

# 火害下高強度螺栓接合之行為與設計

楊國珍、許瓊芳

國立高雄第一科技大學 營建系

## 1. 前言

高強度螺栓接合為鋼結構工程中普遍採用之接合型式，雖然自 1960 年代[1]開發以來已進行深入之研究，並據以建立設計規範，但對於高溫下高強度螺栓接合之受力行為之瞭解仍嫌不足，導致火災時，螺栓接合處之破壞時有所見。如 911 事件中[2]，紐約世貿群樓即有多處發現主梁剪力處接合板撕裂現象。螺栓接合之破壞，輕微者局限在接合處之局部破壞；嚴重者則可能造成整體結構體高溫下之崩塌，不容輕視。為避免鋼結建築火災時因結螺栓接合處破壞而導致結構物坍塌或人民生命財產之損失，本文彙整近年高溫下高強度螺栓接合之研究成果，說明高強度螺栓火害下之受力行為，並提出高溫下螺栓接合強度之設計方法。

## 2. 常溫下高強度螺栓之設計

高強度螺栓接合與一般螺栓接合最大差異在於高強度螺栓安裝時須確保到達其所需之預拉力，而此預拉力使高強度螺栓的受力行為分為兩階段，第一階段，利用螺栓安裝時之預拉力夾緊鋼板，提供鋼板間之摩擦力以抵抗接合處所承受之剪力；螺栓滑動後即進入第二階段之承壓行為，此時，接合處以螺栓及鋼板接觸面之承壓應力抵抗接合處之剪力。

鑒於高強度螺栓具有兩個階段之力量傳遞機制，因此現行極限設計法

規範[3]依力量傳遞方式將高強度螺栓之接合分為摩阻型接合(slip critical)與承壓型接合(bearing type)兩種設計模式。採用摩阻型接合(slip critical)設計時，以鋼板間之摩擦力抵抗接合處之剪力，當剪力超過鋼板間摩擦力螺栓產生滑動時，即達到摩阻型接合接合之極限狀態，但螺栓及鋼板本身均未發生破壞。採用承壓型接合設計時，以螺栓及鋼板接觸時所產生之承壓應力抵抗剪力，當接合處螺栓發生剪斷或螺栓之承壓破壞，或鋼板撕裂、螺栓孔變形、或鋼板斷裂等任一現象時，視為達到承壓式接合之極限狀態。

現行極限設計法規範即依據接合處之力量傳遞機制及其極限狀態下之破壞模式，作為強度設計之依據，如式(1)~(5)所示[3]:

係數化載重下之摩阻型螺栓

$$R_n = \phi_{str} 1.13 \mu T_b N_b N_s \quad (1);$$

$$\text{螺栓剪斷 } R_n = \phi_u dt F_u \quad ; \quad (2)$$

$$\text{鋼板全斷面降伏 } R_n = \phi_y A_g F_y \quad ; \quad (3)$$

$$\text{鋼板淨斷面斷裂 } R_n = \phi_t A_e F_u \quad (4)$$

變形為考慮之設計因素時鋼板承壓破壞

$$R_n = \phi_b 1.2 L_c t F_u \leq \phi_b 2.4 dt F_u \quad (5)$$

其中，式(1)~(5)中， $R_n$ 為設計標稱強度， $\phi_y$ 、 $\phi_u$ 、 $\phi_b$ 分別為各種破壞模式所對應之強度折減係數， $F_y$ 及 $F_u$ 分別為鋼板降伏及抗拉強度， $A_g$ 、 $A_n$ 、 $A_e$ 則代表鋼板全斷面積、淨斷面積、及有效淨斷面積， $U$ 為考慮剪力遲滯效應(shear lag)之折減係數， $d$ 及 $t$ 則為螺栓直徑及鋼板板， $A_g$ 為鋼板全斷面

積， $A_e$  為鋼板淨斷面積， $L_c$  為螺栓淨邊距， $s$  為沿受力方向兩顆螺栓中心間距。

值得注意的是，雖然現行 AISC-LRFD[4]規範中，承壓型螺栓又分為安裝時須達預拉力及未達預拉力兩種模式，但國內現行鋼結構設計[3]及施工規範[5]對於高強度螺栓接合在螺栓規格與安裝方法不因採用摩阻型或承壓型設計而異，且安裝時皆須符合規範最小預拉力之要求，摩阻型或承壓型接合二者僅在設計強度上有所差異。此外，為避免接合處之脆性破壞，接合處的設計則以鋼板全斷面降伏、螺栓滑動、鋼板承壓破壞、鋼板淨斷面斷裂、螺栓剪斷之先後次序為宜。

### 3. 高溫下高強度螺栓接合之受力行

高溫下，螺栓安裝時所施加之預拉力可能受高溫下螺栓與鋼板膨脹量不同而改變；再加上鋼板隨溫度軟化，強度與勁度降低，可能影響螺栓接合處之受力行為及其破壞模式，本節即針對溫度對螺栓剪力強度，鋼板承壓強度、及斷裂強度等破壞模式進行討論，並提出高溫下高強度螺栓設計之建議。

#### 3.1 溫度對螺栓剪力強度之影響

國內工程界普遍使用之高強度螺栓為 CNS 之 F10T、S10T 及美規之 ASTM A325、A490，歐洲則以 HSB 8.8、HSB10.9 為主。表 1 所列為歐、

美、日各國及筆者試驗所得之高強度螺栓隨溫度增加之剪力強度折減係數，其中 BS5950[6]規範中高強度螺栓之折減係數為 Kirby[7]針對歐洲規格 HSB 8.8 高強度螺栓所進行之高溫下剪力強度試驗所得；AIJ[8]則採用 F10T 高溫試驗值之 80%作為規範建議之設計值；表列文獻[9]中之強度折減係數則為筆者進行高溫試驗結果強度折減之平均值。由於筆者亦採用 F10T 高強度螺栓進行高溫試驗，故高溫下試驗所得之 80%高強度螺栓折減係數與 AIJ[8]所列者相近；而雖然 F10T 螺栓與歐規之高強度螺栓規格不同，但因材料強度及製程相近，故試驗所得高強度螺栓在高溫下剪力強度亦具有相近之折減趨勢。

表 1 高溫下螺栓剪力強度折減係數

Temp. (°C)	BS 5950 [6]	Eurocode 3 [10]	AIJ [8]	文獻[9]	文獻[9]x0.8
30	0.800	1.000	1.00	1.00	1.00
100	0.776	0.968	1.00	-	-
150	0.767	0.952	1.00	-	-
200	0.757	0.935	1.00	-	-
250	0.707	0.919	0.89	-	-
300	0.683	0.903	0.78	0.95	0.76
350	0.661	0.839	0.67	-	-
400	0.638	0.775	0.56	0.68	0.54
450	0.577	0.663	0.44	-	-
500	0.498	0.550	0.33	0.49	0.39
550	0.394	0.385	0.22	0.34	0.27

600	0.302	0.220	0.16	0.25	0.20
650	0.215	0.160	0.10	-	-
700	0.149	0.100	0.05	-	-
750	0.102	0.084	0	-	-
800	0.057	0.067	0	-	-

進行螺栓接合設計時，一般均假設每顆螺栓受力均勻，由筆者研究結果顯示[10]，在強度折減方面，在 500°C 及 550°C 時，螺栓配置型式不同，接合處強度之差異不到 10%。但值得注意的是，採用單排多顆螺栓之配置型式將使導致接合處變形量之增大，如圖 1 所示，不論常溫或高溫下，採用單排四顆栓(B14)之配置時，螺栓接合到達極限強度之變形量均大於採用雙排兩顆栓(B22)之配置。因此，若變形為結構整體設計之考量因素時，除接合處之強度，另需注意螺栓群之幾何配置。

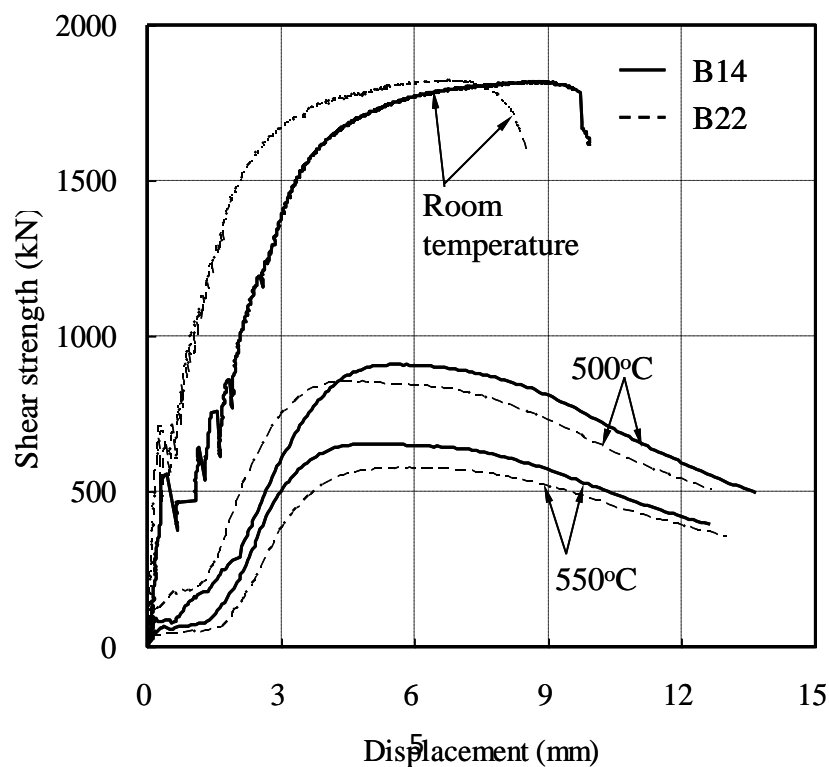


圖 1 常溫及高溫下 4 顆螺栓之受力-變形曲線[9]

### 3.2 溫度對摩阻型螺栓接合受力行為之影響

摩阻型螺栓接合之設計強度與螺栓安裝時施加之預拉力息息相關。依據方朝俊[11]針對高溫下摩阻式螺栓接合之研究結果得知，螺栓安裝時之預力隨著溫度上升而下降， $200^{\circ}\text{C}$  及  $400^{\circ}\text{C}$  時，螺栓之預拉力略有提升，分別增加 16% 及 6% 之預拉力；在  $600^{\circ}\text{C}$  及  $800^{\circ}\text{C}$  時，螺栓之預拉力僅為初始預力之 13% 及 3%，如圖 2 所示[11]。高溫下高強度螺栓因預力鬆弛而產生滑動現象，由高溫下抗彎矩構架中梁柱接合區，鋼梁腹板與剪力連接板螺栓產生滑動之現象應證[12]。

由於溫度高於  $400^{\circ}\text{C}$  後，螺栓之預力鬆弛現象非常明顯，螺栓接合無法仰賴鋼板間之摩擦力抵抗外力，因此，高溫下螺栓接合必須以螺栓及接合板直接接觸之承壓行為作為主要之力量傳遞機制。

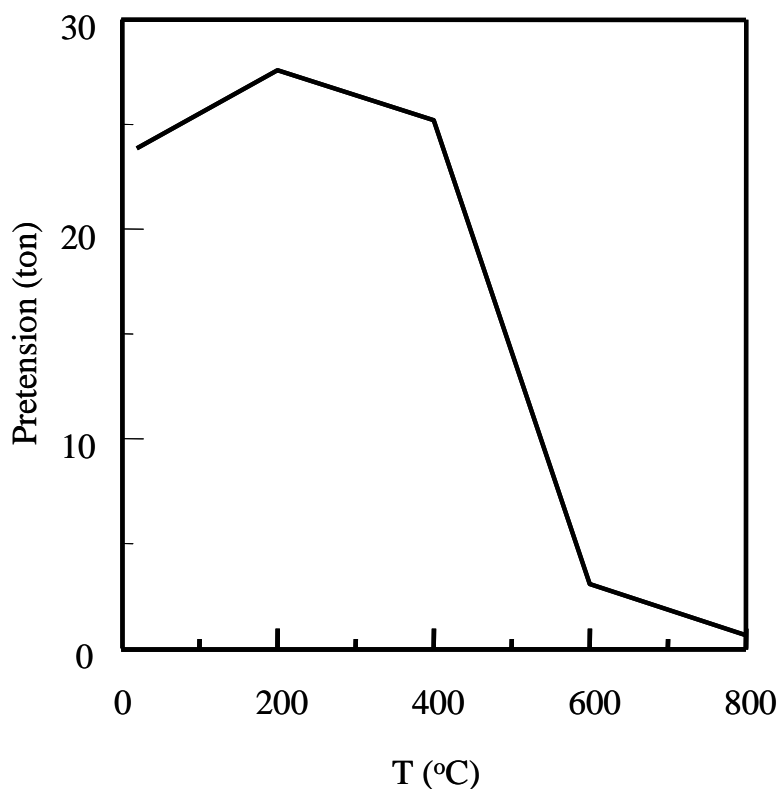


圖 2 溫度對高強度螺栓預拉力之影響 [11]

### 3.3 溫度對承壓型螺栓接合受行為之影響

螺栓採用承壓型接合設計時，以螺栓與鋼板接觸之承壓應力抵抗外力，接合處可能因接合板邊距不足而產生邊距撕裂，或因螺栓孔周圍鋼板承壓強度不足導致螺栓孔變形[13]。現行極限設計法設計規範[3]在承壓型螺栓設計強度上主要依據 Fisher 等人[1]所建議的鋼板剪力撕裂模型為基礎，惟自 2005 年起 AISC 將邊距( $L_e$ )採用 Yura 等人[14]的研究以螺栓孔淨距( $L_c$ )取代螺栓邊距( $L_e$ )，如式(1)所示。而式(1)基本上是考慮接合板由鋼板邊距處撕裂到鋼板承壓破壞之極限狀態。

當螺栓孔周圍鋼板之變形需考慮時:

$$R_n = \phi_b 1.2L_{ct}F_u \leq \phi_b 2.4dtF_u \quad (1)$$

其中， $\phi_b 1.2L_{ct}F_u$  代表鋼板邊距撕裂強度， $\phi_b 2.4dtF_u$  代表螺栓孔周圍鋼板承壓強度。

綜合言之，常溫下承壓型螺栓接合設計強度除鋼板之抗拉強度外，另受接合板斷面積及接合板邊距、螺栓間距與板厚影響。

#### (a). 最小邊距與剪力撕裂強度

現行設計規範在螺栓接合之設計上已有最小邊距之規定，如現行設計規範[3、4、10]對於採用軋壓邊或熱切割邊之鋼板或型鋼最小邊距的規定為 1.25 倍的螺栓直徑；歐洲規範 Eurocode 3 [10]則是以 1.2 倍螺栓孔徑為最小邊距之限制。但此規定源自於避免接合板在鑽孔的過程因螺栓邊距不足而直接導致鋼板邊距撕裂，並未考慮火場中因鋼板強度不足而撕裂之現象。由於火災後現場常見梁、柱剪力接合處或梁與梁剪力接合處，接合板邊距撕裂而使接合桿件分離的現象，故應檢討溫度對最小邊距之影響，避免因接合板邊距撕裂導致單一樓層，甚至整體結構之崩塌。

研究顯示[15]，高溫下接合板邊距採用 1.5 倍螺栓直徑時，螺栓孔承壓強度折減較大，500°C 時之承壓強度約為常溫強度之四成，且可能發生邊距撕裂之現象，如圖 3(a)。當邊距( $L_e$ )增加至 3 倍螺栓直徑後，500°C 強度可



提高至常溫強度之五成，且當接合強度下降至極限強度的七成時仍不致發生邊距撕裂之情形，如圖 3(b)。

表 2. 高溫下不同邊距之螺栓孔承壓強度折減係數

溫度 (°C)	螺栓孔邊距	
	1.5 d	3.0 d
室溫	1.00	1.00
300	0.93	1.05
400	0.66	0.83
500	0.42	0.53
550	0.36	0.50
600	0.34	0.37
650	0.29	0.29

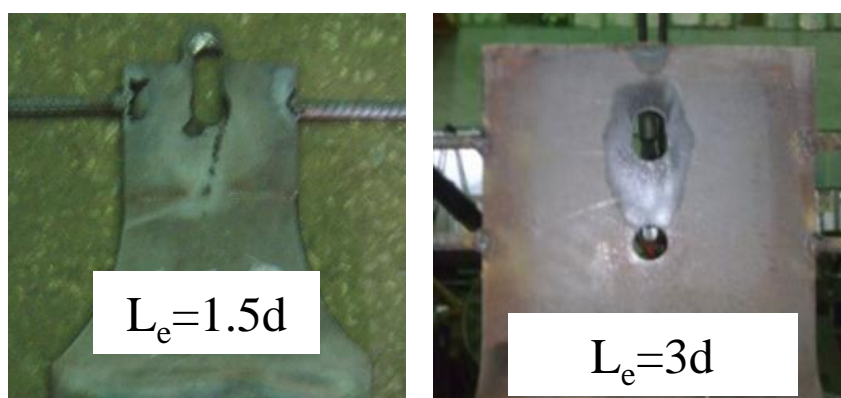


圖 3 500°C 下不同邊距接合板破壞模式[15]

此外，無論常溫及高溫下，螺栓孔承壓強度均隨著螺栓邊距之增加而近乎線性增加至四倍螺栓直徑。但當螺栓孔邊距大於四倍螺栓直徑後，增加邊距對接合板承壓強度之貢獻可忽略。在相同邊距下，鋼板正規化承壓強度增加之比例受溫度影響之差距不到 6.0%。此亦顯示，高溫下螺栓孔承壓強度與鋼板之抗拉強度亦呈正比。

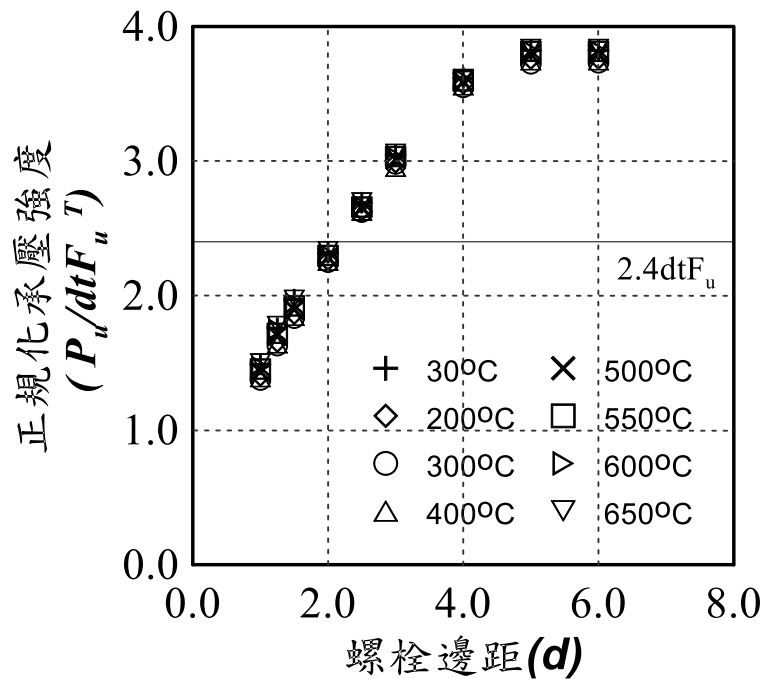


圖 4 高溫下螺栓邊距與正規化承壓強度之關係[16]

在強度的預估方面，由試驗數據顯示[16]，常溫下邊距 1.5 倍螺栓直徑之試體，其極限強度已接近承壓強度之極限值  $287 \text{ kN} (=2.4dtF_u)$ ，約為剪力撕裂強度  $144 \text{ kN} (=1.2L_c t F_u)$  之 1.9 倍。隨著溫度升高，極限強度逐漸接近剪力撕裂強度； $500^\circ\text{C}$  時，試驗值與規範值  $(1.2L_c t F_u)$  僅差 6%，如圖 5 所示。因此，若直接沿用現行常溫設計規範時，對於常溫及高溫下設計公式所提供之安全性並不一致。

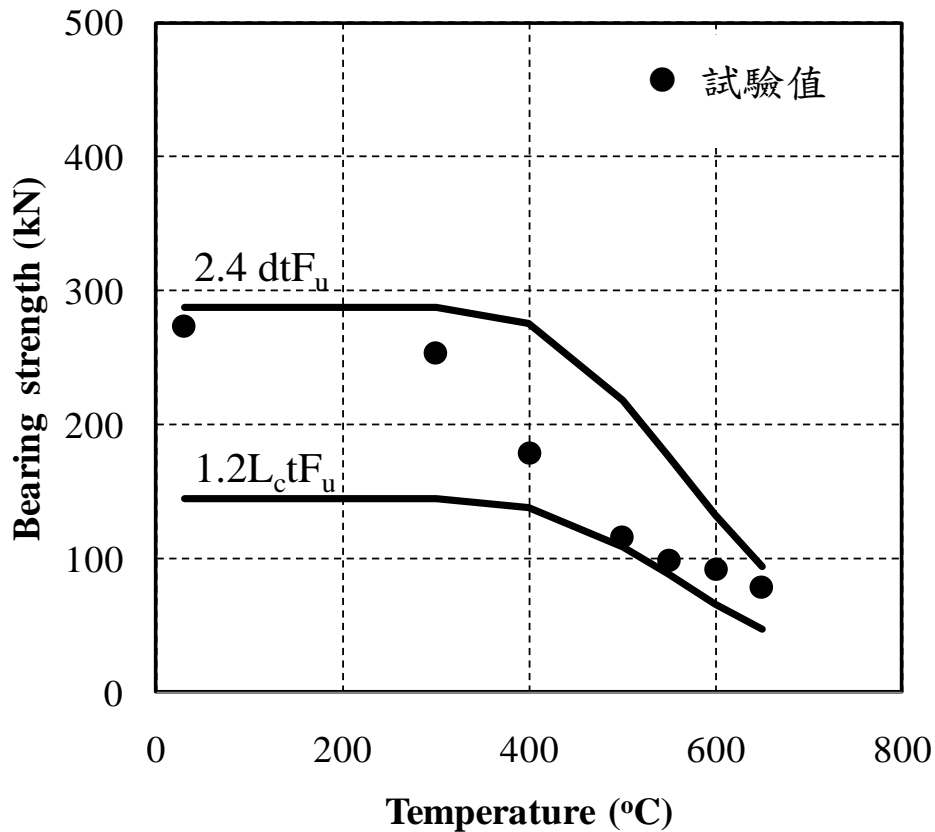


圖 5 高溫下邊距 1.5d 試驗值與規範值之比較 [16]

### (b). 螺栓孔變形強度

在螺栓孔變形之破壞方面，試驗結果證實[16]，常溫下承壓強度之極限值( $2.4dtF_u$ )為保守之強度預估值。當螺栓邊距及間距均為 3 倍螺栓直徑時，試驗所得之接合板承壓強度較規範之極限值高約 20%~40%。然而 500°C 下，規範之極限值則與試驗值之差距減小 3~13%。因此，若直接沿用現行常溫設計規範計算高溫下螺栓孔承壓變形之強度，對於常溫及高溫下之接合設計，無法提供一致之安全度。

由於不同溫度下螺栓接合受力行爲之試驗數據相當缺乏，在無其他試驗數據足以比對前，建議以四倍螺栓直徑(4d)作為邊距剪力撕裂與螺栓孔承壓變形之分界；邊距小於四倍螺栓直徑(4d)時，鋼板承壓強度與邊距  $L_e$  成正比，邊距大於四倍螺栓直徑時，則考慮螺栓孔變形之破壞強度；另外，比照過去容許應力設計法中取承壓強度八成之保守值計算[17]，如式(5)所示。

$$R_n = \phi_b 0.8 L_e t F_u \leq \phi_b 3.2 d t F_u \quad (5)$$

### 3.4 溫度對鋼板張力斷裂行爲之影響

接合板承受拉力時之設計須考慮全斷面降伏與淨斷面斷裂兩種極限狀態[3]，如式(3)、(4)所示；

$$\text{全斷面降伏 } R_n = \phi_y A_g F_y \quad (3)$$

$$\text{淨斷面斷裂 } R_n = \phi_u A_e F_u = \phi_u U A_n F_u \quad (4)$$

研究結果顯示[16]，只需採用高溫下鋼材材料性質，即可直接引用現行常溫下設計規範，式(4)，預估高溫下鋼板在高溫下鋼板淨斷面斷裂之強度，如圖 6 所示。而對於影響接合板張力強度之參數，如螺栓數目、剪力延遲效應、斷面積大小在高溫下對接合板強度之影響則說明於后。

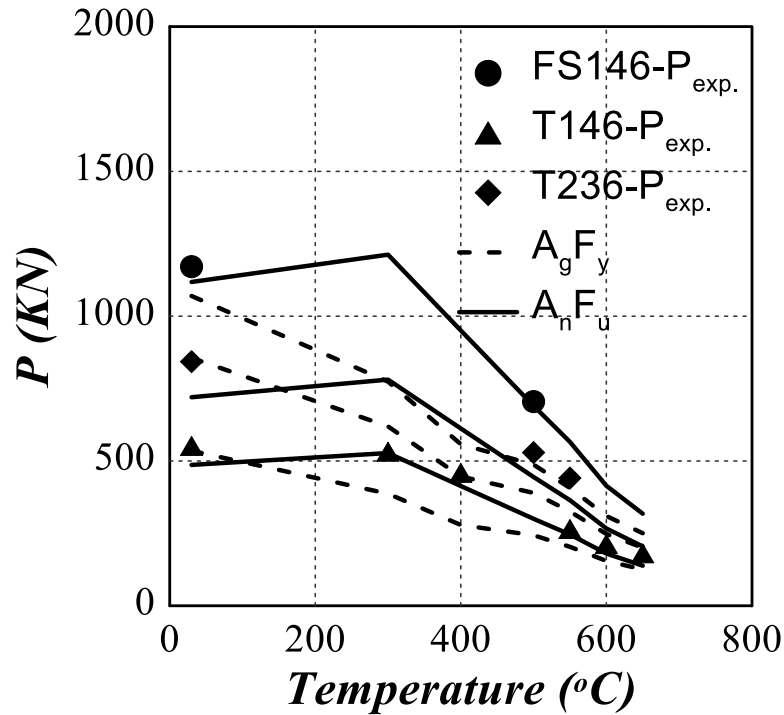


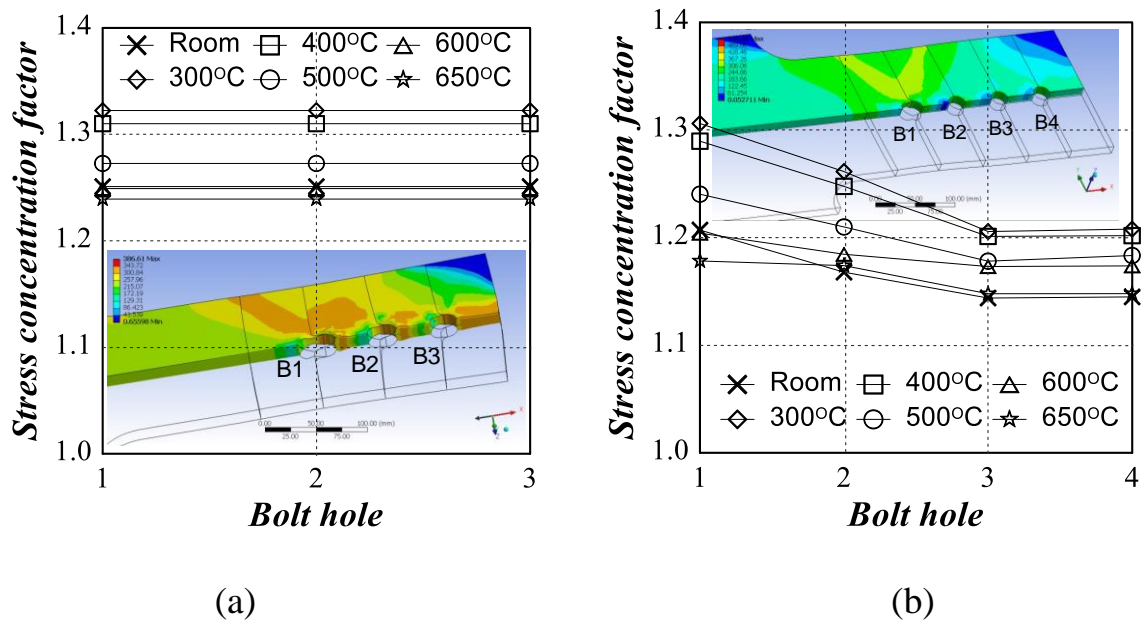
圖 6 鋼板淨斷面斷裂試驗強度與規範值之比較 [16]

#### (a). 螺栓數目與剪力延遲效應

實務上，螺栓接合普遍為相當數量的螺栓所組成之螺栓群，螺栓群中因接合板與兩側連接板間變形不一致，往往導致應變集中在端部螺栓孔，形成所謂的剪力遲滯效應(Shear lag effect)。由於剪力遲滯效應之存在，使得單一顆螺栓之行為可能無法代表螺栓群之行為[18]。現行設計規範[3]對於常溫下載重經由螺栓傳遞到構材的部分斷面時以折減係數  $U$  做為考慮剪力延遲效應之依據；其中， $U$  值之決定除可依據規範 4.3 節[3]之規定外，亦可採用 Munse 及 Chesson[3]之建議公式。對於接合處沿應力方向每行僅有兩顆螺栓者依據規範 4.3 節之規定， $U$  值取 0.75；若為三顆螺栓或螺栓數大於三顆以上者，依斷面型式不同  $U$  值取 0.85 或 0.90。換言之，規範對於接

合處之應力集中效應最大值介於  $1(U=1.0) \sim 1.33(U=0.75)$ 。值得注意的是，對於載重經由螺栓直接傳遞到構材之全斷面之接合型式，則不需考慮剪力延遲效應進行斷面積之折減；因此，對於載重經由螺栓直接傳遞到鋼板時屬於構材之全斷面接合，此時有效淨斷面積( $A_e$ )等於淨斷面積度( $A_n$ )， $U$  值取 1.0。

圖 7 為兩種不同斷面( $A_n/A_g=0.885$ )分別採用三顆及四顆螺栓接合時，螺栓所受應力集中效應之比較；圖中縱軸之應力集中係數為螺栓孔正向應力與平均應力之比值( $\sigma_{nor.}/\sigma_{ave.}$ )。



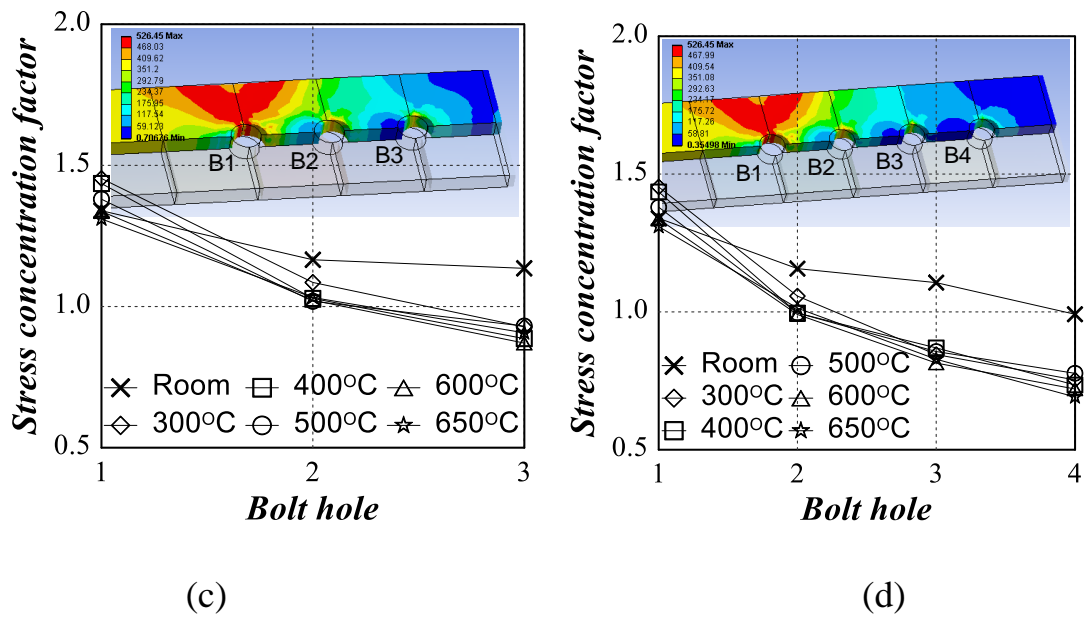
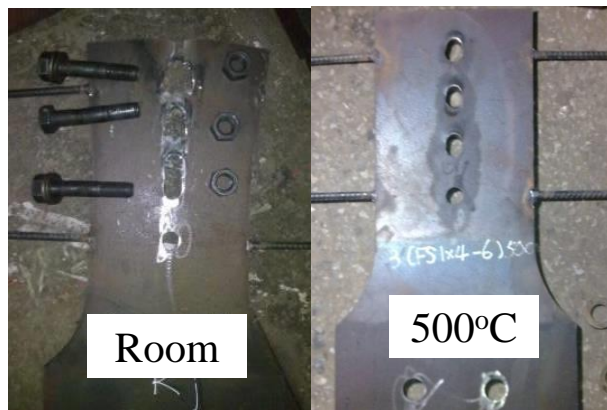


圖 7 螺栓接合應力集中係數之比較: (a).三顆螺栓( $A_n/A_g=0.885$ ) ; (b).四顆螺栓 ( $A_n/A_g=0.885$ ) ; (c).三顆螺栓( $A_n/A_g=0.77$ ) ; (d).四顆螺栓( $A_n/A_g=0.77$ ) [16]

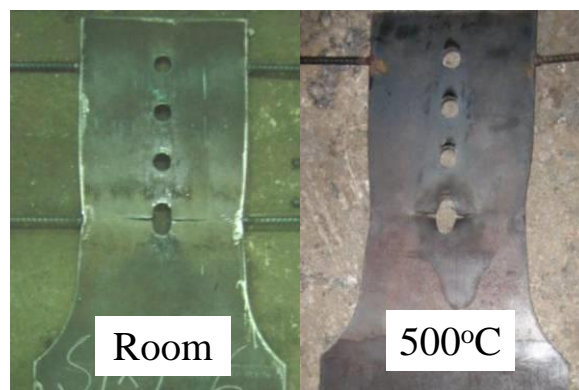
圖 7 顯示，接合處斷面積較大時( $A_n/A_g=0.885$ )，採用三顆螺栓之接合，各螺栓孔之應力集中效應僅因溫度不同而異；且高溫下，螺栓孔之應力集中係數隨溫度上升而下降。而螺栓數目增加至四顆之接合，端部螺栓孔(B1)之應力效應較其他螺栓孔顯著，且集中之應力依序自 B1 螺栓孔向 B4 螺栓孔遞減。在螺栓接合之到達極限強度時，螺栓孔四週鋼板均已進入塑性階段；相同溫度下，端部螺栓孔(B1)之應力集中效應與其他螺栓孔之差異不到 10%。換言之，高溫下經由四顆螺栓直接傳遞載重時，螺栓接合有效淨斷面積( $A_e$ )與淨斷面積度( $A_n$ )間的差異小於 10%。因此，依現行規範，當載重經由螺栓接合直接傳遞至全斷面時，不需考慮剪力延遲效應尚屬合理。

然而，若將螺栓接合之斷面積減小，如  $A_n/A_g$  為 0.77 時，端部螺栓之

應力集中現象將更顯著。如圖 6(c)所示， $A_n/A_g$  為 0.77 時，高溫下使用三顆螺栓，端部螺栓(B1)的應力集中係數可增加至平均應力的 1.45 倍。而對於使用四顆螺栓時，除端部螺栓(B1)的應力集中係數達平均應力的 1.45 倍外，端部螺栓(B1)的應力集中係數亦為最後一顆螺栓(B4)應力的 1.95 倍。此種螺栓孔四周應力集中現象可能導致接合板發生淨斷面斷裂，如圖 8 所示。此亦顯示，若因開孔導致接合處淨斷面積折減過多時，即使載重經由鋼板全斷面積傳遞，仍應考慮剪力延遲效應將淨斷面積予以適當之折減。



(a)



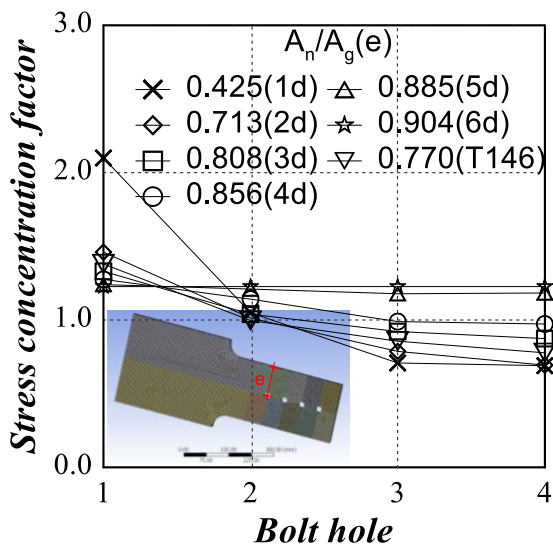
(b)



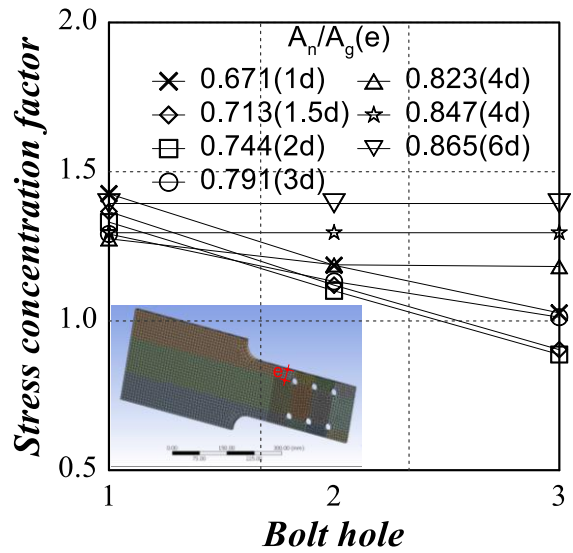
圖 8 接合板破壞照片: (a).三顆螺栓接合; (b).四顆螺栓 [16]

### (b). 斷面積之影響

由圖 7 得知，螺栓孔之應力集中效應除受螺栓數目之影響外，亦與接合板之淨斷面積有關。淨斷面積愈小，應力集中效應愈顯著。由圖 9 所示文獻[16]針對單排四顆螺栓及雙排三顆螺栓接合，針對不同橫向邊距對應力集中係數之影響所得之研究結果顯示，無論螺栓採用單排四顆螺栓或雙排三顆螺栓的配置，500°C 時第一顆螺栓和最後一顆螺栓應力集中係數間之差異隨著淨斷面積與全斷面積的比值( $A_n/A_g$ )的增加而減小。對於單排四顆螺栓及雙排三顆螺栓，當淨斷面積與全斷面積的比值分別等於 0.885 及 0.823 時，螺栓間應力集中係數的差異小於 10%；淨斷面積與全斷面積的比值小於 0.8 時，無論是單排四顆螺栓或雙排三顆螺栓，第一顆螺栓和最後一顆螺栓間應力集中係數的差異將大於 1.5 倍。因此，載重經由螺栓直接傳遞至接合之全斷面積，在不考慮剪力延遲效應的情形下，淨斷面積與全斷面積的比值不宜小於 0.885 及 0.823，否則，應考慮剪力延遲效應，將淨斷面積適當之折減。



(a)



(b)

圖 9 鋼板斷面積對應力集中係數之影響: (a).三顆螺栓接合; (b).四顆螺栓

[16]

### (c).降伏比( $F_y/F_u$ )之影響

高溫下，鋼材之降伏比( $F_y/F_u$ )隨溫度高低而異，故全斷面積與淨斷面積的比值亦不再維持定值。由表 3 中 ASTM A572 Gr. 50 鋼材高溫下降伏強度、抗拉強度及降伏比之比值可知，降伏比常溫時為 0.85，650°C 前降伏比隨溫度增加而減少，300°C 時為最小值 0.65；650°C 時又提高至 0.88。

表 3. 高溫下 ASTM A572 Gr.50 鋼板強度及降伏比折減係數 [16]

溫度 (°C)	室溫	300	400	500	550	600	650
折減係數							
降伏強度, $F_y$	1.00	0.77	0.67	0.59	0.49	0.37	0.30

抗拉強度, $F_u$	1.00	1.00	0.86	0.63	0.52	0.38	0.29
降伏比( $F_y/F_u$ )	0.85	0.65	0.66	0.79	0.80	0.83	0.88

現行常溫設計規範中[3]，拉力構材須檢核全斷面降伏及淨斷面破壞兩種極限狀態，式(3)、(4)，而為確保具韌性的全斷面降伏極限狀態先發生，規範乃針對全斷面降伏與淨斷面斷裂分別訂定不同之折減係數 0.9 及 0.75，並考慮開孔後鋼板之淨斷面積小於未開孔之全斷面積( $A_n < A_g$ )，故式(3)及式(4)可整理為式(6)

$$\text{全斷面降伏 } R_n = \phi_y A_g F_y \quad (3)$$

$$\text{淨斷面斷裂 } R_n = \phi_u A_e F_u = \phi_u U A_n F_u \quad (4)$$

$$0.9 F_y A_g < 0.75 F_u A_e \dots\dots\dots(6)$$

整理後，

$$\frac{A_e}{A_g} = \frac{U A_n}{A_g} > \frac{0.9 F_y}{0.75 F_u} = 1.2 \frac{F_y}{F_u} \dots\dots\dots(7)$$

開孔後之鋼板

$$\frac{A_n}{A_g} < 1.0 \dots\dots\dots(8)$$

故可得

$$1.2 \frac{F_y}{U F_u} < \frac{A_n}{A_g} < 1.0 \dots\dots\dots(9)$$

由式(9)得知，淨斷面積與全斷面積的比值( $A_n/A_g$ )亦受降伏比( $F_y/F_u$ )大小之影響，雖然常溫下降伏比( $F_y/F_u$ )為定值，但降伏比隨溫度而改變。高溫接合設計時，若沿用常溫下之強度折減係數 0.9 及 0.75，因 650°C 前降伏比隨

著溫度上升而下降，故可確保高溫下全斷面降伏強度先行發生；惟需注意 650°C 時，因鋼材之降伏比大於常溫下之降伏比，應檢核淨斷面積與全斷面積的比值，以避免淨斷面斷裂之破壞模式之發生。

#### 4. 結論與建議

鑒於火害中常見高強度螺栓接合處之破壞，本文彙整近年螺栓接合之研究成果，分別說摩阻型及承壓型螺栓明在高溫下之受學行為與破壞模式，探討各設計參數如螺栓預拉力、剪力延遲效應、降伏比等之影響，並檢討現行常溫設計規範在高溫下之適用性，希望提供高強度螺栓接合耐火設計時之參考。

#### 致謝

本文於 104 年 7 月 28 日「先進鋼結構研討會」中發表。本文中之研究承蒙台灣建築科技中心補助研究經費，中鋼公司提供鋼材高溫試驗相關數據資料，以及學生許睿佳、陳彥鈞、許瓊芳之協助使研究得以順利執行，在此謹表致謝。

## 參考文獻

1. Geoffrey L. Kulak , John W. Fisher , John H. A. Struik , “*Guide to Design Criteria for Bolted and Riveted Joints*”.1987.
2. *World Trade Center Building Performance Study: Data collection, preliminary observations and recommendations*. Technical Report FEMA 403, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC. (2002).
3. 鋼構造建築物鋼結構設計技術規範，「鋼結構極限設計法及解說」，中華民國鋼結構協會編印，2008。
4. American Institute of Steel Construction. *Load and resistance factor design specifications for structural steel buildings*, 2nd ed. AISC, Chicago, USA, (2005).
5. 鋼構造建築物鋼結構設計技術規範，「鋼結構施工規範及解說」，中華民國鋼結構協會編印，2008。
6. Steel Construction Institute, 1990, Fire resistant design of steel structures – A Handbook to BS 5950: Part 8. SCI, Ascot, SCI-P-080.
7. Kirby B. R., “The behavior of high-strength Grade 8.8 bolts in fire,” *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 33, pp. 3 – 38 (1995).
8. Architectural Institute of Japan, 1999, Recommendation for Fire Resistant Design of Steel Structures, 1999.
9. European Committee for Standardisation. *Eurocode 3: design of steel structures, part 1-8: design of joints*. ENV 1993-1-8, 2005.
10. Yang K.C., Hsu Rejia and Chen Y.C., “Shear strength of high-strength bolts in fire”, *Construction and Building Materials*, Vol. 25, pp. 3656-3660 (2011).

- 11.方朝俊，「火害對耐火鋼構材銲接及栓接行為之影響」，碩士論文，國立台灣科技大學，台北(2000)。
- 12.K.CYang, S.J Chen, and M.C Ho, “Behavior of beam-to-column moment connections under fire load”, *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 65, 2009, 1520-1527.
- 13.C.G. Salmon, J.E. Johnsons, *Steel structures: design and behavior*, 4<sup>th</sup> Edition, Prentice Hall, 1997.
- 14.Kim H.J., Yura J.A., “The effect of ultimate-to-yield ratio on the bearing strength of bolted connections”, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 49, pp. 255–269 (1999).
- 15.K.C. Yang, R.J. Hsu, “Strength criteria for bolted connections at elevated temperature,” *Constructional Steel Research*, Vol. 88, pp. 43–52 (2013).
- 16.楊國珍、許瓊芳、許睿佳，高溫下螺栓接合之受力行為研究，中國土木工程學刊，24(4)，223-232，2012。
- 17.C.G. Salmon, J.E. Johnsons, *Steel structures: design and behavior*, 2<sup>th</sup> Edition, Prentice Hall, 1980.
- 18.Fisher J.W., and Rumpf J.L. “Analysis of bolted butt joints.” *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 91, No. 5, pp. 181-203 (1965).