破之邊距效應修正因數，$\psi_{ed,N}$

17.6.2.4.1 承受拉力之單根錨栓或錨栓群，邊距效應修正因數$\psi_{ed,N}$應按下式(a)或(b)計算：

(a) 當 $c_{a,\min} \geq 1.5h_{ef}$，$\psi_{ed,N} = 1.0$ (17.6.2.4.1a)

(b) 當 $c_{a,\min} < 1.5h_{ef}$，$\psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3\ \dfrac{c_{a,\min}}{1.5h_{ef}}$ (17.6.2.4.1b)

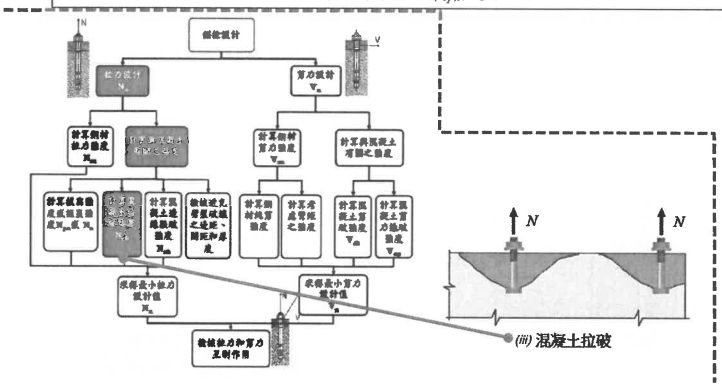
17.6.2.6 拉破之劈裂修正因數，$\psi_{cp,N}$

17.6.2.6.1 後置式錨栓依據第 17.6.2.5 節設計用於未開裂混凝土，且未配置輔助鋼筋加以控制劈裂時，修正係數$\psi_{cp,N}$應依下式(a)或(b)計算，其中 c_{ac} 定義如第 17.9.5 節：

(a) 當 $c_{a,\min} \geq c_{ac}$，$\psi_{cp,N} = 1.0$ (17.6.2.6.1a)

(b) 當 $c_{a,\min} < c_{ac}$，$\psi_{cp,N} = \dfrac{c_{a,min}}{c_{ac}} \geq \dfrac{1.5h_{ef}}{c_{ac}}$ (17.6.2.6.1b)

17.6.2.6.2 其他形式錨栓，包括預埋式錨栓，$\psi_{cp,N}$應取 1.0。



● 錨栓之混凝土拉破強度 - 開裂修正因數

17.6.2.5 拉破之開裂修正因數，$\psi_{c,N}$

17.6.2.5.1 使用載重等級下，錨栓區域受開裂影響之修正因數$\psi_{c,N}$應依(a)或(b)決定：

(a) 經分析顯示在使用載重等級下，設置錨栓之混凝土構材區域未產生開裂時，$\psi_{c,N}$應依下式：

預埋式錨栓群：$\psi_{c,N} = 1.25$。

後置式錨栓群：$\psi_{c,N} = 1.4$，且式(17.6.2.2)之 k_c 值為 7。

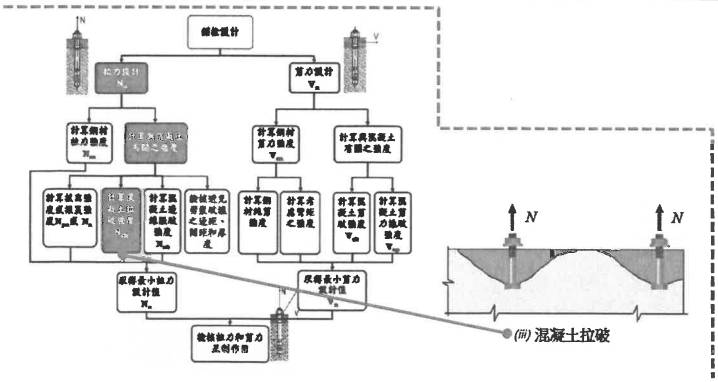
若式(17.6.2.2)之 k_c 值取自機械式錨栓評估準則或黏結式錨栓評估準則之後置式錨栓的產品評估報告時：

(i) 經認可同時適用於開裂與未開裂混凝土之錨栓，其$\psi_{c,N}$之值應基於機械式錨栓評估準則或黏結式錨栓評估準則的產品評估報告。

(ii) 經認可適用於未開裂混凝土之錨栓，$\psi_{c,N}$應取 1.0。

(b) 經分析顯示在使用載重等級下，設置錨栓之混凝土構材區域會產生開裂時，預埋式錨栓和後置式錨栓之$\psi_{c,N}$應取 1.0，並應滿足第 17.6.2.6 規定。

17.6.2.5.2 用於開裂混凝土之後置式錨栓，應符合機械式錨栓評估準則或黏結式錨栓評估準則認可。混凝土開裂應由符合第 24.3.2 節配置之撓曲鋼筋加以控制，或者應配置圍束鋼筋以提供等值的裂縫控制效果。



● 錨栓之拔出強度 - 單根錨栓基本拔出強度

17.6.3.2 單根錨栓基本拔出強度，N_p

17.6.3.2.1 後置式膨脹、螺紋和擴底式錨栓，N_p 值應根據機械式錨栓評估準則所規定之試驗方法，以試驗結果 5% 分位數來決定。前述錨栓之拔出強度不允許以計算方式求得。

17.6.3.2.2 單根錨栓之拔出強度 N_p 應按(a)或(b)以供式(17.6.3.1)使用。此外，N_p 值應可根據機械式錨栓評估準則所規定之試驗方法，在不考慮摩擦效應下，以試驗結果 5%分位數來決定。

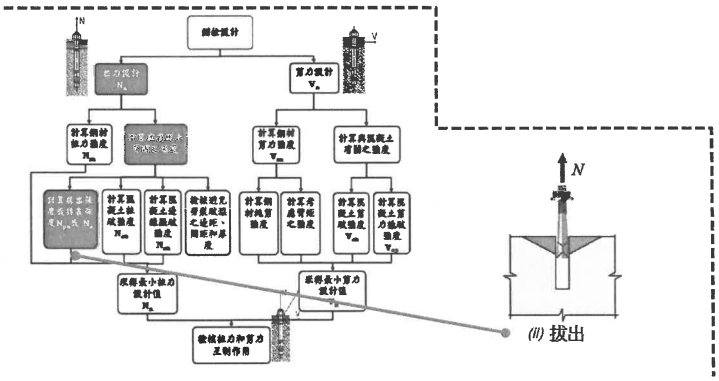
(a) 預埋擴頭錨釘或擴頭螺栓之N_p

$$N_p = 8A_{brg}f_c' \qquad (17.6.3.2.2a)$$

(b) 單根J或L螺栓之N_p

$$N_p = 0.9f_c'e_hd_a \qquad (17.6.3.2.2b)$$

其中 $3d_a \le e_h \le 4.5d_a$



● 錨栓之拔出強度 - 單根錨栓之拔出強度及開裂修正因素

17.6.3 單根預埋式錨栓、單根後置式膨脹、螺紋和擴底錨栓之拔出強度，N_{pn}

17.6.3.1 單根預埋式、單根後置式膨脹、螺紋或擴底錨栓之標稱拔出強度 N_{pn} 應依下式計算：

$$N_{pn} = \psi_{c,P}\, N_p \qquad (17.6.3.1)$$

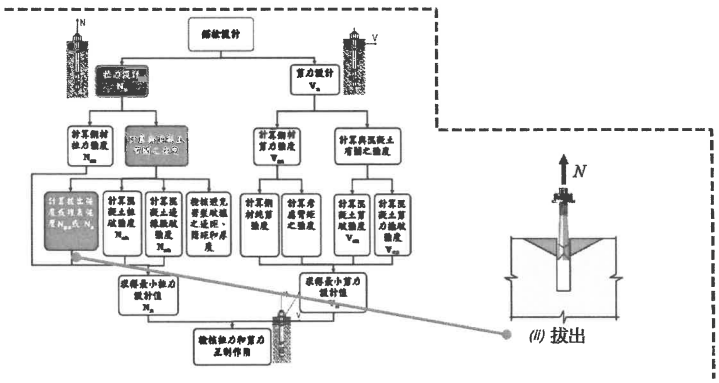
其中$\psi_{c,P}$ 定義於第 17.6.3.3 節。

17.6.3.3 拔出之開裂修正因素

17.6.3.3.1 使用載重等級下，考慮錨栓區開裂影響下之修正因子$\psi_{c,P}$ 應依下列(a)或(b)決定：

(a) 經分析顯示在使用載重等級下，設置錨栓之混凝土構材區域未產生開裂時，$\psi_{c,P}$ 應可使用 1.4。

(b) 經分析顯示在使用載重等級下，設置錨栓之混凝土構材區域會產生開裂時，$\psi_{c,P}$ 應可使用 1.0。



從案例探討設計規範之引用

● 錨栓之邊緣脹破強度 - 僅針對受拉預埋式擴頭錨栓

17.6.4 受拉擴頭錨栓之混凝土邊緣脹破強度，N_{sb}

17.6.4.1 單根擴頭錨栓具較深埋設長度且靠近邊緣 ($h_{ef} > 2.5c_{a1}$) 時，其標稱邊緣脹破強度 N_{sb} 應依下式計算：

$$N_{sb} = 42.44c_{a1}\sqrt{A_{brg}}\lambda_a\sqrt{f'_c} \qquad (17.6.4.1)$$

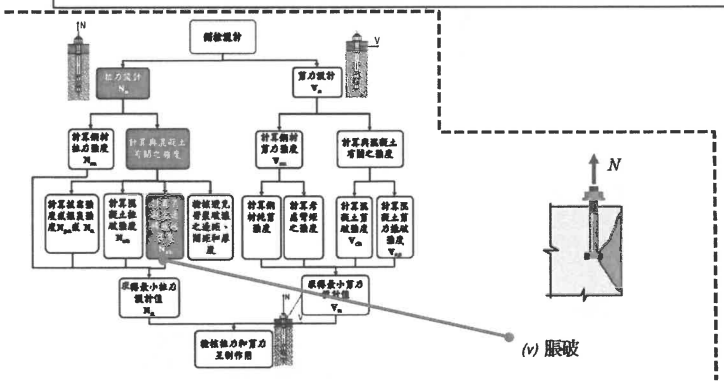
$$[\,N_{sb} = 13c_{a1}\sqrt{A_{brg}}\lambda_a\sqrt{f'_c}\,]$$

17.6.4.1.1 當單根擴頭錨栓之 c_{a2} 小於 $3c_{a1}$ 時，N_{sb} 值須乘以因數 $(1 + c_{a2}/c_{a1})/4$，其中 $1.0 \le c_{a2}/c_{a1} \le 3.0$。

17.6.4.2 多根擴頭錨栓具較深埋設長度、靠近邊緣 ($h_{ef} > 2.5c_{a1}$) 且錨栓間距小於 $6c_{a1}$ 時，其受邊緣脹破影響之錨栓群的標稱強度 N_{sbg} 應依下式計算：

$$N_{sbg} = \left(1 + \frac{s}{6c_{a1}}\right)N_{sb} \qquad (17.6.4.2)$$

其中 s 為錨栓群中最外緣錨栓沿邊緣方向之間距；N_{sb} 依式(17.6.4.1)計算，且不必做垂直邊距之修正。



從案例探討設計規範之引用

● 黏結式錨栓之拉力握裹強度 - 單根黏結式錨栓之基本握裹強度

17.6.5.2 單根黏結式錨栓之基本握裹強度，N_{ba}

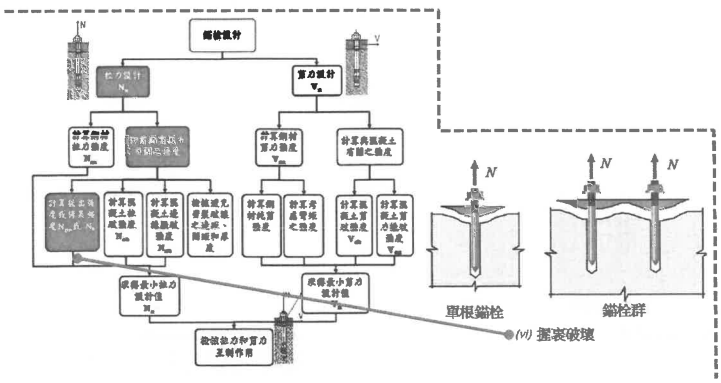
17.6.5.2.1 在混凝土開裂區，單根黏結式錨栓之基本拉力握裹強度 N_{ba} 應依式(17.6.5.2.1)計算：

$$N_{ba} = \lambda_a \tau_{cr} \pi d_a h_{ef} \qquad (17.6.5.2.1)$$

17.6.5.2.2 特徵握裹應力，τ_{cr}，應根據黏結式錨栓評估準則試驗和評估，以 5%分位數來決定。

17.6.5.2.3 若分析顯示在使用載重等級下產生開裂現象，於開裂混凝土中使用黏結式錨栓應符合黏結式錨栓評估準則之規定。

17.6.5.2.4 若分析顯示在使用載重等級下，黏結式錨栓錨定範圍之混凝土構材不會開裂時，應可以 τ_{uncr} 取代式(17.6.5.2.1)中 τ_{cr}，且其值應依據黏結式錨栓評估準則試驗和評估，以 5% 分位數來決定。



● 黏結式錨栓之拉力握裹強度 - 最小特徵握裹應力

17.6.5.2.5 符合下列(a)至(e)時，最小特徵握裹應力應可使用表 17.6.5.2.5 之值。

(a) 錨栓應符合黏結式錨栓評估準則之要求。

(b) 錨栓應植置於旋鑽鑽或岩鑽之鑽孔中。

(c) 錨栓植置時，最小混凝土抗壓強度應為 175 kgf/cm^2 [17 *MPa*]。

(d) 錨栓植置時，混凝土齡期最少應為 21 天。

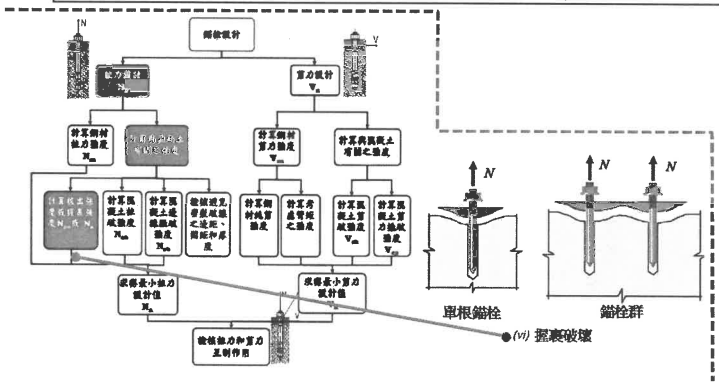
(e) 錨栓植置時，混凝土溫度應至少 10°C。

表 17.6.5.2.5 最小特徵握裹應力[1][2]

安裝和使用環境	錨栓植置時之混凝土濕度	混凝土使用期間最高溫度，°C	τ_c kgf/cm^2 [*MPa*]	τ_{uncr} kgf/cm^2 [*MPa*]
室外	乾燥至完全飽和	79	14 [1.4]	45 [4.5]
室內	乾燥	43	21 [2.1]	70 [7.0]

[1] 當錨栓設計包括持續性拉力載重，τ_{cr}和τ_{uncr}乘以0.4。

[2] 當錨栓設計包括耐震設計結構物之地震力載重，τ_{cr}乘以 0.8 和 τ_{uncr}乘以 0.4。



● 黏結式錨栓之拉力握裹強度 - 黏結式錨栓承受持續拉力載重

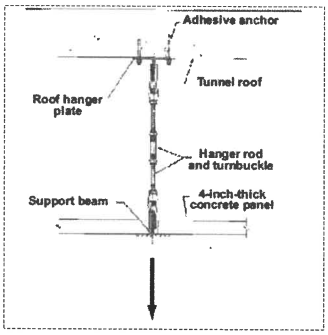
17.5.2.2 當黏結式錨栓承受持續拉力載重時，其設計應符合式(17.5.2.2)之規定：

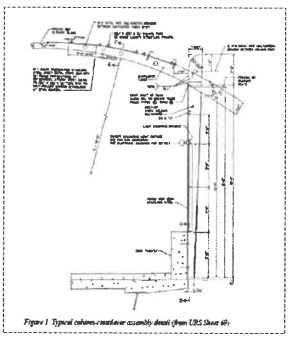
$$0.55\phi N_{ba} \geq N_{ua,s} \qquad (17.5.2.2)$$

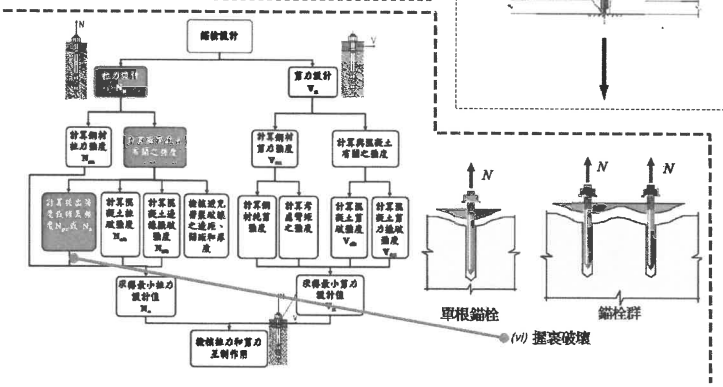
其中 N_{ba} 為單根黏結式錨栓受拉之基本握裹強度，$N_{ua,s}$ 為因數化持續拉力載重。

17.5.2.2.1 當黏結式錨栓群承受持續拉力時，式(17.5.2.2)應適用於抵抗最大持續拉力之錨栓。

係數0.55使用於長期載重的額外計算係根據黏結式錨栓評估準則的試驗需求，並提供符合黏結式錨栓評估準則所要求黏結式錨栓在承受長期拉力載重的良好表現。依據黏結式錨栓評估準則所進行之產品評估係基於最少 50 年在溫度 21°C 和最少 10 年在溫度 43°C 之長期拉力載重的結果。當較長使用期間（例如大於 50 年）或較高溫度時，應考量較小的係數。黏結式錨栓使用於前述條件時，黏結式錨栓應諮詢製造商提供額外資料。







● 黏結式錨栓之拉力握裹強度 - 黏結式錨栓之投影影響面積

17.6.5.1.1 A_{Na} 係單根黏結式錨栓或黏結式錨栓群之投影影響面積，該面積以線形面近似，由單根黏結式錨栓之中心或錨栓群中一整列相鄰錨栓之中心線向外一段距離 c_{Na} 所形成，A_{Na} 應不超過 nA_{Nao}，式中 n 是黏結式錨栓群承受拉力載重之錨栓個數。

17.6.5.1.2 A_{Nao} 是單根黏結式錨栓其邊距大於或等於 c_{Na} 所形成之投影影響面積：

$$A_{Nao} = (2c_{Na})^2 \qquad (17.6.5.1.2a)$$

其中

$$c_{Na} = 10d_a\sqrt{\frac{\tau_{uncr}}{77}} \qquad (17.6.5.1.2b)$$

$$[c_{Na} = 10d_a\sqrt{\frac{\tau_{uncr}}{7.6}}]$$

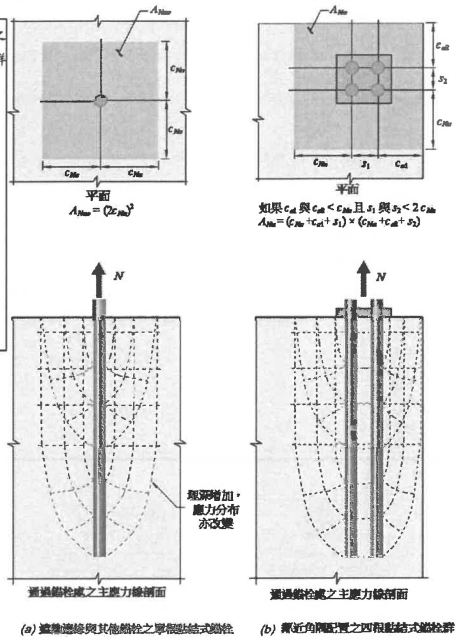
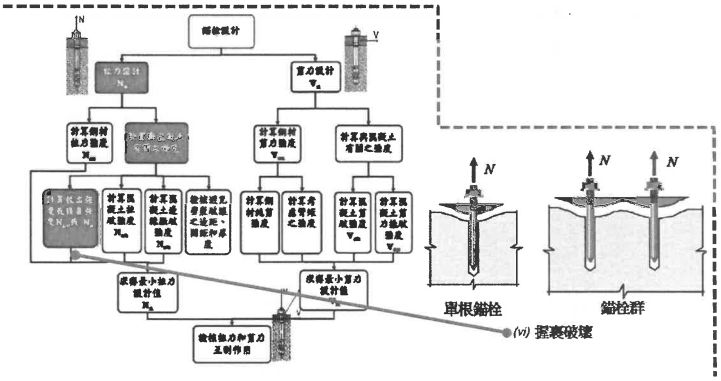


圖 R17.6.5.1 影響面積 A_{Na} 和 A_{Nao} 之計算



● 黏結式錨栓之拉力握裹強度 - 單根及錨栓群標稱拉力握裹強度

17.6.5 黏結式錨栓之拉力握裹強度，N_a 或 N_{ag}

17.6.5.1 標稱拉力握裹強度，就單根黏結式錨栓而言 N_a，或符合第 17.5.1.3.1 節之黏結式錨栓群而言 N_{ag}，應分別依式(a)或(b)計算：

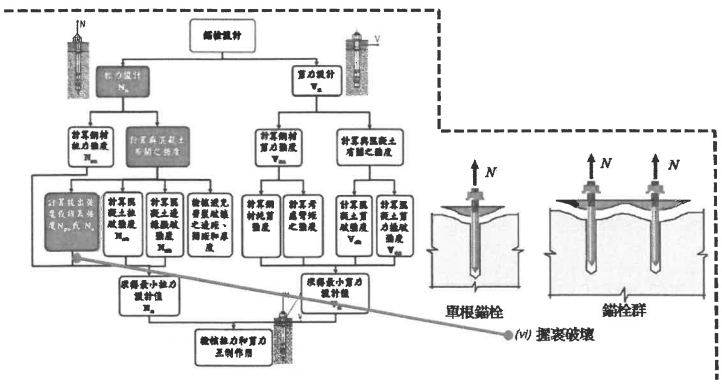
(a) 單根黏結式錨栓；

$$N_a = \frac{A_{Na}}{A_{Nao}}\psi_{ed,Na}\psi_{cp,Na}N_{ba} \qquad (17.6.5.1a)$$

(b) 黏結式錨栓群；

$$N_{ag} = \frac{A_{Na}}{A_{Nao}}\psi_{ec,Na}\psi_{ed,Na}\psi_{cp,Na}N_{ba} \qquad (17.6.5.1b)$$

其中因數 $\psi_{ec,Na}$、$\psi_{ed,Na}$ 和 $\psi_{cp,Na}$ 分別定義於第 17.6.5.3 節、第 17.6.5.4 節和第 17.6.5.5 節。



● 黏結式錨栓之拉力握裹強度 - 握裹之偏心、邊距效應及劈裂修正因數

17.6.5.3 握裹之偏心修正因數，$\psi_{ec,Na}$

17.6.5.3.1 黏結式錨栓群承受偏心拉力之修正因數$\psi_{ec,Na}$應依式(17.6.5.3.1)計算：

$$\psi_{ec,Na} = \frac{1}{\left(1+\frac{e'_N}{c_{Na}}\right)} \le 1.0 \qquad (17.6.5.3.1)$$

17.6.5.3.2 若黏結式錨栓群中僅有部分黏結式錨栓受拉力載重時，式(17.6.5.3.1)之偏心值e'_N與依式(17.6.5.1b)計算之N_{ag}應僅考量受拉力之黏結式錨栓。

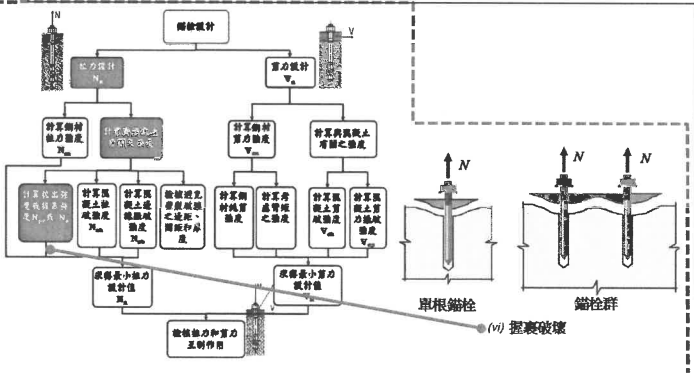
17.6.5.3.3 若兩正交軸皆有偏心載重的情況下，式(17.6.5.1b)修正因數$\psi_{ec,Na}$應依各軸向分別計算後相乘而得。

17.6.5.4 握裹之邊距效應修正因數，$\psi_{ed,Na}$

17.6.5.4.1 承受拉力之單根黏結式錨栓或黏結式錨栓群，邊距效應修正係數 $\psi_{ed,Na}$ 應依下式(a)或(b)計算，其錨栓臨界邊距 c_{Na} 定義於如式(17.6.5.1.2b)：

(a) 當 $c_{a,\min} \ge c_{Na}$ ；$\psi_{ed,Na} = 1.0$ (17.6.5.4.1a)

(b) 當 $c_{a,\min} < c_{Na}$ ；$\psi_{ed,Na} = 0.7 + 0.3\frac{c_{a,\min}}{c_{Na}}$ (17.6.5.4.1b)



17.6.5.5 握裹之劈裂修正因數，$\psi_{cp,Na}$

17.6.5.5.1 黏結式錨栓依據第 17.6.5.1 節設計用於未開裂混凝土，且未配置輔助鋼筋加以控制劈裂時，修正係數$\psi_{cp,Na}$ 應依式(a)或(b)計算，其中 c_{Na} 定義如第 17.9.5 節：

(a) 當 $c_{a,\min} \ge c_{ac}$ ；$\psi_{cp,Na} = 1.0$(17.6.5.5.1a)

(b) 當 $c_{a,\min} < c_{ac}$ ；$\Psi_{cp,Na} = \frac{c_{a,\min}}{c_{ac}} \ge \frac{c_{Na}}{c_{ac}}$ (17.6.5.5.1b)

17.6.5.5.2 其他情況，$\psi_{cp,Na}$ 應取 1.0。

● 錨栓之混凝土剪破強度 - 單根錨栓基本剪破強度

17.7.2.2 單根錨栓之基本剪破強度，V_b

17.7.2.2.1 在混凝土開裂區內，單根錨栓之基本剪破強度，V_b，應取(a)及(b)之較小者：

(a) $V_b = \left(1.86\left(\frac{\ell_e}{d_a}\right)^{0.2}\sqrt{d_a}\right)\lambda_a\sqrt{f'_c}\,(c_{a1})^{1.5}$ (17.7.2.2.1a)

$[V_b = \left(0.6\left(\frac{\ell_e}{d_a}\right)^{0.2}\sqrt{d_a}\right)\lambda_a\sqrt{f'_c}\,(c_{a1})^{1.5}]$

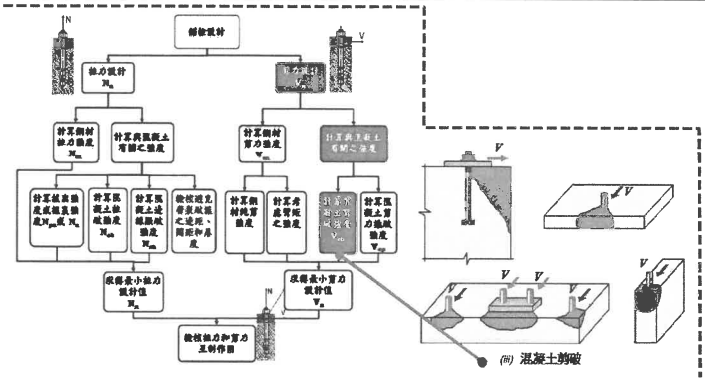
其中，ℓ_e為錨栓之剪力載重支承長度：

當錨栓在埋設段之全部長度具有相同勁度，例如在埋設深度全長內皆具有套筒之擴頭錨釘和後置式錨栓，則$\ell_e = h_{ef}$；

當錨栓屬於扭力控制型膨脹錨栓且具有與膨脹套管分離之定距套筒，則$\ell_e = 2d_a$；在所有情況下 $\ell_e \le 8d_a$。

(b) $V_b = 3.8\lambda_a\sqrt{f'_c}\,(c_{a1})^{1.5}$ (17.7.2.2.1b)

$[V_b = 3.7\lambda_a\sqrt{f'_c}\,(c_{a1})^{1.5}]$



● 錨栓之混凝土剪破強度 - 單根錨栓基本剪破強度

17.7.2.2.2 預埋擴頭錨釘、擴頭螺栓或彎鉤螺栓連續銲接至鋼附掛物，在符合下列(a)至(d)的情況下，混凝土開裂區內單根錨栓的基本混凝土剪破強度，V_b，應取式(17.7.2.2.1b)和式(17.7.2.2.2)之較小值。

$$V_b = \left(2.12\left(\frac{\ell_e}{d_a}\right)^{0.2}\sqrt{d_a}\right)\lambda_a\sqrt{f'_c}(c_{a1})^{1.5} \qquad (17.7.2.2.2)$$

$$[V_b = \left(0.66\left(\frac{\ell_e}{d_a}\right)^{0.2}\sqrt{d_a}\right)\lambda_a\sqrt{f'_c}(c_{a1})^{1.5}]$$

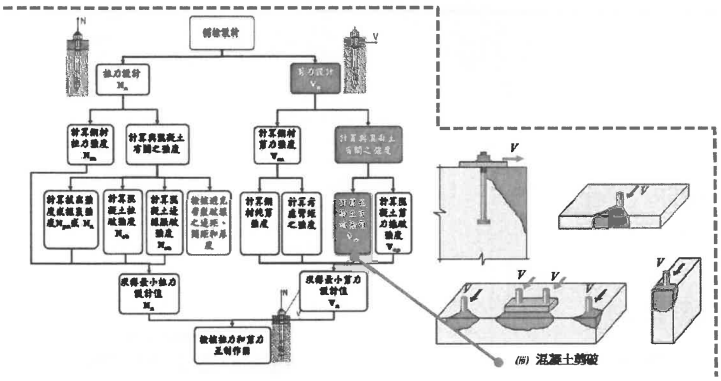
其中，ℓ_e 定義於第 17.7.2.2.1 節

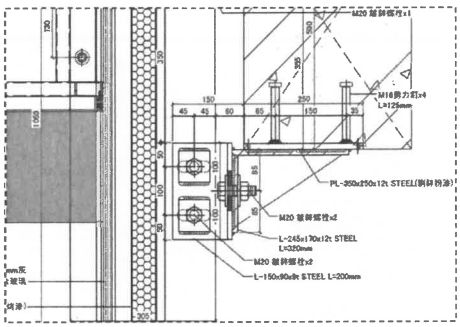
(a) 鋼附掛物之厚度為 $0.5d_a$ 和 1 *cm* 取大者。

(b) 錨栓之中心間距，s，不小於 6.5 *cm*。

(c) 當 $c_{a2} \le 1.5h_{ef}$ 時，角落有配置鋼筋。

(d) 錨栓群之強度由離邊緣最遠錨栓列之強度決定。

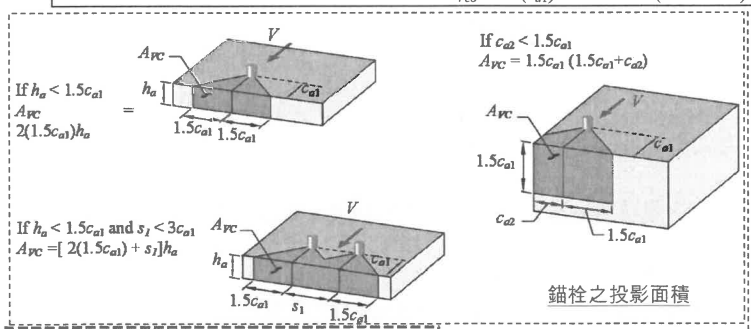


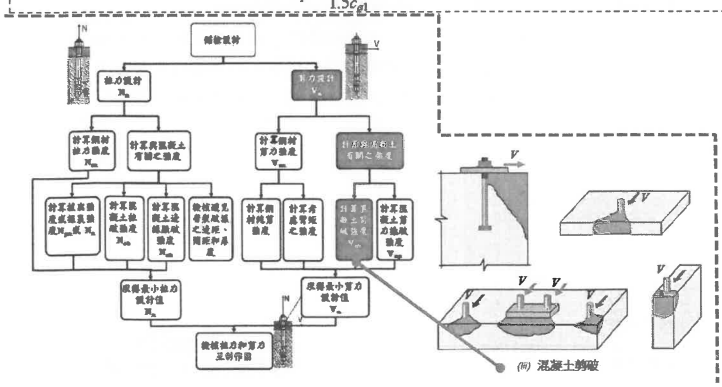


● 錨栓之混凝土剪破強度 - 錨栓之投影面積

17.7.2.1.3 A_{Vco} 是埋設於深厚構件且距離垂直剪力方向邊緣大於或等於 $1.5c_{a1}$ 之單根錨栓的投影面積。式(17.7.2.1.3)應可用以評估 A_{Vco}，其為平行邊緣之邊長為 $3c_{a1}$ 與深度為 $1.5c_{a1}$ 所構成之半角錐底面積：

$$A_{Vco} = 4.5(c_{a1})^2 \qquad (17.7.2.1.3)$$





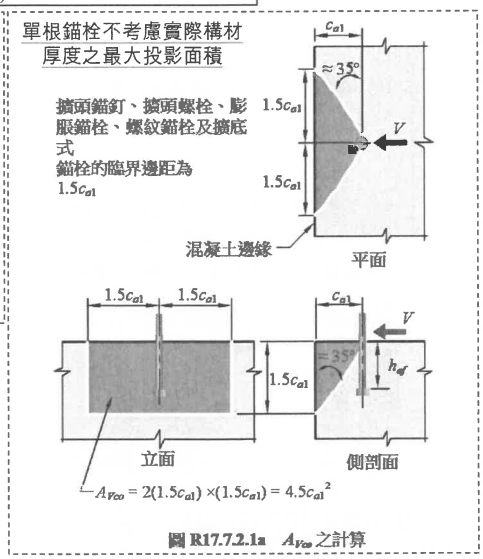


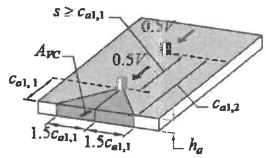
圖 R17.7.2.1a A_{Vco} 之計算

● 錨栓之混凝土剪破強度 - 錨栓之投影面積

17.7.2.1.4 若錨栓群邊距不等，而且錨栓群銲接於附掛物上，其受力可平均分布於各錨栓上，則評估錨栓強度時應可基於離邊緣最遠錨栓列之距離，此時 c_{a1} 之值應可基於邊緣到所選取之最遠臨界錨栓列軸線之距離，所有剪力應假設由此臨界錨栓列承受。

If $h_a < 1.5c_{a1}$

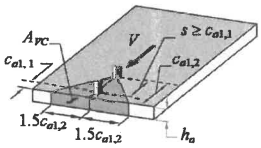
A_{Vc} = $2(1.5c_{a1,1})h_a$



情況 1：
力之分布假設為一半之剪力係作用於前面臨界錨栓及其投影面積上，混凝土剪破計算之 c_{a1} 應以 $c_{a1,1}$ 取代。

If $h_a < 1.5c_{a1}$

A_{Vc} = $2(1.5c_{a1,2})h_a$

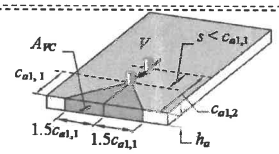


情況 2：
力分布之另一假設(僅適用錨栓剛性接合於連結鐵件)為全部之剪力作用於後面錨栓之臨界斷面及其投影面積上。當錨栓銲於同一鋼板時僅需考慮此假設。混凝土剪破計算之 c_{a1} 應以 $c_{a1,1}$ 取代。

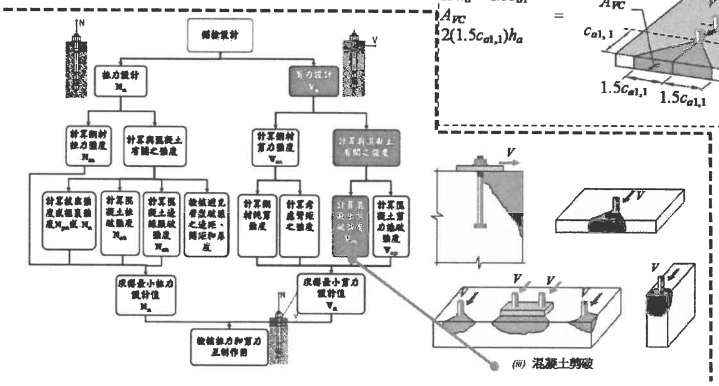
註：當 $s \geq c_{a1,1}$ 時，宜評估情況 1 和情況 2，決定何者控制設計，銲接於共用鋼板則除外。

If $h_a < 1.5c_{a1}$

A_{Vc} = $2(1.5c_{a1,1})h_a$



情況3：
當 $s < c_{a1,1}$ 時，全部之剪力作用於前面錨栓。本情況並不適用於銲接於共用鋼板之錨栓。混凝土剪破計算之 c_{a1} 應以 $c_{a1,1}$ 取代。



● 錨栓之混凝土剪破強度 - 單根及錨栓群混凝土剪破強度計算

17.7.2 錨栓之混凝土剪破強度，V_{cb}

17.7.2.1 標稱混凝土剪破強度於單根錨栓為 V_{cb} 或符合第 17.5.1.3.1 節之錨栓群為 V_{cbg}，應依式(a)至(d)計算：

(a) 單根錨栓之受剪方向垂直於邊緣

$$V_{cb} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \psi_{ed,V} \psi_{c,V} \psi_{h,V} V_b \qquad (17.7.2.1a)$$

(b) 錨栓群之受剪方向垂直於邊緣

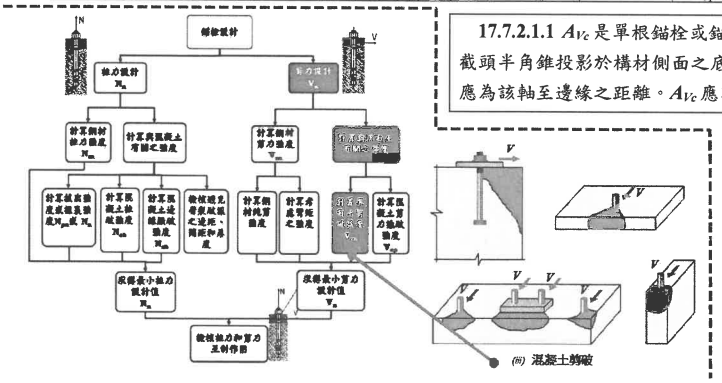
$$V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \psi_{ec,V} \psi_{ed,V} \psi_{c,V} \psi_{h,V} V_b \qquad (17.7.2.1b)$$

(c) 當剪力受力方向平行於邊緣，V_{cb} 或 V_{cbg} 應可分別為式(17.7.2.1a)或式(17.7.2.1b)計算剪力值之二倍，並假設剪力受力方向垂直於邊緣且 $\psi_{ed,V}$ 等於 1.0。

(d) 當錨栓位於角落時，其混凝土標稱剪破強度應對各邊距分別計算，並取最小值。

因數 $\psi_{ec,V}$，$\psi_{ed,V}$，$\psi_{c,V}$，和 $\psi_{h,V}$ 分別定義於第 17.7.2.3 節、第 17.7.2.4 節、第 17.7.2.5 節和第 17.7.2.6 節。

17.7.2.1.1 A_{Vc} 是單根錨栓或錨栓群在混凝土構材邊緣之破壞面投影面積。A_{Vc} 應可取截頭半角錐投影於構材側面之底面積，半角錐之頂部選取於臨界錨栓列軸線上。c_{a1} 值應為該軸至邊緣之距離。A_{Vc} 應不大於 nA_{Vco}，其中 n 是錨栓群之錨栓支數。



● 錨栓之混凝土剪破強度 - 平行邊緣與靠近角隅之剪力

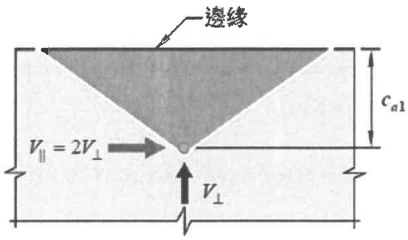
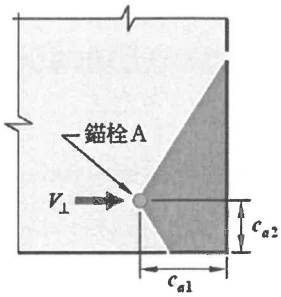


圖 R17.7.2.1c　平行邊緣之剪力



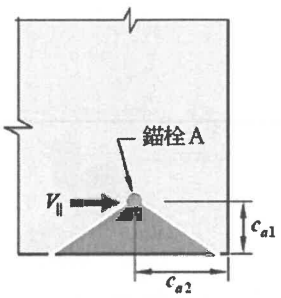
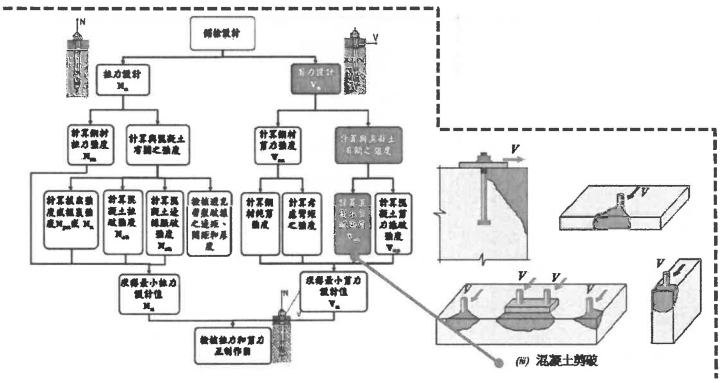


圖 R17.7.2.1d　靠近角隅處之剪力



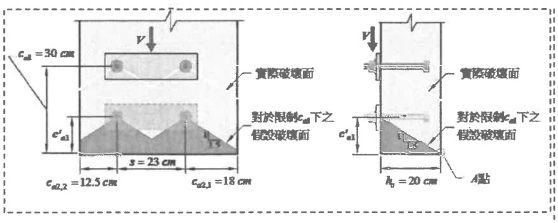
● 錨栓之混凝土剪破強度 - 兩個邊距c_{a2}與h_a皆小於1.5 c_{a1}之修正計算

17.7.2.1.2 當錨栓群埋設於厚度受限之狹窄斷面，其邊距 c_{a2} 和厚度 h_a 皆小於 $1.5c_{a1}$ 時，按第 17.7.2.1.1 節計算 A_{Vc} 之 c_{a1} 值及第 17.7.2.1 至 17.7.2.6 節公式中之 c_{a1} 值應不大於下列(a)至(c)最大值：

(a) $c_{a2}/1.5$，其中 c_{a2} 為最大邊距；

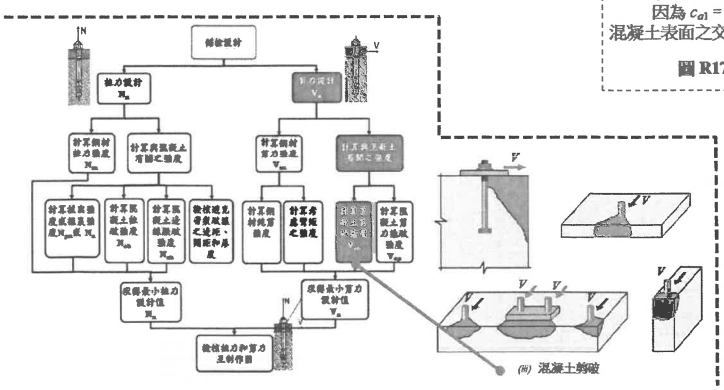
(b) $h_a/1.5$；

(c) $s/3$，其中 s 為錨栓群中垂直剪力方向兩錨栓之最大錨栓間距。



1.實際 c_{a1} 為 30cm
2.兩個邊距 c_{a2} 與 h_a 皆小於 1.5 c_{a1}
3.用於計算 A_{Vc} 且用於公式 17.5.2.1 至 17.5.2.8 之 c_{a1} 的限制值(如圖中 c'_{a1} 所示)，按下列之最大值計算
　$(c_{a2,max})/1.5 = (18)/1.5 = 12$ cm
　$(h_a)/1.5 = (20)/1.5 = 13.33$ cm (控制)
　$s/3 = 1/3(23) = 7.66$ cm
4.此情況下，A_{Vc}、A_{Vco}、$\psi_{ed,V}$ 及 $\psi_{h,V}$ 計算如下：)
　$A_{Vc} = (12.5+23+18)(1.5x13.33) = 1{,}070$ cm^2
　$A_{Vco} = 4.5(13.33)2 = 800$ cm^2
　$\psi_{ed,V} = 0.7+0.3(12.5)/13.33 = 0.98$
　因為 $c_{a1} = h_a/1.5$，所以$\psi_{h,V} = 1.0$。A 點為用以建立 c_{a1} 限制值之假設破壞面與混凝土表面之交界面。

圖 R17.7.2.1.2　錨栓埋設於厚度受限之狹窄構材的剪力計算範例



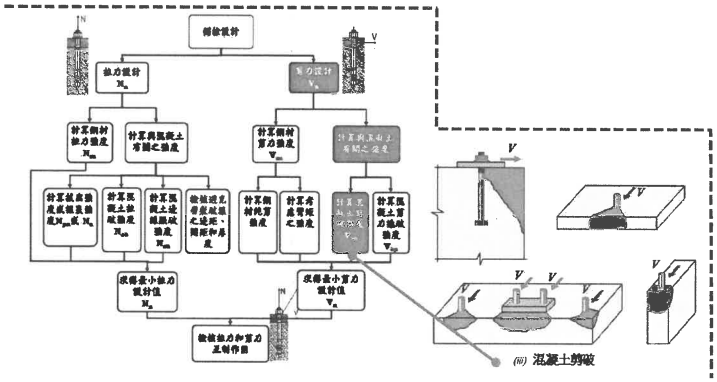
● 錨栓之混凝土剪破強度 - 偏心載重修正因數

17.7.2.3 剪破之偏心載重修正因數，$\psi_{ec,V}$

17.7.2.3.1 錨栓群受偏心剪力時之修正因數，$\psi_{ec,V}$，應依式(17.7.2.3.1)計算：

$$\psi_{ec,V} = \frac{1}{\left(1+\frac{e'_V}{1.5c_{a1}}\right)} \leq 1.0 \qquad (17.7.2.3.1)$$

17.7.2.3.2 若錨栓群中僅有某些錨栓承受剪力，僅需考慮這些和剪力作用方向相同之錨栓，決定式(17.7.2.3.1)之偏心 e'_V 和式(17.7.2.1b)所計算 V_{cbg}。



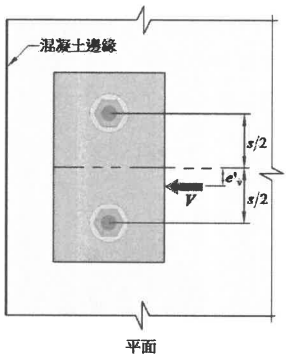


圖 R17.7.2.3.1 錨栓群 e'_V 值之定義

● 錨栓之混凝土剪破強度 - 邊距效應及厚度修正因數

17.7.2.4 剪破之邊距效應修正因數，$\psi_{ed,V}$

17.7.2.4.1 單根錨栓或錨栓群在剪力載重下，邊距效應之修正因數 $\psi_{ed,V}$，應由下列(a)或(b)作決定。其中 c_{a2} 應取較小值：

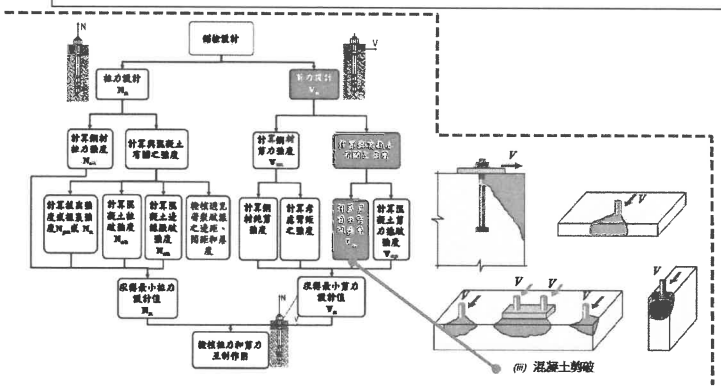
(a) 當 $c_{a2} \geq 1.5c_{a1}$，$\psi_{ed,V} = 1.0$ (17.7.2.4.1a)

(b) 當 $c_{a2} < 1.5c_{a1}$，$\psi_{ed,V} = 0.7 + 0.3\frac{c_{a2}}{1.5c_{a1}}$ (17.7.2.4.1b)

17.7.2.6 剪破之厚度修正因數，$\psi_{h,V}$

17.7.2.6.1 當錨栓埋設之混凝土構材 $h_a < 1.5c_{a1}$ 時，修正因數 $\psi_{h,V}$ 應依式(17.7.2.6.1)計算：

$$\psi_{h,V} = \sqrt{\frac{1.5c_{a1}}{h_a}} \geq 1.0 \qquad (17.7.2.6.1)$$



● 錨栓之混凝土剪破強度 - 混凝土開裂修正因數

17.7.2.5 剪破之混凝土開裂修正因數，$\psi_{c,V}$

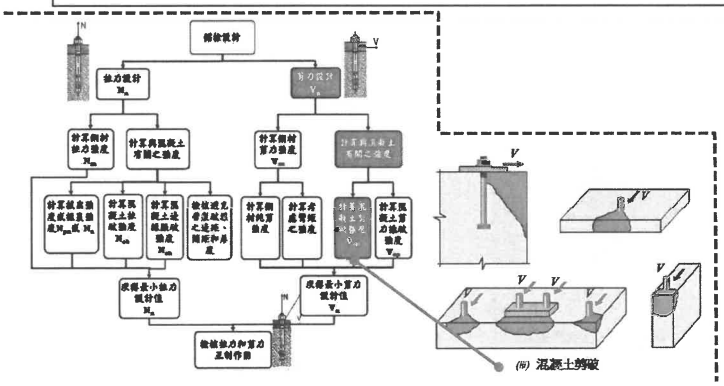
17.7.2.5.1 錨栓區域在使用載重等級下之開裂與有無輔助鋼筋之影響的修正因數$\psi_{c,V}$，應依下列決定：

(a) 經分析顯示在使用載重等級下，設置錨栓之混凝土構材區域未產生開裂時，$\psi_{c,V}$ 為 1.4。

(b) 經分析顯示在使用載重等級下，設置錨栓之混凝土構材區域會產生開裂時，，修正因數應符合表 17.7.2.5.1。

表 17.7.2.5.1 經分析顯示在使用載重等級下會產生開裂之修正因數

情況	$\psi_{c,V}$
錨栓無輔助鋼筋或角隅鋼筋小於 D13。	1.0
錨栓與邊緣之間配置不小於 D13 之鋼筋。	1.2
錨栓與邊緣之間配置不小於 D13 之鋼筋，且圍繞鋼筋之箍筋間距不大於 10 *cm*。	1.4



● 錨栓之鋼材剪力強度

17.7.1 錨栓之鋼材剪力強度，V_{sa}

17.7.1.1 錨栓標稱剪力強度由鋼材控制時，V_{sa} 應依錨栓材料性質和錨栓實際尺寸決定。當混凝土剪破為可能的破壞模式時，鋼材之需求剪力強度須與假設剪破面有一致性。

17.7.1.2 單根錨栓之標稱剪力強度，V_{sa}，應不超過下列式(a)至(c)：

(a) 預埋式擴頭錨釘

$$V_{sa} = A_{se,V} f_{uta} \qquad (17.7.1.2a)$$

其中，$A_{se,V}$ 是單根錨栓抗剪的有效斷面積 (cm^2)，f_{uta} 之計算值應不超過 $1.9f_{ya}$ 及 8,750 kgf/cm^2 [860 *MPa*]之較小者。

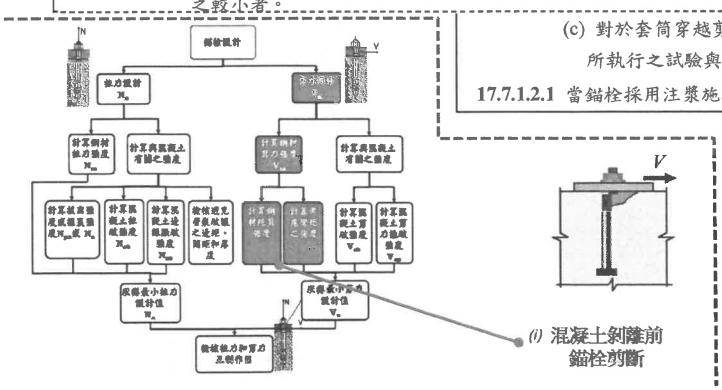
(b) 預埋式擴頭螺栓、預埋式彎鉤螺栓及套筒未穿越剪力面之後置式錨栓

$$V_{sa} = 0.6A_{se,V} f_{uta} \qquad (17.7.1.2b)$$

其中，$A_{se,V}$ 是單根錨栓抗剪的有效斷面積 (cm^2)，f_{uta} 應不超過 $1.9f_{ya}$ 及 8,750 kgf/cm^2 [860 *MPa*]之較小者。

(c) 對於套筒穿越剪力面的後置式錨栓，V_{sa} 應基於依照機械式錨栓評估準則所執行之試驗與評估的 5 %分位數結果，或者採用式(17.7.1.2b)。

17.7.1.2.1 當錨栓採用注漿施工法，依第 17.7.1.2 節計算之標稱剪力強度 V_{sa} 須乘以 0.80。



● 錨栓之混凝土剪力撬破強度

17.7.3 錨栓之混凝土剪力撬破強度，V_{cp} 或 V_{cpg}

17.7.3.1 標稱剪力撬破強度，單根錨栓為 V_{cp} 或符合第 17.5.1.3.1 節之錨栓群為 V_{cpg}，應不超過下式(a)或(b)：

(a) 單根錨栓

$$V_{cp} = k_{cp} N_{cp} \qquad (17.7.3.1a)$$

(b) 錨栓群

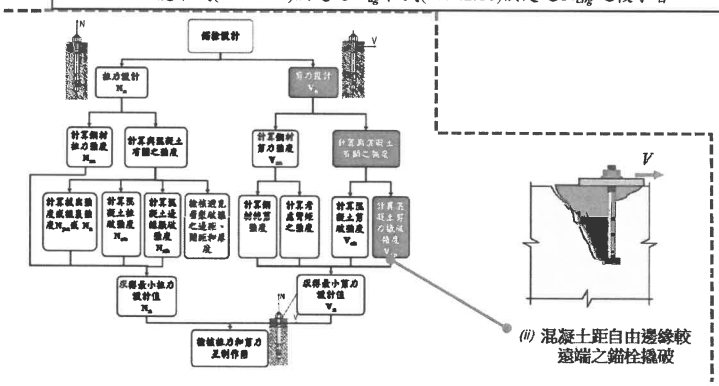
$$V_{cpg} = k_{cp} N_{cpg} \qquad (17.7.3.1b)$$

其中，當 $h_{ef} < 6.5\ cm$ 時，$k_{cp} = 1.0$

當 $h_{ef} \geq 6.5\ cm$ 時，$k_{cp} = 2.0$

17.7.3.1.1 預埋錨栓和後置式膨脹錨栓、螺紋和擴底錨栓，N_{cp} 應取式(17.6.2.1a)決定之 N_{cb}；黏結式錨栓，N_{cp} 應取式(17.6.5.1a)決定之 N_a 和式(17.6.2.1a)決定之 N_{cb} 之較小者。

17.7.3.1.2 預埋錨栓和後置式膨脹錨栓、螺紋和擴底錨栓，N_{cpg} 應取式(17.6.2.1b)決定之 N_{cbg}；黏結式錨栓，N_{cpg} 應取式(17.6.5.1b)決定之 N_{ag} 和式(17.6.2.1b)決定之 N_{cbg} 之較小者。



(ii) 混凝土距自由邊緣較遠端之錨栓撬破

● 錨栓設計之強度折減因素

17.5.2 每一合用之因數化載重組合，錨栓之設計強度須符合表 17.5.2 要求。

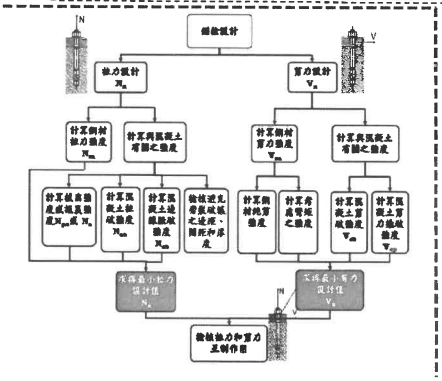
表 17.5.2 錨栓需求強度

破壞模式	單根錨栓	錨栓群[1]	
		錨栓群之任一根錨栓	多根錨栓視為一個錨栓群
鋼材拉力強度(第 17.6.1 節)[2]	$\phi N_{sa} \geq N_{ua}$	$\phi N_{sa} \geq N_{ua,i}$	–
混凝土拉破強度[3] (第17.6.2節)	$\phi N_{cb} \geq N_{ua}$	–	$\phi N_{cbg} \geq N_{ua,g}$
拔出強度 (第17.6.3節)	$\phi N_{pn} \geq N_{ua}$	$\phi N_{pn} \geq N_{ua,i}$	–
混凝土邊緣脹破強度 (第17.6.4節)	$\phi N_{sb} \geq N_{ua}$	–	$\phi N_{sbg} \geq N_{ua,g}$
黏結式錨栓抗拉之握裹強度 (第17.6.5節)	$\phi N_a \geq N_{ua}$	–	$\phi N_{ag} \geq N_{ua,g}$
錨栓抗剪之鋼材強度 (第17.7.1節)	$\phi V_{sa} \geq V_{ua}$	$\phi V_{sa} \geq V_{ua,i}$	–
錨栓混凝土剪破強度[3] (第17.7.2節)	$\phi V_{cb} \geq V_{ua}$	–	$\phi V_{cbg} \geq V_{ua,g}$
錨栓混凝土剪力撬破強度 (第17.7.3節)	$\phi V_{cp} \geq V_{ua}$	–	$\phi V_{cpg} \geq V_{ua,g}$

[1] 錨栓群中受最大應力之錨栓，應計算其鋼材和拉破破壞模式之設計強度。

[2] 括號內參考章節，係指可被用於評估標稱強度的模式。

[3] 假如依據第17.5.2.1節設置錨栓錨定鋼筋，其設計強度應可取代混凝土剪破強度。



17.5.3 除了錨栓錨定鋼筋強度折減因數為 0.75 外，其他種類混凝土內錨栓之強度折減因數ϕ，應依據表 17.5.3a，17.5.3b，和 17.5.3c。

表 17.5.3a 錨栓強度由鋼材控制時

鋼材種類	強度折減因數 ϕ	
	拉力載重 (鋼材)	剪力載重 (鋼材)
韌性	0.75	0.65
脆性	0.65	0.60

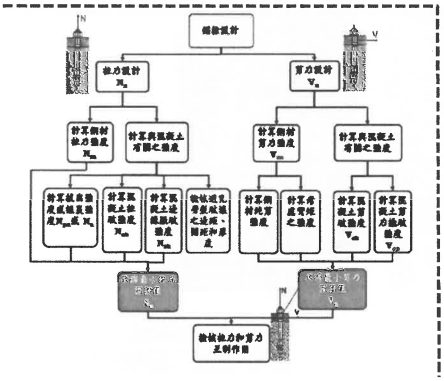


表 17.5.3a 之鋼材強度的強度折減因數 ϕ 值以 f_{uta} 決定錨栓標稱強度 (參見第 17.6.1 節和第 17.7.1 節)，不是以鋼筋混凝土構材設計之 f_{ya}。雖然 f_{uta} 使用之因數 ϕ 值較小，其結果和使用 f_{ya} 之較大因數 ϕ 具有相同安全等級。剪力之 ϕ 值比拉力者為小，非反應材料的差異性，而係反應接合部錨栓群之剪力分布不均勻性。

表 17.5.3b 錨栓由混凝土之拉破、握裹或邊緣脹破等強度控制時

輔助鋼筋	錨栓安裝種類	錨栓分類[1] 依據機械式錨栓評估準則或黏結式錨栓評估準則	強度折減因數 ϕ 拉力載重 (混凝土之拉破、握裹、邊緣脹破)	剪力載重 (混凝土之剪破)
有設置輔助鋼筋	預埋式錨栓	不適用	0.75	0.75
	後置式錨栓	1	0.75	
		2	0.65	
		3	0.55	
未設置輔助鋼筋	預埋式錨栓	不適用	0.70	0.70
	後置式錨栓	1	0.65	
		2	0.55	
		3	0.45	

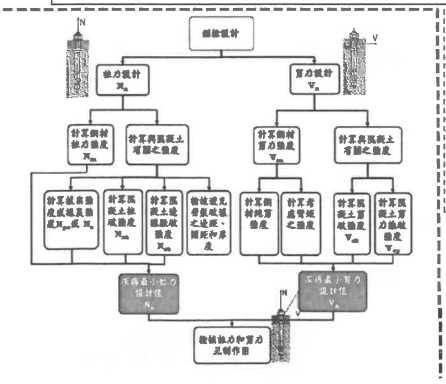


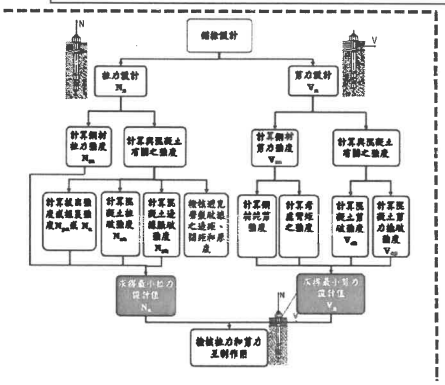
表 17.5.3b 之錨栓強度受控於混凝土拉破、握裹、邊緣脹破，分為有輔助鋼筋和無輔助鋼筋兩大群。具有輔助鋼筋可以提供較大變形能力，因數 ϕ 可以增大。錨栓相關受力對於輔助鋼筋的詳盡設計並不需要。然而，輔助鋼筋的配置一般宜符合圖 R17.5.2.1(a)、圖 R17.5.2.1(b)(i)及圖 R17.5.2.1(b)(ii)所示之錨栓錨定鋼筋的配置。不必如錨栓錨定鋼筋，輔助鋼筋並不需要有完全之伸展長度。

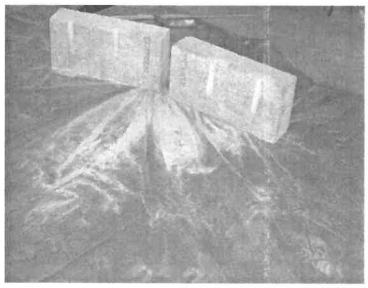
● 錨栓設計之強度折減因素

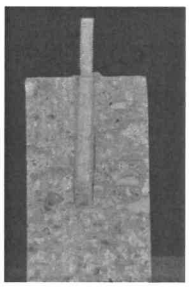
表 17.5.3c 錨栓由混凝土之拔出或撬破等強度控制時

錨栓安裝種類	錨栓分類[1] 依據機械式錨栓評估準則 或黏結式錨栓評估準則	強度折減因數 ϕ	
		拉力載重 (混凝土之拔出)	剪力載重 (混凝土之撬破)
預埋式錨栓	不適用	0.70	0.7
後置式錨栓	1	0.65	
	2	0.55	
	3	0.45	

[1] 錨栓分類：分類 1.(安裝方式為低敏感度，高可靠度)，分類 2.(安裝方式為中敏感度，中可靠度)，分類 3.(安裝方式為高敏感度，低可靠度)







● 拉力和剪力互制作用

17.8 拉力和剪力互制作用

17.8.1 承受剪力和拉力聯合作用之錨栓或錨栓群設計，除非依第 17.5.2.3 節之規定，否則應符合第 17.8.2 至 17.8.3 節之要求。ϕN_n 和 ϕV_n 之值應依第 17.5.2 節或第 17.10 節之規定。

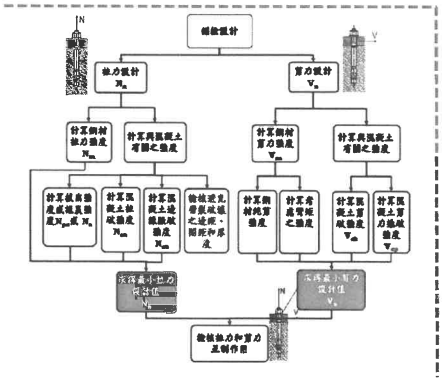
17.8.2 假如符合下式(a)或(b)，拉力和剪力互制作用應可忽略不計。

(a) $N_{ua} / (\phi N_n) \leq 0.2$ (17.8.2a)

(b) $V_{ua} / (\phi V_n) \leq 0.2$ (17.8.2b)

17.8.3 當控制之拉力強度與剪力強度，若分別符合 $N_{ua} / (\phi N_n) > 0.2$ 及 $V_{ua} / (\phi V_n) > 0.2$ 時，則應符合式(17.8.3)

$$\frac{N_{ua}}{\phi N_n} + \frac{V_{ua}}{\phi V_n} \leq 1.2 \qquad (17.8.3)$$



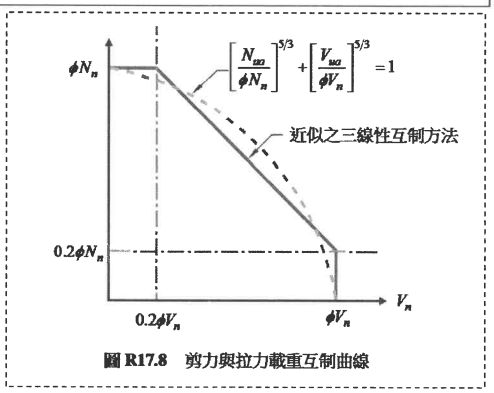


圖 R17.8 剪力與拉力載重互制曲線

17.10 錨栓耐震設計需求

17.10.1 耐震設計結構之錨栓設計應符合本節之要求。

17.10.2 本章之規定不適用於地震力作用下，混凝土結構產生塑鉸區域範圍內之錨栓設計。

17.10.3 後置錨栓承受地震載重之品管，必須依照機械式錨栓評估準則或黏結式錨栓評估準則之規定。後置式膨脹、螺紋和擴底錨栓之拔出強度 N_p 和鋼材剪力強度 V_{sa}，應基於機械式錨栓評估準則模擬地震試驗結果。黏結式錨栓，鋼材剪力強度 V_{sa} 和特徵握裹應力 τ_{uncr} 和 τ_{cr}，應基於黏結式錨栓評估準則模擬地震試驗結果。

17.10.4 對耐震結構設計而言，結構物之錨栓錨定鋼筋須使用竹節鋼筋，且限制使用符合第 20.2.2. 節需求之 CNS 560 標準 SD280W、SD420W、SD280 或 SD420 鋼筋。

17.10.5 拉力載重設計需求

17.10.5.1 當強度載重等級之地震力作用於單根錨栓或錨栓群，錨栓因地震力引致之拉力部分等於或小於同一載重組合中錨栓因數化拉力總和之 20%，單根錨栓或錨栓群之設計允許依照第 17.6 節和第 17.5.2 節拉力強度之設計需求。

17.10.5.2 當強度載重等級之地震力作用於單根錨栓或錨栓群，錨栓因地震力引致之拉力部分超過同一載重組合中錨栓因數化拉力總和之 20%，錨栓和連結元件之設計應依照第 17.10.5.3 節之規定，錨栓設計拉力強度應依照第 17.10.5.4 節決定。

17.10.5.3 錨栓與其連結元件應符合下列(a)至(d)之任一項目：

(a) 對單根錨栓而言，混凝土之控制強度應大於錨栓鋼材強度。對錨栓群而言，最大應力錨栓的拉力載重與該根錨栓鋼材強度之比值應等於或大於拉力載重錨栓群之拉力載重與該錨栓群之混凝土之控制強度之比值。各種狀況為：

(1) 錨栓之鋼材強度採用其鋼材標稱強度之 1.2 倍。

(2) 混凝土之控制強度採用拔出、邊緣脹破、拉破和握裹強度之標稱強度。考量錨栓群之拔出，最大應力錨栓之比值應予計算。另外，下列條件亦應符合：

(3) 錨栓應透過韌性鋼材構件傳遞拉力載重，其可伸長段之長度至少是錨栓直徑 8 倍，否則須另經分析決定。

(4) 當錨栓承受反復載重，錨栓應有防止挫屈措施。

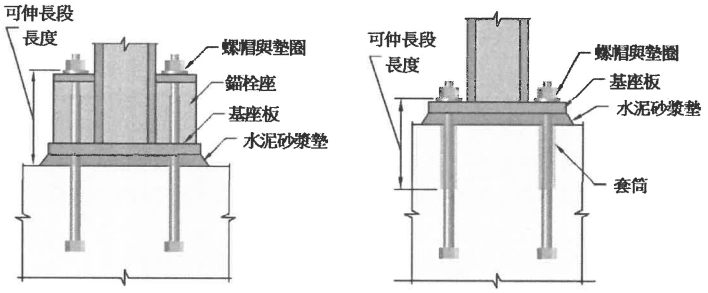
(5) 當接合鐵件有螺紋，且韌性鋼材構件不是全長有螺紋時，f_{uta}/f_{ya} 之比值應不小於 1.3，除非螺紋部分採擴頭，該擴頭部分之長度不應計入可伸長段長度。

(6) 採用竹節鋼筋為韌性鋼材構件以抵抗地震效應時，限制使用符合第 20.2.2 之 CNS 560 標準 SD280W、SD420W、SD280 或 SD420 規格之竹節鋼筋。

(b) 單根錨栓或錨栓群之最大拉力設計值，應考量附掛物在撓曲、剪力或承壓，或合成作用時所發展之韌性降伏機制下所能傳遞之最大拉力，並應考量附掛物之材料超額強度和應變硬化效應，錨栓設計拉力強度應按第 17.10.5.4 節計算。

(c) 單根錨栓或錨栓群以非降伏附掛物傳遞到錨栓之最大拉力設計之，錨栓設計拉力強度應按第 17.10.5.4 節計算。

(d) 單根錨栓或錨栓群以包含 E 之設計載重組合最大拉力設計之，而 E 須經 Ω_o 放大，錨栓設計拉力強度應符合第 17.10.5.4 節拉力強度需求。



(a) 錨栓座　　(b) 套筒

圖 R17.10.5.3　可伸長段長度示意圖

17.10.5.4 除非混凝土可證明無開裂外，一般假設混凝土有開裂，其抵抗地震力之錨栓設計拉力強度應為(a)至(e)，並依表 17.5.2 之破壞模式決定。

(a) ϕN_{sa} 為單根錨栓，或錨栓群中承受最大應力之個別錨栓。

(b) $0.75\phi N_{cb}$ 或 $0.75\phi N_{cbg}$，除非配置符合第 17.5.2.1(a)節規定之錨栓錨定鋼筋，則 N_{cb} 或 N_{cbg} 不需要計算。

(c) $0.75\phi N_{pn}$ 為單根錨栓，或錨栓群中承受最大應力之個別錨栓。

(d) $0.75\phi N_{sb}$ 或 $0.75\phi N_{sbg}$。

(e) $0.75\phi N_a$ 或 $0.75\phi N_{ag}$。

式中 ϕ 依據第 17.5.3 節之規定。

17.10.5.5 若根據第 17.5.2.1(a)節提供錨栓錨定鋼筋，則設計拉力強度之折減值，不必超過第 17.5.2.1 節之規定。

17.10.6 剪力設計需求

17.10.6.1 當單根錨栓或錨栓群承受設計地震引致之剪力時，其值等於或小於同一載重組合錨栓因數化剪力總和之 20% 時，應允許單根錨栓或錨栓群之設計符合第 17.7 節之規定和第 17.5.2 節剪力強度需求。

17.10.6.2 當單根錨栓或錨栓群承受設計地震引致之剪力時，其值超過同一載重組合錨栓因數化剪力總和之 20% 時，錨栓和連結元件之設計應根據第 17.10.6.3 節規定。抵抗地震力之錨栓設計剪力強度應根據第 17.7 節規定決定之。

17.10.6.3 錨栓和其附著版之設計可使用(a)至(c)之任一選項：

(a) 單根錨栓或錨栓群應以附掛物所能傳遞之最大剪力作設計，該設計剪力為附掛物於撓曲、剪力或承壓，或這些受力組合作用時，所發展之韌性降伏機制而得，其並應考量材料超額強度和應變硬化效應。

(b) 單根錨栓或錨栓群應以由非降伏附掛物傳遞到錨栓之最大剪力設計。

(c) 單根錨栓或錨栓群應以最大剪力設計，該設計剪力為包含 E 之設計載重組合而得，而 E 須經 Ω_o 放大。

17.10.6.4 若根據第 17.5.2.1b 節提供錨栓錨定鋼筋，則設計剪力強度之折減值，不必超過第 17.5.2.1 節之規定。

17.10.7 拉力和剪力互制作用

17.10.7.1 單根錨栓或錨栓群同時承受拉力和剪力時，應符合第 17.8 節之需求，及第 1710.5.4 節錨栓設計拉力強度之計算。

17.11 具剪力榫之基板

17.11.1 通則

17.11.1.1 具剪力榫之基板可根據第 17.11.1.1.1 節至第 17.11.1.1.9 節進行設計；若經分析或試驗證實其具有足夠強度及載重傳遞，亦可採用替代方法進行設計。

17.11.1.1.1 剪力榫應由矩形板或板狀構件組成的型鋼構成，並銲接於基板。

17.11.1.1.2 至少配置 4 支錨栓以符合第 17 章規定，但排除第 17.5.1.2 節(f)、(g)和(h)，及表 17.5.2 有關錨栓受剪下鋼材強度、錨栓受剪下混凝土剪破強度及錨栓受剪下混凝土撬破強度之需求。

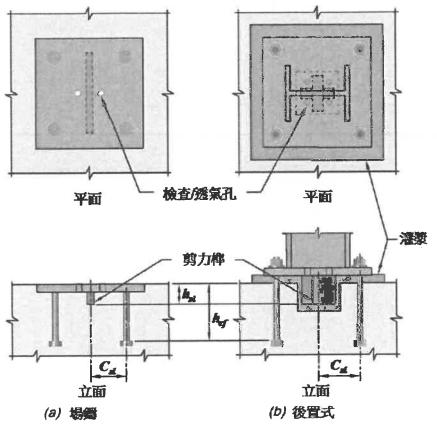


圖 R17.11.1.1a 具剪力榫之基板範例

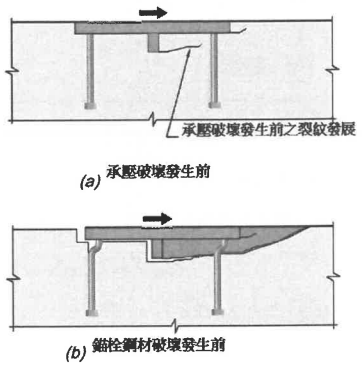


圖 R17.11.1.1b 具剪力榫之基板(假如混凝土拉破不會發生)產生承壓破壞和接續產生錨栓鋼材破壞

17.11.1.1.3 對於銲接在具剪力榫之基板的錨栓，第 17.8 節之拉力和剪力互制作用要求，應納入部分作用於錨栓的總剪力。

17.11.1.1.4 剪力作用下之承壓強度須符合$\phi V_{brg,sl} \geq V_u$，$\phi = 0.65$。

17.11.1.1.5 剪力作用下之標稱承壓強度$V_{brg,sl}$依第 17.11.2 節決定。

17.11.1.1.6 剪力榫之混凝土拉破強度須符合$\phi V_{cb,sl} \geq V_u$，$\phi = 0.65$。

17.11.1.1.7 標稱混凝土拉破強度$V_{cb,sl}$依第 17.11.3 節決定。

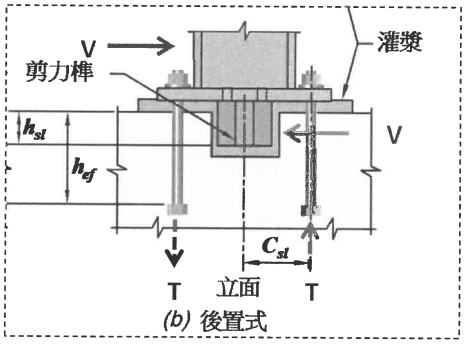
雖然不考慮第 17.11.2 節之承壓強度評估，因銲接錨栓和剪力榫具有相同位移，個別錨栓所承受之部份作用剪力(Vu)為$V_{ua,i} = V_u\left(\frac{2d_a^2}{A_{ef,st}+n2d_a^2}\right)$。單根錨栓之有效承壓面積假設為錨栓直徑乘以兩倍錨栓直徑之有效承壓長度(Cook 和 Michler 2007)。錨栓之承壓反力不足以使錨栓於單獨剪力下破壞，但須考量在拉力及剪力互制作用的鋼材破壞(參見第 17.8 節)。

17.11.1.1.8 具有錨栓基板承受拉力時，應符合(a)和(b)：

(a) $h_{ef}/h_{sl} \geq 2.5$

(b) $h_{ef}/c_{sl} \geq 2.5$

17.11.1.1.9 錨栓之拉力設計時，應考慮由剪力榫之承壓反力與剪力載重之力偶所引致的彎矩。



17.11.1.2 當具剪力榫之基板採水平設置時，沿剪力榫長邊方向應有最小直徑為 2.5cm 的開孔。

17.11.2 具剪力榫之基板於剪力作用下之承壓強度，$V_{brg,sl}$

17.11.2.1 剪力榫受剪下之標稱承壓強度，$V_{brg,sl}$應依下式計算：

$$V_{brg,sl} = 1.7 f_c' A_{ef,sl} \Psi_{brg,sl} \qquad (17.11.2.1)$$

其中，$\Psi_{brg,sl}$依第 17.11.2.2 節。

17.11.2.1.1 有效承壓面積$A_{ef,sl}$為混凝土面下方，垂直於施加剪力，依下列(a)至(d)所組成之面積。

(a) 假如基板之頂面或底面與混凝土面齊平時，剪力榫承壓面積為基板底面以下至$2t_{sl}$之範圍。

(b) 假如基板在混凝土面上方時，剪力榫承壓面積為混凝土表面以下至 $2t_{sl}$之範圍。

(c) 剪力榫承壓面積為加勁板界面左右各 $2t_{sl}$之範圍。

(d) 剪力榫承壓面積為混凝土面下方，加勁板前緣之面積。

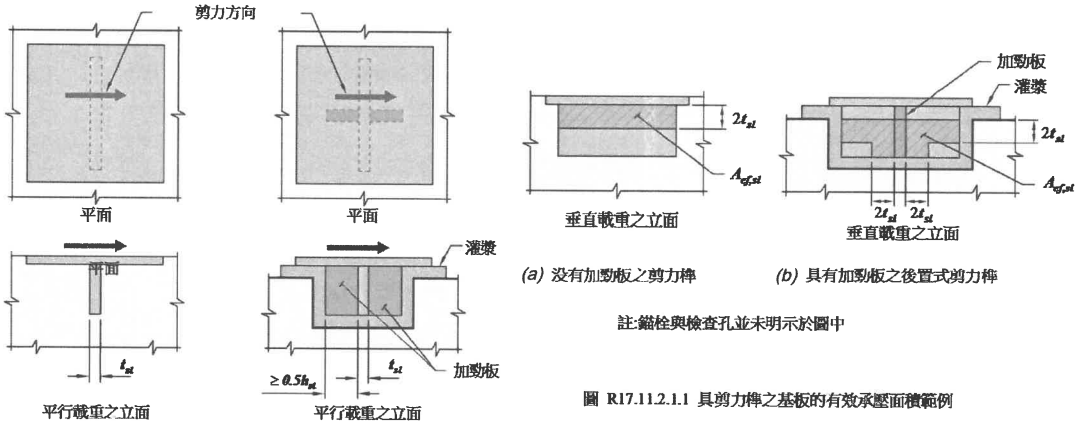


圖 R17.11.2.1.1 具剪力榫之基板的有效承壓面積範例

● 其它規定 - 具剪力榫之基板-承壓係數

17.11.2.2 承壓係數，$\Psi_{brg,sl}$

17.11.2.2.1 軸力載重 P_u 對受剪承壓強度影響之修正係數，$\Psi_{brg,sl}$ 依下列(a)，(b)或(c)決定。

(a) 軸向拉力時：

$$\Psi_{brg,sl} = 1 + \frac{P_u}{nN_{sa}} \leq 1.0 \qquad (17.11.2.2.1a)$$

其中，P_u 為拉力時取負值，n 為受拉錨栓的數目。

(b) 無軸向力時：

$$\Psi_{brg,sl} = 1.0 \qquad (17.11.2.2.1b)$$

(c) 軸向壓力時：

$$\Psi_{brg,sl} = 1 + 4\frac{P_u}{A_{bp}f'_c} \leq 2.0 \qquad (17.11.2.2.1c)$$

其中，Pu 為壓力時取正值。

17.11.2.3 假如使用剪力榫加勁板，其沿剪力載重作用方向之長度應不小於 $0.5h_{sl}$。

● 其它規定 - 具剪力榫之基板-混凝土剪破強度

17.11.3 剪力榫之混凝土剪破強度，$V_{cb,sl}$

17.11.3.1 剪力垂直作用於混凝土邊緣時，剪力榫之標稱混凝土剪破強度 $V_{cb,sl}$，依第 17.7.2 節之式(17.7.2.1a)計算，其中 V_b 依式(17.7.2.2.1b)計算，c_{a1} 是剪力榫承壓面到自由面的距離，A_{Vc} 是破壞面於混凝材側面之投影面積。

17.11.3.1.1 A_{vc} 為於混凝土側面之混凝土破壞投影面積，約為距剪力榫邊緣 $1.5c_{a1}$ 水平投影與距剪力榫有效深度 $h_{ef,sl}$ 邊緣 $1.5c_{a1}$ 垂直投影所形成之矩形區域，不包含剪力榫有效面積 $A_{ef,sl}$。剪力榫有效埋置深度 $h_{ef,sl}$ 應為混凝面到有效承壓面積 $A_{ef,sl}$ 底部之距離。

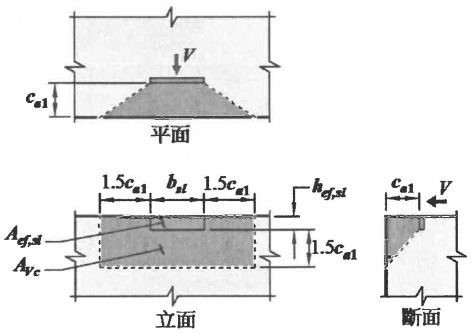
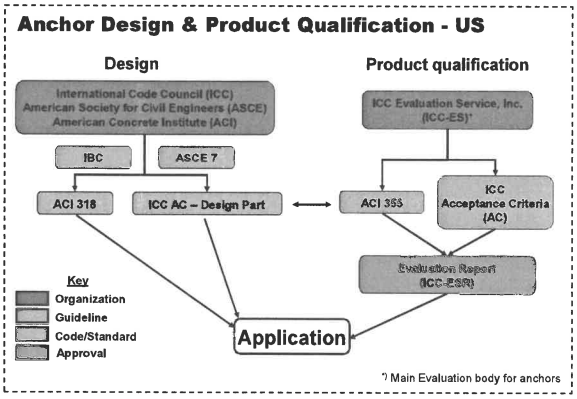


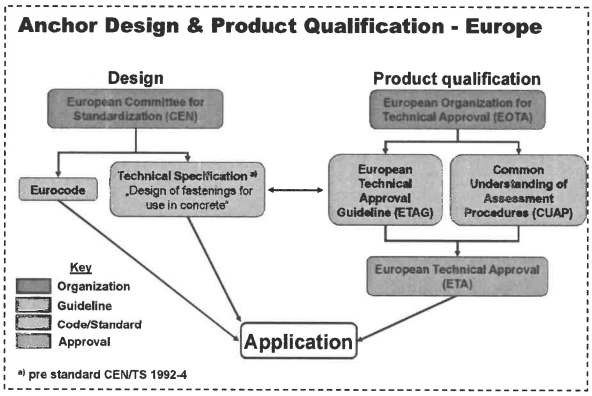
圖 R17.11.3.1 剪力榫接近邊緣之 A_{Vc} 範例

新版規範實施之展望

● 如何認定後置式錨栓之設計數據

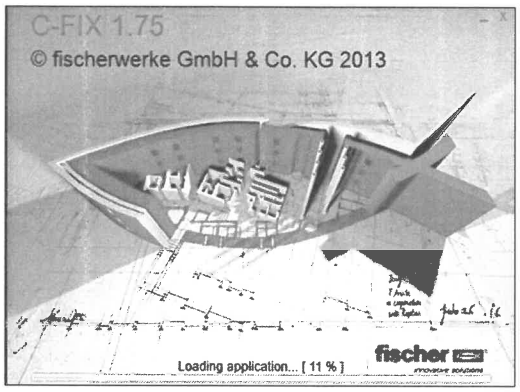
囿於國內 CNS 或相關學會尚無類似機械式錨栓評估準則和黏結式錨栓評估準則，為管理本章之混凝土結構用錨栓相關品質試驗方法和試驗成果合格標準，建議參考美國混凝土學會(American Concrete Institute, ACI)之 ACI 355.2 (Qualification of Post-Installed Mechanical Anchors in Concrete)規定有關混凝土後置機械式錨栓品質管理之評估準則，和 ACI 355.4 (Qualification of Post-Installed Adhesive Anchors in Concrete and Commentary)規定有關混凝土後置黏結式錨栓品質管理之評估準則相關規定。另，歐洲技術評估組織(European Organisation for Technical Assessment, EOTA)之(European Assessment Document, EAD) EAD-330232-00-0601(Mechanical fasteners for use in concrete) 規定有關混凝土後置機械式錨栓品質管理之評估準則，和 EAD-330499-00-0601(Bonded fasteners for use in concrete) 規定有關混凝土後置黏結式錨栓品質管理之評估準則相關規定亦為本規範之建議參考評估準則。引用 EOTA 發表之評估準則時，建議評核其合格標準與 ACI 發表之評估準則具有等值性。

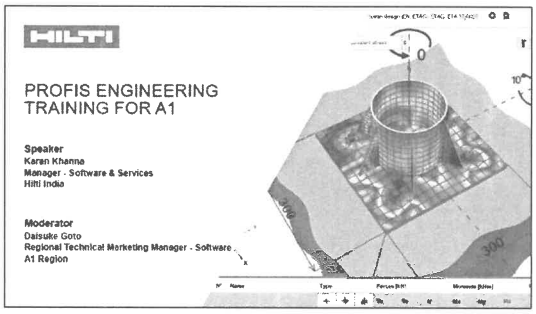


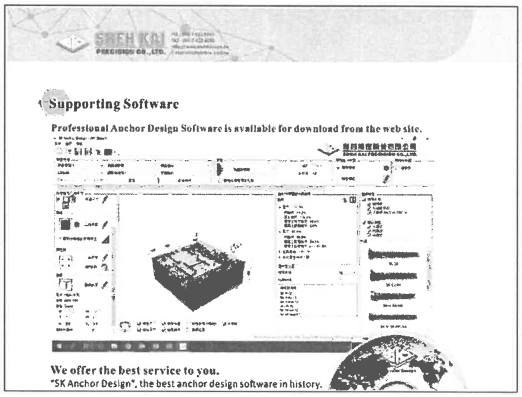


新版規範實施之展望

● 錨栓計算之相關免費輔助工具







26.7 混凝土錨定

26.7.1 設計資訊應包括：

(a) 依據第 17.1.2 節，使用錨栓適用條件之評估和品質要求。

(b) 錨栓型式、尺度、位置要求，有效埋設深度和安裝要求。

(c) 錨栓型式、尺度、位置要求，用於發展第 17.5.2 節規定之錨栓強度，以及依據第 10.7.6.1.6 節規定柱頂或墩座的安裝錨栓處之橫向鋼筋。

(d) 剪力凸出物之型式、尺度、位置，用於發展第 17.11 節規定的剪力強度。

(e) 基板預留孔尺度和位置，澆置混凝土或砂漿時用於檢查及排氣。

(f) 依據第 17.9 節，錨栓最小邊距。

(g) 用於連接後續工程施工，其外露錨栓之防蝕措施。

(h) 對於後安裝錨栓，用於依據第 17.5 節設計強度之相關參數，包括錨栓型式、混凝土強度、粒料種類、輕質混凝土種類、安裝扭力值、以及鑽孔前置作業要求。

(i) 對於抗拉黏結式錨栓，依據第 17.6.5 節，用於設計特有握裹應力之相關參數，包括混凝土溫度範圍、安裝時混凝土濕度狀況、使用輕質混凝土類型、鑽孔和準備要求。

(j) 抵抗持續拉力載重的水平或傾斜向上植入黏結式錨栓之確認。

(k) 依據 ACI 355.4 或設計者制定之監造計畫，黏結式錨栓所需載重證明。

(l)規定黏結式錨栓安裝者所需認證，包含抵抗持續拉力載重之水平或傾斜向上植入黏結式錨栓。

26.7.2 合格要求應包括：

(a) 預埋錨栓及其附件和錨栓補強筋應依據設計圖說所示確實定位在模板內，澆置混凝土時應以適當手段搗實錨栓和錨栓補強筋周圍的混凝土。

(b) 在剪力凸出物周圍的混凝土搗實或灌漿是否恰當應利用基板檢查孔查驗。

(c) 後置式錨栓應依據製造廠之指示進行安裝。

(d) 後置式錨栓應由合格安裝人員安裝。

(e) 設計圖說標示抵抗持續拉力載重之水平或傾斜向上植入的黏結式錨栓，應由認證合格人員安裝。

(f) 黏結式錨栓安裝時混凝土齡期應至少在 21 天以上。

(c) 製造廠商安裝指引 (MPII) 包含所有正確安裝後置式黏結錨栓的相關資訊，依據第 26.7.1(f) 和 26.7.1(g) 節其他要求可能適用於特定案例。而黏結式錨栓可能要應用相關要求，包括安裝者資格和檢查之要求。

(e) 許多錨栓的性能特性視錨栓安裝適當與否而定，抵抗持續拉力載重之水平或是傾斜向上植入的黏結式錨栓，需要由具備黏結式錨栓系統和安裝程序之計畫認證合格人員進行安裝。施工人員可藉由通過認證計畫考核取得認證。

(f) 依據ACI 355.4 黏結式錨栓在兩個混凝土強度範圍作試驗：175-280 kgf/cm^2[17.5-28 MPa] 以及 455-600 kgf/cm^2[45.5-60 MPa]。一般而言，握裹強度受混凝土抗壓強度的影響不高，因此在具有最小抗壓強度的短齡期混凝土上安裝試驗，無法確保黏結式錨栓之設計性能，因此錨栓安裝時混凝土之最短齡期訂為21天。

TCI與ACI台灣分會合作辦理混凝土授證測驗暨
化學錨栓施工人員測驗證書

姓名：

產業類別：

聯絡電話：

電子郵件：

	2013化學錨栓施工人員測驗科目
1	化學錨栓說明書(一)
2	化學錨栓說明書(二)
3	向下化學錨栓安裝程序說
4	鑽孔直式向上化學錨栓安裝程序說
5	斜孔式向上化學錨栓安裝程序說
6	化學錨栓拔出及剪力試驗

中國土木水利工程學會
理事長 李 坤 炎

簡報結束，敬請指教!!

陳逸宇結構技師