

模板支撐破壞機制之探討

彭瑞麟 教授

國立雲林科技大學 營建工程系

1. 前言

結構物依使用年限來說，可略分為兩個階段：「營造階段」與「使用及維修階段」。「使用及維修階段」主要考量地震力、風力、活重、靜重等載重；「營造階段」主要考量新澆置混凝土、鋼筋、模板、工作人員、機具震動等載重。二者考慮的外載重型態極為不同，「使用及維修階段」除垂直之靜重及活重外，主要考慮地震力及風力等側向力；「營造階段」則主要以垂直的新澆置混凝土載重為主，至於地震力及風力較不考慮，主要是由於模板支撐倒塌，多半是發生在混凝土的澆置過程中，倒塌並不常見隨伴著地震或颱風而發生[1]。

迄今土木及營建工程專業人員所關心的，主要是結構物在「使用及維修階段」的力學問題，現有的各類鋼結構設計規範，也主要是針對結構物在此階段的力學行為作要求，結構物強度以抵抗地震力或風力等外力為主。「使用及維修階段」內的設計規範堪稱完整，足以提供設計者參考使用[2~5]。

「營造階段」內各類臨時性的結構物通稱為假設構造物，於工程結束後立即拆除，故其重要性常被忽略。迄今供「營造階段」臨時性結構設計參考的規範不多，工程界多半是直接參考「使用及維修階段」的設計規範，進行其結構強度的計算，亦或是直接參考工地師傅的經驗施工。若是直接參考「使用及維修階段」的設計規範，由於「使用及維修階段」與「營造階段」考慮的外載重情況不同，設計結果的正確性，實有待商榷。



圖 1 高雄大岡山北嶺加壓站配水池工程
模板支撐倒塌



圖 2 國道六號南投北山交流道橋樑工程
模板支撐倒塌

「營造階段」的鋼筋混凝土結構物，常需使用模板支撐來支持樓版及梁等處之新澆置混凝土載重。由於模板支撐屬於營造施工中的臨時結構，工程中較不受重視，致使倒塌意外頻傳。大面積且高挑空結構之混凝土澆置作業，需要多人同時施作，模板支撐若發生倒塌，常是工作人員集體性且大量的傷亡，造成生命及財產的損失巨大。圖 1 為民國 86 年 12 月 13 日，高雄大岡山北嶺加壓站配水池工程的模板支撐倒塌，當場造成 7 人死亡 12 人受傷。圖 2 為民國 99 年 9 月 30 日，國道六號南投北山交流道橋樑工程之模板支撐倒塌，當場亦造成 7 人死亡 3 人受傷。

2. 模板支撐使用現況

國內房屋工程營造施工之模板支撐結構，依照建築物內部挑空高度、工程類型、施工成本及工地環境等因素考量，使用不同的模板支撐構材。常見的模板支撐構材，主要有可調鋼管支柱、木支撐、鋼管鷹架、系統鷹架、重型支撐架、型鋼架等。

房屋工程於營造施工階段，模板支撐結構常依建築物內部挑空高度的變化，採用不同方式的組搭，組搭方式可略分為：「單層組搭」、「雙層組搭」、「鋼管鷹架與它種支撐混和組搭」。一般來說，當建築物內部的挑空高度小於 4 m 時，國內工地常採用單層組搭的方式進行，常使用可調鋼管支柱或木支撐作為其模板支撐構材，圖 3 為單層組搭模板支撐工地現場配置情形。

建築物內部的挑空高度介於 4 m ~ 7 m 時，國內工地為節省經費，會考慮採用雙層組搭配置，工地一般俗稱為「菜瓜棚」結構，其所用的支撐構材為木支撐或可調鋼管支柱，圖 4 為國內雙層組搭模板支撐工地現場配置情形。



圖 3 單層組搭工地現場



圖 4 雙層組搭工地現場

建築物內部挑空高度超過 7 m 時，國內工地常採用鋼管鷹架與木支撐（或可調鋼管支柱）混和組搭。鋼管鷹架為制式結構，國內每片鋼管鷹架單元的高度，固定約為 1.7 m，鋼管鷹架在垂直方向連續組搭數層後，最上層鋼管鷹架與樓版底模的間距，若小於一層鋼管鷹架高度時，工地常在此間隙填加一節木支撐（或可調鋼管支柱），圖 5 顯示此鋼

管鷹架與木支撐混和組搭工地現場配置情形。



圖 5 鋼管鷹架與木支撐混和組搭工地現場

根據勞委會針對國內營造業職業災害調查顯示，營造業職業災害中的各類倒塌災害，以混凝土澆置過程中模板支撐的倒塌，造成生命及財產的損失最為嚴重。造成模板支撐倒塌災害的破壞機制為何，一直是營造工程界非常關注的議題。

3. 靠桿效應

1980 年代的美國中西部，許多設在郊區的購物商場（Mall），常在冬夜裡無預警的倒塌。根據資料顯示，倒塌夜晚天空下的雪與側風，都較原結構設計值低甚多，理論上不應該有這些倒塌發生。

為解決購物商場的倒塌問題，當地州政府委請相關專業的學者進行研究。最後學者們的研究結果顯示，引致這些商場倒塌的原因，與商場當初建造的結構系統配置有關，倒塌受結構系統中的『靠桿效應』影響。此靠桿效應造成商場整體結構系統的臨界載重大幅降低，以致無法承受小於原始設計之雪載重，最後因為失穩（Instability）而造成整體結構骨牌式的破壞。美國鋼結構協會（AISC, American Institute of Steel Construction）據此修改美國鋼結構設計相關規範[2]，以避免此種倒塌意外的再發生。而模板支撐的破壞機制，與靠桿效應也有極為密切的關係。

完美之柱構件在受壓後，當外力達到臨界載重（Critical load） P_{cr} 時，此構件會產生挫屈（Buckling）現象。此臨界載重 P_{cr} 與壓力構件之材質、斷面形狀、長度及邊界條件有關。挫屈載重如公式(1)所示[6]。（註：挫屈載重（Buckling load）定義為非完美柱構件於試驗中受壓產生挫屈時之外載重[7]。）

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} = \frac{P_e}{K^2} \quad (1)$$

L ：構件之長度

E ：構件之楊氏模數（Young's modulus）

- I ：構件之慣性矩 (Moment of inertia)
- K ：有效長度係數 (Effective length factor)
- P_e ： K 為 1.0 之尤拉挫屈載重 (Euler buckling load)

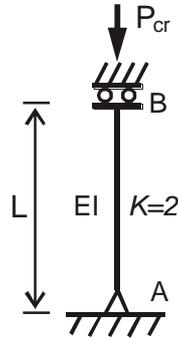


圖 6 K 值為 2.0 之壓力構件

如圖 6 中之壓力構件，已知有效長度係數為 2，將相關參數代入公式(1)後，可得該壓力構件之臨界載重 $P_{cr} = P_e/4$ 。

若單根壓力構件邊界條件改變，可利用公式(1)，立即求得該單根壓力構件之臨界載重。不過對於一個結構系統，增加某些構件，不一定會增加該結構系統整體強度。美國人萊梅厥(LeMessurier)，對於受壓狀況之結構系統，首先提出結構系統中若有端點雙鉸接柱(Pinned-ended column)，會在結構系統中引發靠桿效應(Leaning column effect)，此將造成受壓構件的有效長度係數增大，亦即受壓構件之臨界載重會降低。

對於構件受壓之結構系統，萊梅厥公式(LeMessurier formula)提出設計用之壓力構件的有效長度係數 K 值之修正值 K' ，如公式(2)所示[8]：

$$K' = \sqrt{\frac{P_e}{P_I} \times \frac{\sum P}{\sum P_{eK}}} \quad (2)$$

- P_e ：尤拉載重
- P_I ：欲求 K 值之壓力構件所受的垂直載重
- $\sum P$ ：整個結構所受之總外載重
- $\sum P_{eK}$ ：整個結構中所有非靠桿在考慮有效長度係數後之臨界載重

圖 7(a)及圖 7(b)顯示二個門型剛架結構，此二結構中除右側柱 CD 之 C 端，由圖 7(a)之剛接(rigid joint)改成圖 7(b)之鉸接(hinged joint)外，二者所有的其他條件均相同。圖 7(b)中之剛架結構於受壓後，因靠桿效應的影響，會造成柱 AB 的有效長度係數 K_{AB} 增大。依照公式(2)的計算結果， $K_{AB}=2.0$ 增大為 $K'_{AB}=2\sqrt{2}$ ，造成柱 AB 的臨界載重降低[9]；亦即柱 AB 之臨界載重 P_{cr} ，會由圖 7(a)之 $P_e/4$ 降低成圖 7(b)之 $P_e/8$ 。

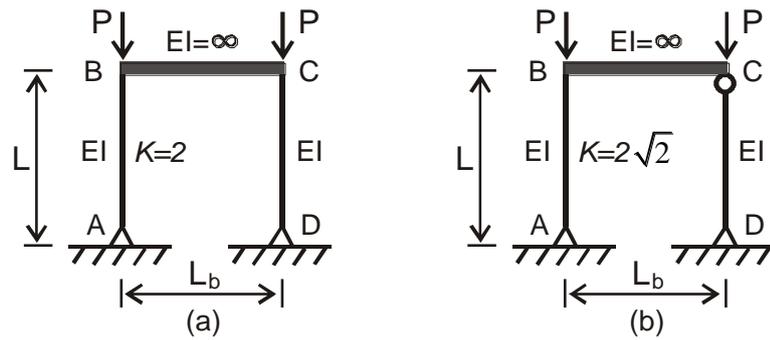


圖 7 門型剛架結構中壓力構件之 K 值及靠桿

4. 模板支撐破壞機制與靠桿效應

4.1 單層組搭

營造施工中之房屋建築物，其結構內部挑空高度較低時，國內工地常採用單層組搭模板支撐。如圖 8 所示，工地採用可調鋼管支柱作為模板支撐構材配置情形。由於可調鋼管支柱的上、下端常未作補強處理，故此兩端無法抵抗彎矩而為鉸接端，此種單根可調鋼管支柱可視為靠桿。此外，工地也使用水平繫條，於相互垂直的兩個方向圍束可調鋼管支柱，這些圍束的可調鋼管支柱可視為等值強柱，如圖 8 所示。

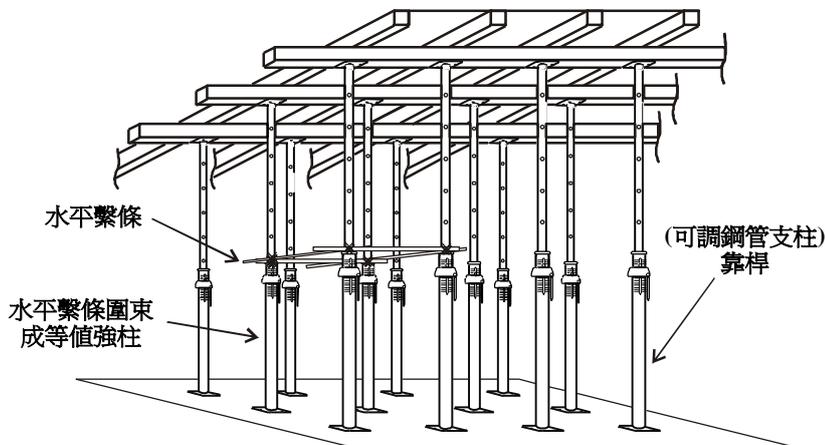


圖 8 單層組搭模板支撐之靠桿及等值強柱配置示意圖

圖 9 為簡化圖 8 後之單層組搭簡化模式，圖 9 顯示樓版、靠桿與強柱間的相關配置。圖 10 顯示此結構系統受壓後靠桿引發的水平力，當外力達到臨界載重 P_{cr} 時，結構系統會有挫屈現象產生。理論上挫屈發生時，此結構達中性平衡，此時 P_{cr} 雖然保持固定，但水平位移 Δ 可以移動到任意位置。

圖 10 顯示，由於受靠桿效應影響，作用在等值強柱處的水平力 H ，會隨著水平位移 Δ 的增加而變大。由於作用在強柱上的水平力變大，將使得強柱的臨界載重降低。結構系統中的靠桿越多，挫屈變形時所有靠桿引致的總水平力越大，強柱的臨界載重也會降低越多[10]。

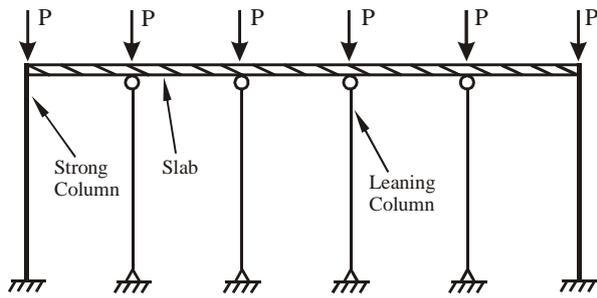


圖 9 具靠桿與強柱之單層組搭簡化模式

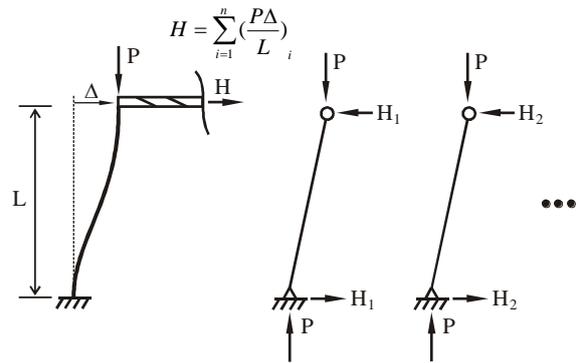


圖 10 單層組搭簡化模式中靠桿引發之水平力

4.2 雙層組搭

如前所述營造施工房屋建築物，當結構內部挑空高度介於 4 m ~ 7 m 間，施工廠商基於成本考量，會考慮採用雙層組搭模板支撐。圖 11 為國內工地雙層組搭模板支撐配置示意圖，圖中顯示垂直支撐以水平貫材作中間區隔，分成上層支撐及下層支撐。

如同單層組搭模板支撐配置，可調鋼管支柱或木支撐亦常作為雙層組搭模板支撐構材。由於單根支撐的上、下兩端未作補強處理，無法有效抵抗彎矩而視為鉸接端，故上、下層之單根支撐可視為靠桿。至於水平繫條，其於相互垂直二方向圍束之數根垂直支撐，同樣可視為等值強柱。圖 11 中顯示這些靠桿及等值強柱配置情形。

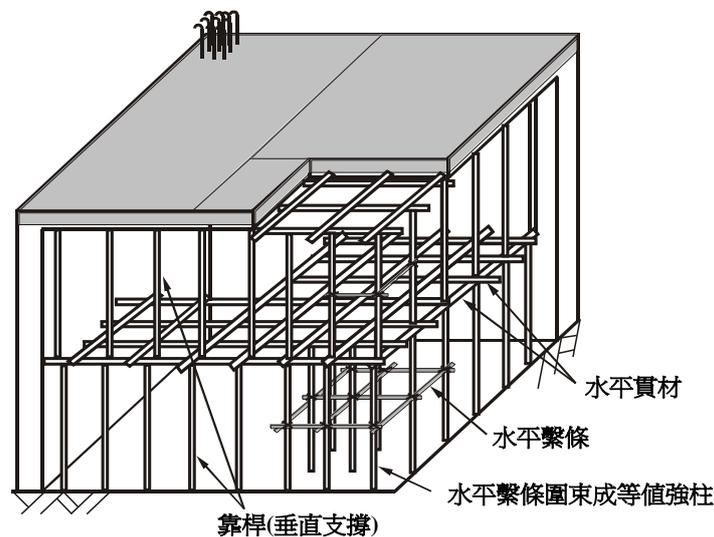


圖 11 雙層組搭模板支撐之靠桿及等值強柱配置示意圖

雙層組搭與單層組搭模板支撐配置產生之靠桿效應，二者最大不同處，在於雙層組搭上層模板頂端，不需要束制即會產生此效應。這主要是因為雙層組搭上、下層間之水平貫材處，於受力後會有側移情況發生，如圖 12 所示。由於水平貫材為制式木製角材，一般使用長度約為 3.6 m (6 尺)，工地通常不採用對接方式續接，且角材配置不易頂至

已乾固之 RC 牆或柱處，故支撐結構受力後此水平貫材易發生水平位移，此種水平位移會引發雙層組搭模板支撐結構系統的靠桿效應。

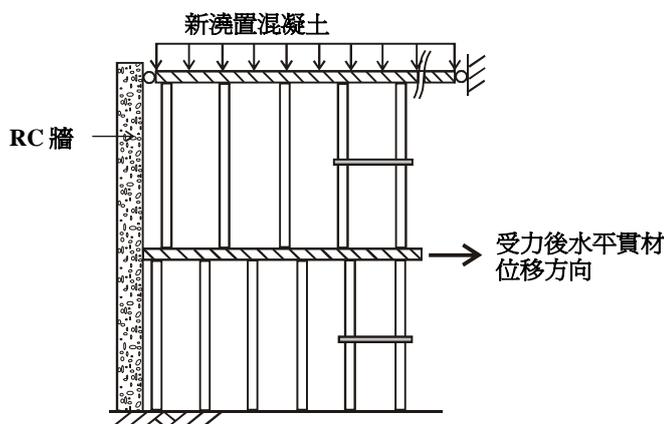


圖 12 雙層組搭受力後水平貫材之位移方向

圖 13 顯示雙層組搭模板支撐因靠桿數量不同，引致受壓構件有效長度係數產生變化。以圖 13 下層強柱 AB 為例，當結構系統中沒有靠桿，柱 AB 的有效長度係數 K_{AB} 為 2.0，如圖 13(a)所示。圖 13(b)及圖 13(c)分別有 2 根及 3 根靠桿，由於受靠桿效應影響，造成強柱 AB 之有效長度係數 K_{AB} ，分別增大為 2.7 及 3.7。圖 13(d)顯示所有桿件均為靠桿，結構無法抵抗側向力，為不穩定結構，可作為結構系統間的強度比較[11~12]。

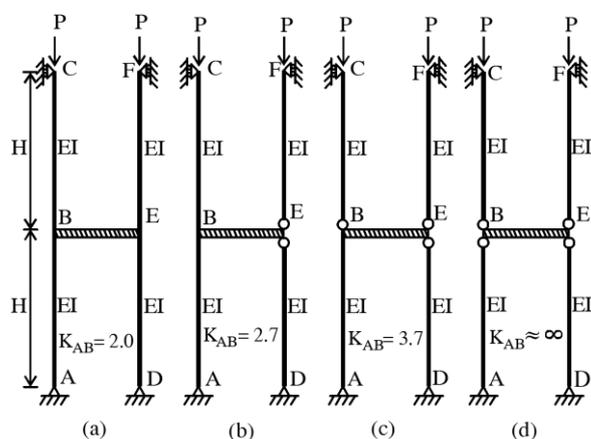


圖 13 雙層組搭模板支撐內不同靠桿數造成強柱 K 值之改變

4.3 鋼管鷹架與它種支撐混和組搭

營造施工房屋建築內部挑空高度大於 7 m 時，施工廠商常會採用鋼管鷹架與它種支撐混和組搭之模板支撐，如圖 14 所示。圖 14 顯示整體支撐結構分成兩大部分，下部為多層之鋼管鷹架，上部為它種支撐（如木支撐或可調鋼管支柱）。這種配置主要是因為鋼管鷹架為制式結構，鷹架單層高度為 1.7 m，由於結構物內部挑空高度不是 1.7 m 的倍數，因此鋼管鷹架在連續組搭數層後，最上面一層在未滿 1.7 m 的空間內填塞它種支撐。研究顯示，它種支撐端點不易抵抗彎矩時可視為靠桿，受力後會引發結構系統的靠

桿效應，造成鷹架混合組搭結構的臨界載重，低於純鋼管鷹架結構的臨界載重[13~14]。

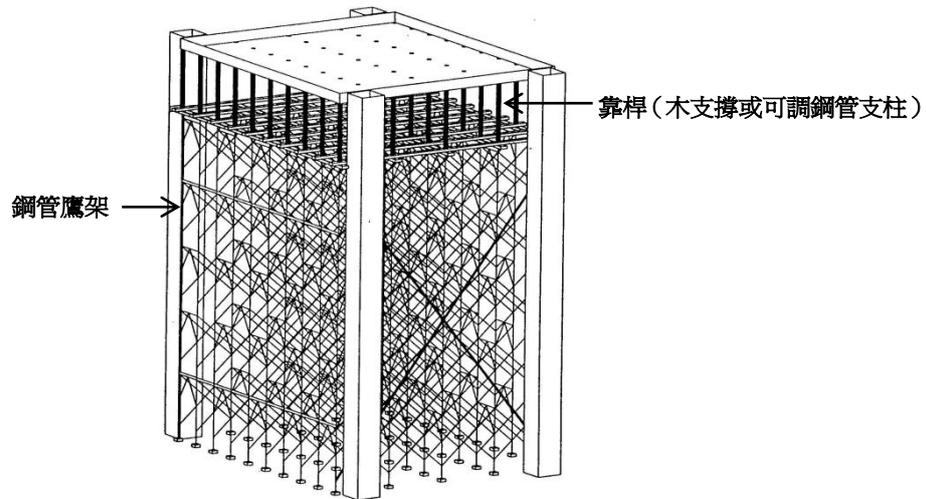


圖 14 鋼管鷹架與它種支撐混和組搭示意圖

圖 15 為鋼管鷹架與它種支撐混和組搭結構的模式簡化過程，圖 15(a)顯示一個二層鋼管鷹架與它種支撐混和組搭結構。若考慮將圖 15(a)中下部鋼管鷹架作勁度的簡化，可將圖 15(a)簡化成圖 15(b)。若考慮圖 15(a)及圖 15(b)結構承載後具反對稱結構行爲，可再將圖 15(b)取半簡化成圖 15(c)。圖 15(c)之簡化模式中鋼管鷹架與它種支撐連結處僅能作水平移動，主要是因為鋼管鷹架與它種支撐結合處之水平貫材，其勁度相對大於鋼管鷹架及它種支撐，故水平貫材初步可考慮假設為剛體，並僅作水平位移[13~15]。

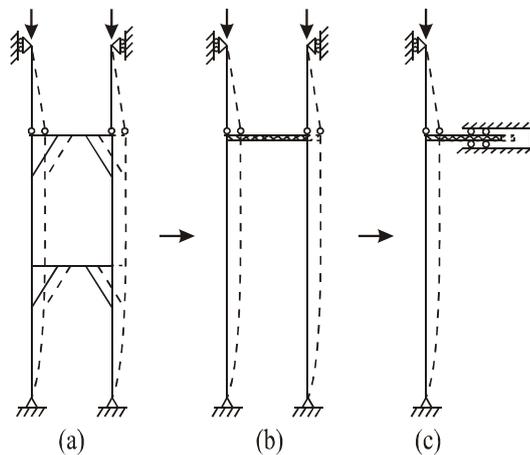


圖 15 二層鋼管鷹架與它種支撐混和組搭結構之模式簡化過程

圖 16 針對圖 15(c)簡化模式定義各項分析參數，圖 16 中顯示下部鋼管鷹架 AB 段之等值勁度($EI/(\beta h)$)，以及它種支撐 BC 段之等值勁度($\eta EI/(\alpha h)$)。由於 BD 僅能作水平位移，故可知此簡化模式僅具有一個自由度。根據研究結果顯示，此種模板支撐結構簡化模式之臨界載重，如公式(3)所示[16~18]：

$$P_{cr} = \frac{3 \frac{\alpha}{\beta^3} EI}{1 + \frac{6\alpha}{5\beta} h^2} \quad (3)$$

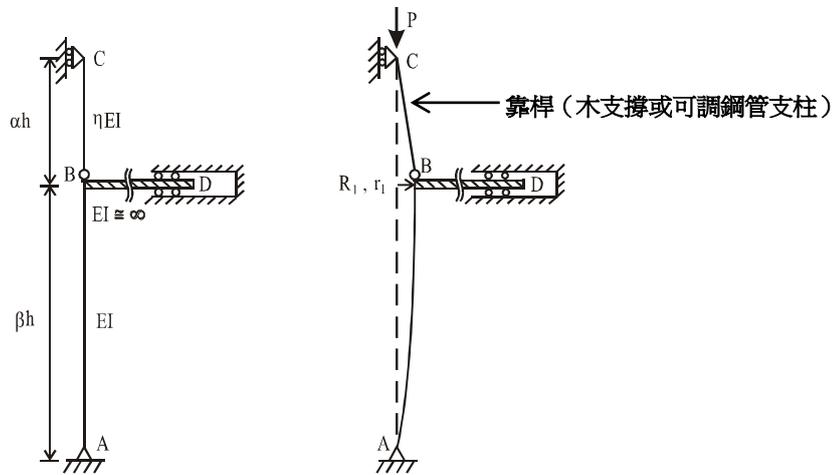


圖 16 鋼管鷹架與它種支撐混和組搭結構中之靠桿效應

如何判定圖 16 中桿件 BC 為靠桿？可假設圖 16 中 α 及 β 等於 1，得圖 17(a) 之結構。接著採用傾角變位法計算，可得桿件 AB 之有效長度係數 K_{AB} 為 2.69。圖 17(b) 為 AISC 用以說明靠桿效應之門型構架，經傾角變位法計算亦可得桿件 AB 之有效長度係數 K_{AB} 為 2.69，故可得知圖 17(a) 與圖 17(b) 有相同之 K_{AB} [16~18]。(註：圖 7(b) 中柱 AB 的有效長度係數 K 值是採用公式(2)所得之設計用近似解)。此可說明為何鋼管鷹架混合組搭結構中上部它種支撐可視為靠桿，其影響鋼管鷹架與它種支撐混和組搭結構之臨界載重。

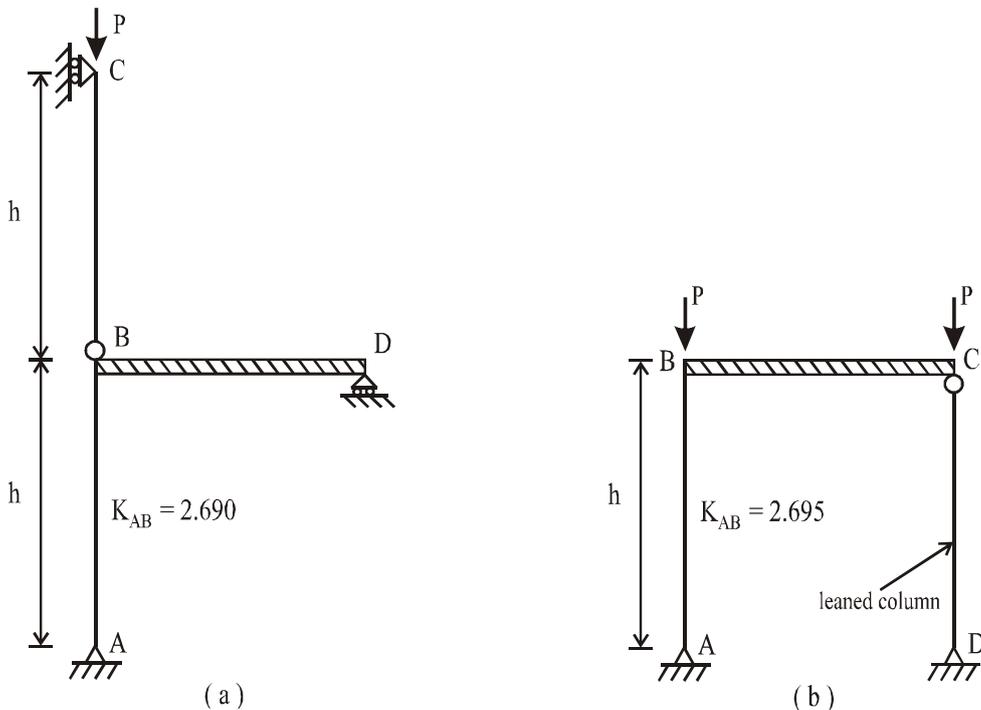


圖 17 靠桿效應對鋼管鷹架與它種支撐混和組搭簡化模式與門型構架之影響

圖 18 採用二階彈性分析(Second-order elastic analysis)，針對(1)純鋼管鷹架結構及(2)鋼管鷹架上方加一節 1.7 m 長木支撐之混和組搭結構，進行二結構之臨界載重 P_{cr} 比較。如圖 18 所示，若以兩層鷹架為例，二層純鷹架結構臨界載重為 14.10 公噸力(tonne)，二層鋼管鷹架加上一節 1.7 m 長木支撐，其臨界載重為 3.69 公噸力(tonne)，鋼管鷹架混合組搭結構與純鋼管鷹架結構之臨界載重比值約為 0.26；若是十層鷹架混合組搭結構與純鷹架結構比較，二者臨界載重比值則約為 0.2[13~14, 19~23]。

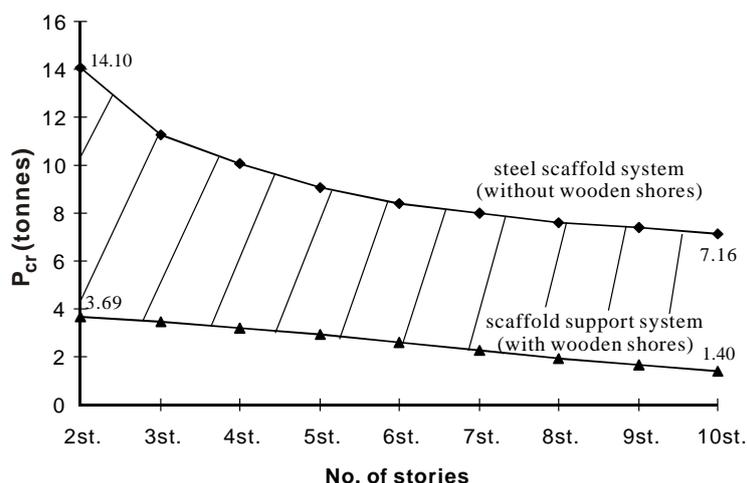


圖 18 純鋼管鷹架結構及鋼管鷹架與木支撐混和組搭結構之臨界載重

5. 結論

營造施工中之模板支撐為臨時性的假設構造物，工程結束後即被拆除，其重要性常被工程界忽視。然而模板支撐若發生倒塌，卻常造成工作人員集體性且大量傷亡，生命及財產的損失巨大。多年來模板支撐倒塌成因一直困擾工程界，近年來模板支撐研究頗為豐碩，尤其是鋼管鷹架方面的相關研究[24~28]，更能幫助瞭解模板支撐破壞機制與靠桿效應間關聯性。雖然靠桿效應能幫助解釋模板支撐倒塌發生的機制，然而模板支撐結構承載力的計算，仍需要使用較為先進的設計方式--二階分析[2~5]，這種新的結構設計觀念及相關規定迄今尚未引進國內，仍有待政府主管機關及工程界進一步的努力。

6. 參考文獻

- [1]. Hadipriono, F. C., and Wang, H. C., 1986. "Analysis of causes of formwork failures in concrete structures." *Journal of Construction Engineering and Management*, ASCE, Vol. 112, No.1, pp. 112-121.
- [2]. American National Standard, ANSI/AISC 360-10, 2010. "Specification for Structural Steel Buildings", June 22.

- [3]. British Standard, BS EN 1993 – 1 – 1: 2005, Eurocode 3: Design of Steel Structures – part 1 – 1: General rules and rules for buildings. (*The European Standard EN 1993-1-1:2005 has the status of a British Standard*)
- [4]. Australian Standard, AS 4100, Steel Structures, 1998.
- [5]. Hong Kong Building Department, Code of Practice for the Structural Use of Steel, 2005.
- [6]. Timoshenko, S. P. and Gere, J. M., 1989. “Theory of Elastic Stability,” Dover Publications, Inc., 2nd Edition, 541pp.
- [7]. Chajes, A., 1993. “Principles of Structural Stability Theory,” Waveland Pr Inc.
- [8]. LeMessurier, W. J., 1977. "A Practical Method of Second Order Analysis, Part 2 - Rigid Frames." AISC Engrg. J., 14(2), 49-67.
- [9]. Chen, W. F. and Lui, E. M., 1988. “Structural Stability: Theory and Implementation,” Elsevier Science Publishing Co., Inc., 490pp.
- [10]. Peng J.L., 2002. Stability Analyses and Design Recommendations for Practical Shoring Systems during Construction. Journal of Construction Engineering and Management, ASCE, 128(6):536-544.
- [11]. Peng J.L., 2004. Structural Modeling and Design Considerations for Double-layer Shoring Systems. Journal of Construction Engineering and Management, ASCE, 130(3):368-377.
- [12]. Peng, J. L., Wang, P. L., Huang, Y. H. and Tsai, T. C., 2010. “Experimental Studies of Load Capacities of Double-layer Shoring Systems,” Advanced Steel Construction Vol. 6, No. 2, pp. 698-721.
- [13]. Peng J.L., Pan A.D., Rosowsky D.V., Chen W.F., Yen T., Chan S.L., 1996. High clearance scaffold systems during construction – I. structural modelling and modes of failure. Engineering Structures, 18(3):247-257.
- [14]. Peng J.L., Rosowsky D.V., Pan A.D., Chen W.F., Chan S.L., Yen T., 1996. High clearance scaffold systems during construction – II. structural analysis and development of design guidelines. Engineering Structures, 18(3):258-267.
- [15]. Peng J.L., Pan A.D.E., Chen W.F., Yen T., Chan S.L., 1997. Structural modeling and analysis of modular falsework systems. Journal of Structural Engineering ASCE, 123(9):1245-1251.
- [16]. Peng J.L., Pan A.D.E., Chan S.L., 1998. Simplified models for analysis and design of modular falsework. Journal of Constructional Steel Research, 48(2/3):189-209.
- [17]. Peng J.L., Pan A.D.E., Chen W.F., 2001. Approximate analysis method for modular tubular falsework. Journal of Structural Engineering ASCE, 127(3):256-263.
- [18]. Peng J.L., Chan S.L., Wu C.L., 2007. Effects of geometrical shape and incremental loads on scaffold systems. Journal of Constructional Steel Research, 63(4):448-459.
- [19]. Peng J.L., Rosowsky D.V., Pan A.D., Chen W.F., Chan S.L., Yen T., 1996c. Analysis of concrete placement load effects using influence surfaces. Structural Journal, ACI, 93(2):180-186.

- [20].Peng J.L., Wu C.L., Chan S.L., 2003. Sequential pattern load modeling and warning-system plan in modular falsework. *Structural Engineering and Mechanics*, 16(4):441-468.
- [21].Peng J.L., Yen T., Lin I., Wu K.L., Chen W.F., 1997. Performance of scaffold frame shoring under pattern loads and load paths. *Journal of Construction Engineering and Management ASCE*, 123(2):138-145.
- [22].Peng J.L., Yen T., Kuo C.C., Chan S.L., 2009. “Analytical and Experimental Bearing Capacities of System Scaffolds,” *Journal of Zhejiang University SCIENCE A*, Vol. 10, No. 1, pp.82-92.
- [23].Kuo, C.C., Peng, J.L., Yen, T., and Chan, S.L., 2008. “Experimental Study of Modular Falsework System with Wooden Shores under Various Path Loads,” *Advances in Structural Engineering*, Vol.11, No.4, pp.369-382.
- [24].Godley, M.H.R. and Beale, R.G., 1997, “Sway Stiffness of Scaffold Structures,” *The Structural Engineers*, Vol. 75, No.1, pp. 4-12.
- [25].Godley M.H.R., Beale R.G., 2001. Analysis of large proprietary access scaffold structures. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers Structures & Buildings*, 146(I):31-39.
- [26].Huang Y.L., Chen H.J., Rosowsky D.V., Kao Y.G., 2000. Load-carrying capacities and failure modes of scaffold-shoring systems, part I: modeling and experiments. *Structural Engineering and Mechanics*, 10(1):53-66.
- [27].Weesner, L.B. and Jones, H.L., 2001. “Experimental and Analytical Capacity of Frame Scaffolding,” *Engineering Structures*, Vol. 23, No. 6, pp. 592-599.
- [28].Yu, W.K., 2004. “An Investigation into Structural Behaviour of Modular Steel Scaffolds,” *Steel and Composite Structures*, Vol. 4, No. 3, pp. 211-226.