

鋼筋混凝土腐蝕對握裹力影響之研究

黃兆龍* · 張大鵬* · 王和源** · 邱英嘉*** 著

The Effect of Steel Corrosion on Bond Strength of Reinforced Concrete

C. L. Hwang*, T. P. Chang*, H. Y. Wang** and I. J. Chiou***

摘 要

本研究係針對鋼筋腐蝕後對握裹力影響之研究，試驗變數包括水灰比及防蝕處理等。研究分析顯示，當鋼筋間距大於4倍保護層厚度或其側向保護層大於2倍底部保護層厚度時，鋼筋腐蝕後混凝土之龜裂模式，可能呈放射狀剝落；反之，則呈片狀剝落現象。鋼筋因腐蝕之重量損失率與握裹強度成負效應，當重量損失達1.7%時，將危害結構物之安全性。以微觀檢測分析得知，握裹界面處有孔隙或鐵銹時易成為微裂縫之起源，此類微裂縫與骨材邊緣泌水生成氫氧化鈣層片狀晶體會影響到握裹效應。

關鍵字：鋼筋腐蝕、龜裂模式、握裹強度、放射剝落、片狀剝落

ABSTRACT

The study is mainly aimed at the effect of steel corrosion on bond strength of reinforced concrete. The parameters involved are w/c and corrosion prevention strategies, etc. The result indicated when clear distance between reinforced steel was over 4 times of concrete cover thickness or the lateral protective layer was over 2 times as concrete cover thickness, the crack pattern of concrete after corrosion would be radial fracture; if not so, it would be spalling fracture. The rate of weight loss and bond strength of corrosion was in inverse relation; hence, when weight loss rate was up to 1.7%, the structure safety would be damaged. Learning from the microstructure study, if there was a pore or rust in the bond interface, it was liable to be the source of micro crack. These microcracks and the calcium hydroxide crystal from bleeding in aggregate boundary would affect the bond stress.

keywords: Corrosion of reinforced steel, crack pattern, bond strength, radial fracture, spalling fracture.

一、前 言

鋼筋混凝土乃是多晶複合結構材料，其握裹強度的形成，係由於鋼筋與混凝土界面，以及混

* 國立台灣工業技術學院營建系教授、副教授

** 國立高雄工商專科學校土木科副教授

*** 私立南亞工專土木科講師

凝土中骨材與水泥漿界面的黏結作用。當外力作用於結構體時，由於多種界面顆粒的滑動，再加上混凝土本身係多孔易脆的材料，及鋼筋與混凝土本身由於材質的不同，在接著處先天上可能已有微隙裂縫之存在，如果再因施工品質不良、天候引起的熱脹冷縮、鋼筋本身材質變異、混凝土配比不當等種種因素，可能使鋼筋混凝土的各個界面間在受到外力作用後即產生許多微小滑移現象，當結構體承受力量後，使得該裂縫擴大，當裂縫處之滑動力量超過鋼筋與混凝土之黏著強度時產生滑移破壞之現象。鋼筋混凝土之握裹力，一般可視為一種剪應力，鋼筋與混凝土兩種材料彼此藉著此種力量，相互傳遞應力⁽²⁻⁶⁾。因此握裹力之微結構組織可分為化學粘結力、摩擦力及楔形作用力等三種機構。如圖 1(1)所示。

而一旦鋼筋產生腐蝕時，鋼筋表面將產生粉

化、剝落等現象，造成握裹力折損，此方面之資料在研究文獻中較少提及，因此難以估計鋼筋因腐蝕而產生強度減損之程度，更無法對結構物安全進一步評估，因此均有必要檢討鋼筋混凝土及握裹力之影響程度。

二、試驗計畫

本研究工作分兩部份，第一部分探討不同保護層厚度下，鋼筋腐蝕對混凝土龜裂模式之影響，第二部份則探討鋼筋腐蝕前後握裹力之消長。握裹強度試驗係參考 ASTM C-234 之規定，依照 ACI 配比設計理念，採用 0.4、0.6 及 0.8 三種水灰比之混凝土為基本控制試體（ $\phi 12 \times 24\text{cm}$ ），#4 光面及竹節鋼筋與用以包裝電纜之熱縮膜做為策略防蝕處理。並浸泡於 3% 濃度之人工海水溶液達一年，探討熱縮膜防蝕處理及鋼筋腐蝕程度對握裹強度折減效應。

三、鋼筋腐蝕後龜裂模式的探討及膨脹應力之推算

鋼筋未腐蝕前有很好的握裹力，腐蝕後因產生鬆散的腐蝕產物，而使握裹力降低。鋼筋腐蝕後混凝土外觀龜裂模式由實際觀察分析大致上分為片狀，如圖 2⁽³⁾及放射狀，如圖 3⁽³⁾，今針對相

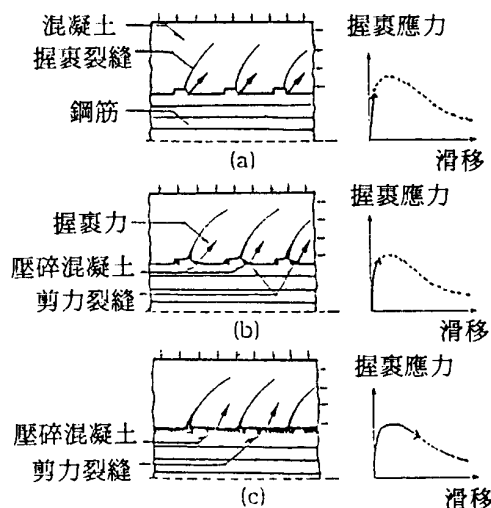


圖 1 鋼筋與混凝土界面握裹阻抗機構示意圖⁽¹⁾

- (a)鋼筋突緣的傾斜裂縫
- (b)混凝土之壓碎與剪力裂縫
- (c)混凝土逐漸的破壞

Fig. 1 The failure mechanism of bond between concrete and steel

- (a)diagonal crack
- (b)crushing and shear crack
- (c)post failure crack

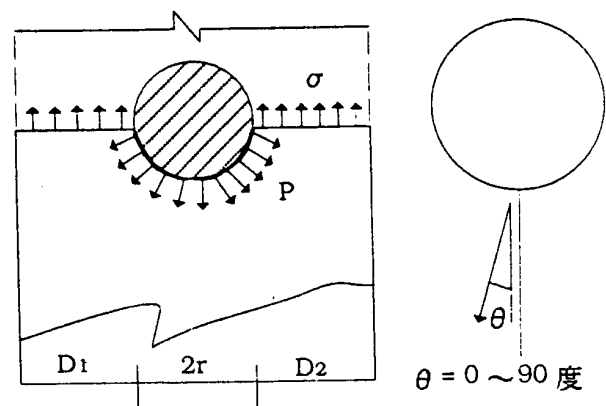


圖 2 片狀破壞模式(3)

Fig. 2 Splitting fracture pattern.

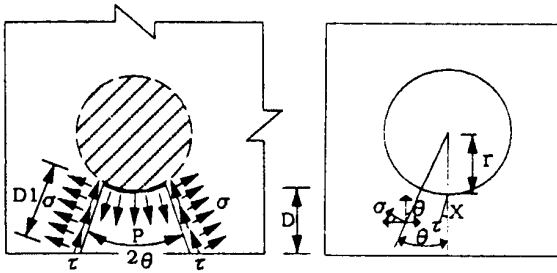


圖3 放射狀破壞模式(3)
Fig. 3 Radiate fracture pattern.

應破壞模式所淵生的應力行為加以探討⁽³⁾。

(一)當混凝土破裂成片狀剝落後(如圖2)

$$\begin{aligned}\sigma(D_1 + D_2) &= 2 \int_0^{\theta} p \cos \theta r d\theta \\ &= 2pr \\ &= 2(E\delta)(r) \\ &= 2\left(E \frac{\delta}{r}\right)(r) \\ \sigma &= \frac{2E\delta}{(D_1 + D_2)} \dots\dots\dots (1)\end{aligned}$$

式中：P 為鋼筋腐蝕膨脹所導致之應力；

D_1, D_2 = 鋼筋側向有效保護層厚度；

E = 混凝土楊氏係數；

δ = 混凝土徑向變形量；

r = 鋼筋半徑；和

σ = 混凝土抗拉強度。

(1)式表示鋼筋腐蝕時，任何膨脹量下混凝土承受的應力。

如果腐蝕衍生應力等於破裂應力 σ_{cr} 時，則此時之膨脹量為「臨界鋼筋膨脹量」(δ_{cr})時，則此時之膨脹量為「臨界鋼筋膨脹量」(σ_{cr})，如下：

$$(\delta_{cr})_1 = \frac{\sigma_{cr}(D_1 + D_2)}{2E} \dots\dots\dots (2)$$

(二)當混凝土成放射狀剝落後(如圖3)

假設破裂面自鋼筋中心成放射狀，則

$$\therefore (D_1)(\sigma \sin \delta + \tau \cos \theta) = \int_0^{\theta} p \cos \theta r d\theta$$

$$\therefore [(D+r) \sec \theta - r][\sigma \sin \theta + \tau \cos \theta] = pr \sin \theta = E\delta \sin \theta$$

$$\therefore \delta = \frac{[(D+r) \sec \theta - r][\sigma \sin \theta + \tau \cos \theta]}{E \sin \theta} \dots\dots\dots (3)$$

式中：D：保護層厚度；和

τ ：混凝土的剪力強度

因為混凝土的張力甚小一般為抗壓強度的1/10約18 kg/cm²，而且 θ 角甚小，故如果假設 $\sigma \sin \theta \rightarrow 0$ ，則(3)式可簡化為

$$\delta = \frac{\tau [D + r(1 - \cos \theta)]}{2E} \dots\dots\dots (4)$$

假定混凝土的抗壓強度 f'_c 為180 kg/cm²

又假設破裂模數為 $\sigma_{cr} = 2\sqrt{f'_c} = 26.83$ kg/cm²

楊氏模數(E) = 15,000 $\sqrt{f'_c} = 201.250$ kg/cm²

$D_1 + D_2 = 10 - 1.59 = 8.41$ cm則

當破壞成片狀時，產生龜裂的臨界膨脹量計算如下：

$$\begin{aligned}(\delta_{cr})_2 &= \frac{\sigma(D_1 + D_2)}{2E} \\ &= \frac{26.83(8.41)}{2 \times 201250} = 0.0056 \text{ mm}\end{aligned}$$

當破壞成放射狀時，產生龜裂同時的臨界膨脹量可估算如下：

假設剪力 $\tau = 0.53\sqrt{f'_c} = 7.11$ kg/cm²

假設從45°角方面破壞，即 $\theta = 45^\circ$ ，則臨界破裂膨脹是為

$$(\delta_{cr}) = \frac{D + (1.59/2)(1 - \cos 45^\circ)[26.83 \sin 45^\circ + 7.11 \cos 45^\circ]}{2 \times 201250 \times \cos 45^\circ}$$

當 D = 4 cm時， $(\delta_{cr})_2 = 0.0036$ mm；

D = 2 cm時， $(\delta_{cr})_2 = 0.0019$ mm；和

D = 1 cm時， $(\delta_{cr})_2 = 0.001$ mm。

在片狀破裂及輻射狀破裂機率均等的條件下，

$(\delta_{cr})_1 \doteq (\delta_{cr})_2$ 時，則 $D=6.41\text{cm}$

而 $(\delta_{cr})_1$ 時之鋼筋距混凝土側面為 4.2cm ，因此可判定當鋼筋距側面距離保護層較小於 1.5 倍底部保護層厚度時，可能導致片狀破壞模式，反之，成放射狀破壞模式，同理可推斷當鋼筋間距大於 4 倍保護層厚度時，破壞模式成放射狀，反之，成片狀。

四、鋼筋表面塗膜及鋼筋腐蝕對握裹力之影響

本研究中亦探討熱縮膜防蝕策略及腐蝕程度對混凝土握裹強度之影響，藉由巨觀力學及微觀界面，瞭解新材料使用於鋼筋防蝕及因鋼筋腐蝕對混凝土握裹強度之折減程度。

(一)熱縮膜鋼筋防蝕處理與握裹強度

實施防銹處理之鋼筋，如熱浸鍍鋅鋼筋或環氧樹脂粉體塗裝鋼筋等，在實務使用上均有其良好之功效⁽⁷⁾。將鋼筋成份調整或以不銹鋼製造鋼筋亦為鋼筋防蝕方法之一，唯鋼筋和異種成份材料接觸時易發生「伽凡尼腐蝕」(Galvanic Corrosion)，且不銹鋼價格比一般鋼筋貴 $7\sim 8$ 倍，不符實用原則。本研究嘗試以新材料及可能廣泛性為原則，採用包護電纜之熱縮膜具有阻斷結構體外部侵入的鹽份及混凝土材料中的鹽份，

如此即使混凝土產生龜裂時亦能有效地阻滯有害性物質滲透，若使用於張力構件時，可由以下握裹試驗加以說明其功效。

採用熱縮膜表面處理之鋼筋澆置在混凝土圓柱試體後在水中養護 28 天，隨即浸泡於人工海水中，一年後其握裹強度之變化、裂縫型態及破壞型式，如表 1 所示，鋼筋電位與握裹強度並無明顯關係，此現象可能係因鋼筋與鋼面處理技術的問題，且電位僅能提供判斷腐蝕與否之指標，無法精確估計腐蝕量，不宜用於評估局部鋼筋腐蝕的問題。由圖 4 可知， $W/C=0.4$ 比 $W/C=0.6$

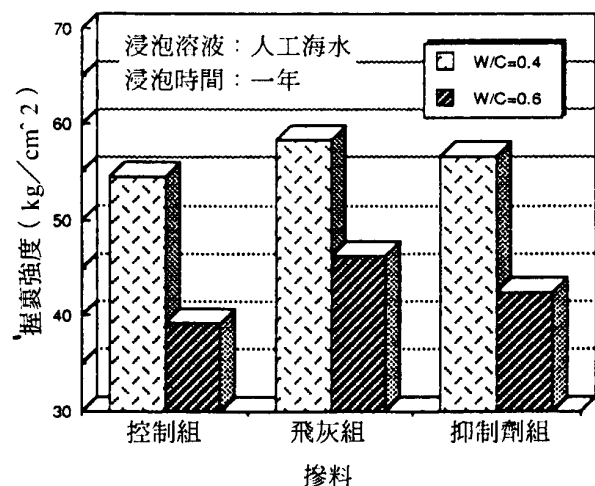


圖 4 混凝土水灰比及摻料因素下熱縮膜表面處理鋼筋之握裹強度變化

Fig. 4 The difference in bond strength of coated steel reinforced concrete with different w/c and admixtures.

表 1 鋼筋腐蝕對混凝土握裹強度及破壞型式之影響

Table 1 The effect of steel corrosion on the bond strength and fracture pattern of concrete.

鋼筋型式 工程性質	腐蝕前			腐蝕後		
	光面鋼筋	竹節鋼筋 + 熱縮膜	竹節鋼筋	竹節鋼筋		
重量損失 (g/m)	0	0	0	23.25	32.5	42.5
腐蝕率 (%)	0	0	0	2.29	3.29	4.27
滑脫量 (mm)	4.5	5.0	15.0	11.0	7.0	5.0
最大裂縫寬度 (mm)	0	0.72	1.85	1.76	1.06	0.75
握裹強度 (kg/cm²)	16.37	33.38	80.80	70.31	64.31	61.28
破壞型式	鋼筋光滑 平 移	熱縮膜嚴 重 破 損	混凝土面 擠壓破壞	鏽層附著 混凝土面	鏽層附著 混凝土面	鏽層附著 混凝土面

混凝土之握裹強度之混凝土亦呈較高握裹強度有顯著貢獻，因較高抗壓強度之混凝土亦呈較高握裹強度之趨勢，低水灰比能提供較多之 C-S-H 膠結產物，提高界面化學附著力，且不易在鋼筋竹節處因浮水形成孔隙。添加飛灰之混凝土因波索蘭反應晚期較完全，雖浸泡於人工海水溶液中 1 年時間，其握裹強度仍明顯高於控制組及抑制劑組試體，顯示飛灰混凝土在浸泡區的海洋環境中有較佳之耐久性，如圖 5 所示。W/C=0.6 之混凝土經一年海水侵蝕後，其握裹強度的成長與齡期 28 天強度比較，其成長率對控制組、飛灰組及抑制劑組試體各為 18%、37%、27%，充分證明飛灰使用於海域環境之適用性。

研究過程中，發現包裝鋼筋之熱縮膜於拉拔過程中嚴重破損，此現象係混凝土與熱縮膜藉由水化產物將兩者固結在一起，鋼筋受拉拔時，必須突破鋼筋竹節突緣外的凹陷處之混凝土，因而造成熱縮膜破損。此行為反映出熱縮膜材料若使用於較大變形之張力構件時，可能因本身破損而造成鋼筋局部腐蝕，更加重「孔蝕」腐蝕（Pitting Corrosion）現象。且其破壞裂縫型式，皆為「片狀破壞」，係因圓柱試體之保護層厚度僅

為 5.4cm，顯示混凝土保護層厚度不足時束制能力較低，不會呈放射狀破壞型式，此更進一步說明在海域環境防蝕考量上，必需有足夠之保護層厚度。

(二) 鋼筋腐蝕與握裹強度

由表 1 為 0%、2.29%、3.39%、4.27% 四種腐蝕程度與握裹強度之關係及破壞型式，鋼筋腐蝕後對握裹強度造成不利之影響，由圖 6 之迴歸公式推算腐蝕率 17% 時，鋼筋將對結構物安全性造成危害。光面鋼筋的握裹力來自表面之摩擦阻力，而竹節鋼筋則除表面的摩擦阻力外，竹節突緣與混凝土間的阻力亦是竹節鋼筋握裹力的主要來源。由表 1 可發現，光面鋼筋之握裹強度僅及竹節鋼筋之 20%，經熱縮膜包裝後之竹節鋼筋其握裹強度折減 1.42 倍，因包裝熱縮膜之鋼筋形成類似光滑圓鋼，節高縮減約 40~50%，降低與混凝土之附著力，顯示熱縮膜若使用於拉力構件並不適用，且由破壞型式亦可看出，熱縮膜因鋼筋拉脫過程中而遭嚴重破損，因此必須考慮採用末端彎鉤的策略及更堅韌之彈性膠膜材料。

鋼筋未腐蝕前能夠提供良好的握裹力，但腐蝕後隨著腐蝕程度增加，鋼筋銹層加厚，在銹層

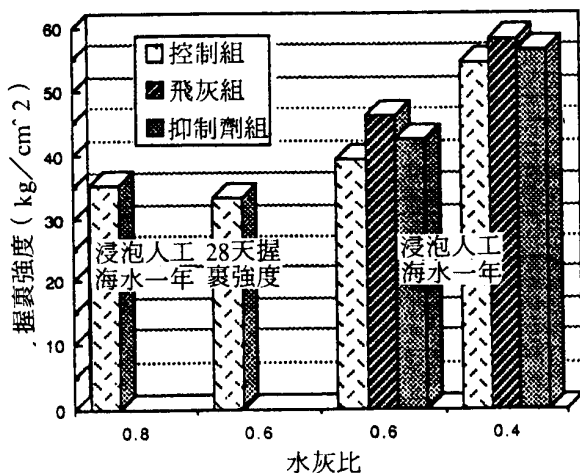


圖 5 熱縮膜防蝕處理之鋼筋混凝土握裹強度比較圖
Fig. 5 The bond strength of coated steel reinforced concrete of different admixture, w/c and under severe exposure condition.

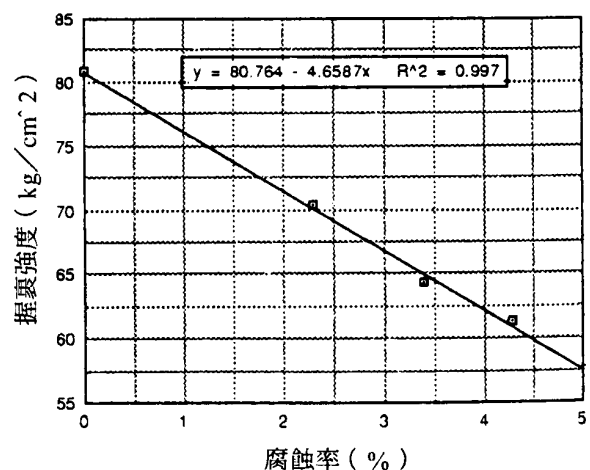


圖 6 鋼筋腐蝕與混凝土握裹強度之關係
Fig. 6 The relationship of corrosion rate of reinforced concrete and bond strength.

與鋼筋本體間形成弱面，混凝土中形成內應力，使混凝土圍束力降低。當鋼筋受拉拔力量時，即由此界面形成破壞，由表 1 之結果顯示，銹層附著於混凝土界面上，而由銹層與鋼筋本體弱界面造成滑脫。因鋼筋經腐蝕後生成體積比原體積大約 6~7 倍之 $\text{Fe}(\text{OH})_3 \cdot 3\text{H}_2\text{O}$ 氧化物，因此在混凝土與鋼筋界面形成巨大內應力，此刻保護層如果厚度不足以抑制，則會產生爆開之現象。腐蝕產物因組織鬆散，亦無法在混凝土與鋼筋間，提供一個良好握裹環境。圖 7 顯示，混凝土滑脫量隨握裹強度增加而增大，而鋼筋最大裂縫寬度量亦呈相同趨勢，此現象說明強度較高之混凝土，其破壞時瞬間釋放能量較大，當腐蝕程度愈嚴重時，銹層厚度愈大，此時銹層能部份分擔混凝土所需消耗之能量。另因竹節突緣由於腐蝕而減少節高，相對地腐蝕後竹節突緣降低了可能造成鋼筋周圍混凝土的壓碎或劈裂。

(三) 握裹界面的顯微觀測

如果鋼筋因混凝土有微裂縫以致暴露於空氣中而產生銹蝕時，則將因碳化作用以致體積膨脹加速鋼筋與混凝土界面裂縫的產生。如圖 8 所示在骨材邊緣容易集結氫氧化鈣之層片狀晶體，以致在壓力作用下會有應力集中現象，並有多種

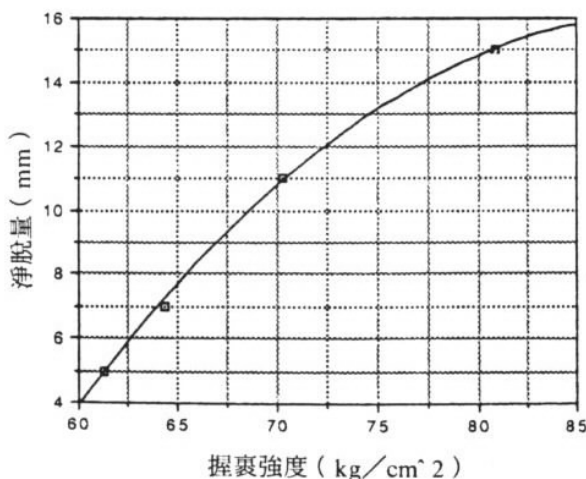


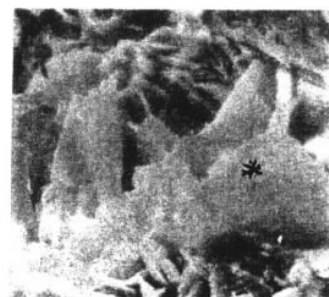
圖 7 混凝土握裹強度與滑脫量及最大裂縫寬度之關係

Fig. 7 The relationship of bond strength and slippage of steel.

的水化生成物，包括如由分子鍵支配似托伯莫萊土 (Tobermorite) 之 C-S-H 膠體，當水分變動時易產生收縮或脹大現象，在外力作用下產生內部滑動而變形，以致使強度減低，孔隙增加；造成耐久性減低的氫氧化鈣 (CH) 成分，此界面微觀結構印證 Mehta(8) 所述水化初期的 CH 連續層呈不規則六角形堆積於界面孔隙處；而 C-S-H 膠體則多填充於 CH 連續層外側之空間上，因此由較脆落的骨材與水泥漿間的界面造成裂縫，降低界面抵抗滑動的能力，進而可能影響強度及潛變的抵抗力。

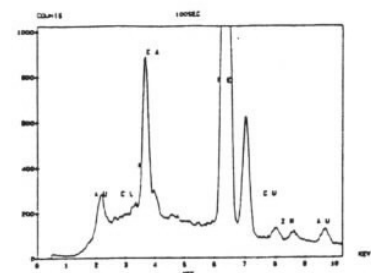


(1) $\times 390$



(2) $\times 1000$

- △ C-S-H gel
- Ettringite
- ※ 界面鐵銹



(3) 為 (2) 之 EDAX

圖 8 鋼筋混凝土握裹界面之顯微晶相圖

Fig. 8 The micrographs and EDAX of the interface between concrete and steel.

五、結論與建議

(一)結論

1. 鋼筋腐蝕後混凝土龜裂模式：當鋼筋的間距大於4倍保護層厚度；或其側向保護層厚度大於2倍保護層厚度時，可能成放射狀剝落，反之，成片狀剝落現象。
2. 熱縮膜包裝鋼筋能有效阻滯有阻斷有害物質侵入，惟其握裹強度將折減，熱縮膜應用於較大變形量之張力構件，易因拉伸過程中，造成護膜破損而形成鋼筋面部腐蝕問題。
3. 鋼筋重量損失與握裹強度成負斜率關係，當重量損失率達17%時，其握裹強度趨於0。若以握裹強度折減10%為極限容許值，則當重量損失率達1.7%以上時，將對結構物安全性造成危害。
4. 鋼筋受力狀況下，握裹力之影響可藉微觀結構加以詮解。

(二)建議

1. 鋼筋混凝土握裹力要求，依使用部位及條件而有差異，至於動態載重狀況下是仍然一樣，則仍待進一步研究。
2. 如果工地現場有鋼筋腐蝕時，則需有適當

防蝕策略保護，以減少因握裹力減低而危害結構物安全性。

參考文獻

1. Soroushian, P., and K. B. Choi., "Local Bond of Deformed Bars with Different Diameters in Confined Concrete", ACI Structural Journal, V. 86, No. 2, Mar.-Apr. (1989).
2. Lutz, L. A. and P. Gergly, "Mechanics of Bond and Slip of Deformed Bars in Concrete", ACI Journal, Vol. 64 November (1976).
3. 黃兆龍、董榮進、李清俊、郭昭宏、釋俊仁，「混凝土中鋼筋腐蝕行為研究」，第四屆技術及職業教育研討會，第1313-1318頁，高雄（1974）。
4. Fintel, M., Handbook of Concrete Engineering, Van Nostrand Reinhold Company (1974).
5. Winter, G. and A. H. Nilson, Design of Concrete Structures, 9th edition, McGraw-Hill, N. Y. (1980).
6. 黃玉麟、顏聰、劉玉雯，「高溫作用後鋼筋混凝土之握裹能力」，中國土木水利工程學刊，第四卷，第一期，pp. 71-76 (1992)。
7. Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 31889) and Commentary-ACI 318R-89, ACI 318, American Concrete Institute, Detroit (1989).
8. Mehta, P. K., Concrete: Structure, Properties, and Materials, Prentice-Hall Inc., Englewood-Cliffs, N. J. (1986).