

超高強度鋼筋混凝土構件性能比較研究

內政部建築研究所自行研究報告

中華民國 98 年 12 月

超高強度鋼筋混凝土構件性能比較研究

研究主持人：鄒本駒

內政部建築研究所自行研究報告

中華民國 98 年 12 月

目次

表次
圖次
摘要

第一章 緒論

第一節 研究緣起與背景	1
第二節 研究目的	3
第三節 研究內容與方法	4
第四節 研究流程	5

第二章 New RC 之發展與相關規範

第一節 日本 New RC 發展及相關規定	7
第二節 國內 New RC 相關研究發展	25

第三章 New RC 實驗文獻探討與實例分析

第一節 實驗文獻探討	31
第二節 實例分析	74

第四章 結論與建議

第一節 結論	81
第二節 建議	82

附錄	85
----------	----

參考文獻	123
------------	-----

表 次

表 2-1	日本 New RC 建築發展.....	9
表 2-2	日本與我國 New RC 相關規定及材料發展現況比較.....	29
表 3-1	柱試體斷面圖.....	41
表 3-2	試驗 1 至試驗 3 的試體爆裂狀況之比較.....	45
表 3-3	試體配筋與強度.....	47
表 3-4	(a)材料性質-混凝土 (b)材料性質-鋼筋.....	47
表 3-5	試體一欄表.....	53
表 3-6	混凝土配比.....	54

圖次

圖 2-1	典型的 New Rc 結構平面圖.....	10
圖 2-2	高 54 層之混凝土與鋼筋不同強度使用之例示.....	11
圖 2-3	傳統 RC 結構與 NewRC 結構空間之比較.....	11
圖 2-4	半預鑄構件及預鑄構件.....	12
圖 2-5	柱與柱的續接.....	12
圖 2-6	梁柱接頭配筋密集配筋狀況.....	13
圖 2-7	柱面平整程度.....	13
圖 2-8	New RC 骨材.....	18
圖 3-1	試體配筋詳圖.....	48
圖 3-2	試驗設備.....	48
圖 3-3	各試體破壞情形.....	49
圖 3-4	載重-變位關係 (包絡線) 之實驗值與計算結果的比較.....	50
圖 3-5	RC 試體斷面形狀.....	52
圖 3-6	RC 柱試體的加載與量測方式.....	54
圖 3-7	未圍束混凝土柱試體的加載與量測方式.....	55
圖 3-8	混凝土抗壓強度-彈性係數之關係圖.....	57
圖 3-9	混凝土抗壓強度-抗壓強度時的應變之關係圖.....	58
圖 3-10	正方形斷面 RC 柱試體實驗結果.....	59
圖 3-11	圓形斷面 RC 柱試體實驗結果.....	60
圖 3-12	圍束筋體積比 ρ_s 定值下 σ_c 與 ε_c 的關係 (正方形斷面).....	62
圖 3-13	圍束筋體積比 ρ_s 定值下 σ_c 與 ε_c 的關係 (圓形斷面).....	62
圖 3-14	不同斷面形狀下的 σ_c - ε_c 關係之比較.....	63
圖 3-15	單向荷載與反覆荷載下之 σ_c - ε_c 關係.....	64
圖 3-16	橫向筋直徑與間距的變化對 σ_c - ε_c 關係之影響 (正方形斷面) ...	65

圖 3-17	橫向筋直徑與間距的變化對 $\sigma_c - \varepsilon_c$ 關係之影響 (圓形斷面)	65
圖 3-18	橫向圍束筋應變 ε_h 及試體的軸向應變 ε_c 的關係 (正方形斷面) .	66
圖 3-19	橫向圍束筋應變 ε_h 及試體的軸向應變 ε_c 的關係 (圓形斷面) . . .	66
圖 3-20	$\varepsilon_h - \varepsilon_c$ 應變關係與 $\sigma_c - \varepsilon_c$ 關係之簡化圖	67
圖 3-21	試體配筋斷面圖	69
圖 3-22	最大剪力強度-橫向鋼筋比	71

摘要

關鍵字：超高強度鋼筋混凝土、New RC

超高層建築物過去是以鋼構造或鋼骨鋼筋混凝土構造為主，近幾年來日本轉向使用已研發 20 餘年的超高強度鋼筋混凝土結構（俗稱 New RC）。New RC 可稱是 21 世紀建築結構在本質上的重大突破。其材料及工法讓建築物重量變的更輕、材料更強、構件尺寸更小、跨距更大，施工快速。其成本比鋼骨構造低、樓層高但搖晃小適居性更好、室內空間大；節省材料而且環保效益高，更扭轉混凝土建築物傳統之笨重形象為智慧精緻型，而上述鋼骨鋼筋混凝土構造在日本卻有較少採用的趨勢。

國內在 New RC 相關的發展方面，過去多專注於高強度混凝土材料方面的研究，包括 HPC、SCC 等。在材料部分營建業已可量產高強度、高流動性、高耐久性的混凝土；鋼筋亦可藉由添加少量合金或熱處理方式製造出超高強度鋼筋，據瞭解有廠商已計畫於明年起量產日本 USD685 規格的高強度鋼筋。在施工技術部分，鋼筋續接器相關技術及其規範亦漸趨完備，先進預組或預鑄工法等國內廠商也已有工程實例。因此，材料、設計、與施工等三個環節上目前尚欠缺 New RC 的結構設計相關法令規範及結構相關實驗資料，亟待產官學界投入資源協力完成。

國內的規範在結構設計部分多參考美國規範，但在推動住宅建築超高層鋼筋混凝土方面，美國因土地廣大不似日本推動的積極，在日本 New RC 建築結構已是普遍應用的技術，特別是住宅大樓。而國內建築環境類似日本，地狹人稠，有必要積極推動。又鑑於國內的研發量能不比日本，學者建議在該課題上應積極引進其經驗，參考其現有研究成果及實驗方法，改良研發符合國內現況及實務上適用之技術及規範。對此本所曾於去年進行「含高強度材料 RC 柱之軸向受力行為與強度評估」，今(98)年刻正進行「超高強度鋼筋混凝土建築設計施工指針之研擬」等協同研究計畫。本計畫則期從日本既有實驗成果、實例經驗及研究資料方面，探討 New RC 的技術發展。

Abstract

Key word: super high strength concrete · ultra-high-rise building

Ultra-high-rise buildings were dominated by SC or SRC in the past, but in recent years in Japan RC begin to play an important role in the building structure area, especially for residential use. This new kind of RC structure has already been developed for more than 20 years, commonly known as “New RC”. New RC has many advantages, such as strong materials, lighter weight, more slender components, longer span, larger space, material-saving, lower cost than steel structures, lower impact to the environment, better habitability, and faster construction from using a lot of prefabrication components. It can be regarded as a major breakthrough of building structures in 21st century.

New RC-related development in Taiwan has been focused on super strength concrete material research, including HPC, SCC. The production of high strength material for concrete as well as for steel rebar is now also achievable in Taiwan. It is understood that a domestic manufacturer has already planned to produce super strength steel bar according to Japan's USD685 specifications for next year. New RC building structures have been widely used in Japan and our domestic building environment is similar to Japan, such as the scarcity of land and the high density of population. So it is necessary to actively promote New RC structure. Thus, materials, design, and construction required for New RC already exists in Taiwan. Because of the shortfall in manpower and scale of the construction market in Taiwan, what we should bring into is Japanese experience with reference to its existing research and experimental methods, in order to quickly reach a practical application of the technology and standards of the new structure.

This project is an exploration to Japan's existing experimental results, examples of experience, research data, and technological development of New RC.

第一章 諸論

第一節 研究緣起與背景

台灣都市發展與日本類似，在都市災害型態上包括火災地震防範需求上也頗類似。舊時人們基於火災地震等防災因素，心理上對於高層住宅總有所顧慮或不安，但因地狹人稠，且高性能的消防車與高層用雲梯等先進消防設備的發展，以及 11 樓以上設置灑水器等建築防火法令規範與建築物本體的防火能力的強化，讓建築物有自然形成向上發展的空間。相較於國內高層鋼筋混凝土住宅最高 20 餘層之規模，在所謂的地震國之日本現今已發展至五六十層，早已邁入超高層 RC 住宅的時代。

過去超高層建築物是以鋼構造或鋼骨鋼筋混凝土構造為主，近幾年來日本轉向使用已研發 20 餘年的超高強度鋼筋混凝土結構（俗稱 New RC）。New RC 可稱是 21 世紀建築結構在本質上的重大突破。其材料及工法讓建築物重量變的更輕、材料更強、構件尺寸更小、跨距更大，施工快速。其成本比鋼骨構造低、樓層高但搖晃小適居性更好、室內空間大；節省材料而且環保效益高，更扭轉混凝土建築物傳統之笨重形象為智慧精緻型，而上述鋼骨鋼筋混凝土構造在日本卻有較少採用的趨勢。

國內在 New RC 相關的發展方面，過去多專注於高強度混凝土材料方面的研究，包括 HPC、SCC 等。在材料部分營建業已可量產高強度、高流動性、高耐久性的混凝土；鋼筋亦可藉由添加少量合金或熱處理方式製造出超高強度鋼筋，據瞭解有廠商已計畫於明年起量產日本 USD685 規格的高強度鋼筋。在施工技術部分，鋼筋續接器相關技術及其規範亦漸趨完備，先進預組或預鑄工法等國內廠商也已有工程實例。因此，材料、設計、與施工等三個環節上目前尚欠缺 New RC 的結構設計相關法令規範及結構相關實驗資料，亟待產官學界投入資源協力完成。

國內的規範在結構設計部分多參考美國規範，但在推動超高層鋼筋混凝土住宅建築的發展方面，美國因土地廣大不似日本推動的積極，在日本 New RC 建築結構已是普遍應用的技術，特別是住宅大樓。而國內建築環境類似日本，地狹人稠，有必要積極推動。又鑑於國內的研發量能不比日本，學者建議在該課題上應積極引進其經驗，參考其現有研究成果及實驗方法，改良研發符合國內現況及實務上適用之技術及規範。對此本所曾於去年進行「含高強度材料 RC 柱之軸向受力行為與強度評估」，今(98)年刻正進行「超高強度鋼筋混凝土建築設計施工指針之研擬」等協同研究計畫。本計畫則期從日本既有實驗成果、實例經驗及研究資料方面，探討 New RC 的技術發展。

第二節 研究目的

高層建築結構今後將有普遍採用超高強度鋼筋混凝土結構之趨勢，為推動超高強度鋼筋混凝土結構，本所曾於 96 年邀請日本專家辦理相關研討會，97 年產官學也有組團考察日本 New RC 技術發展情形，而為推動相關研究今(98)年度本所刻正進行協同研究計畫「超高強度鋼筋混凝土建築設計施工指針之研擬」。惟在相關設計規定方面，日本雖然已有相當數量的高層住宅之工程實例，但現今並無正式規範的付梓，有者為超高強度鋼筋混凝土構造設計之原則性規定 (Guideline)，主要係針對材料品質、耐震標準、接頭桿件配筋等作原則性規定，業界則依其規定以及 RC 設計規範、高強度混凝土施工指針、預鑄複合混凝土施工指針等進行研發及施作。

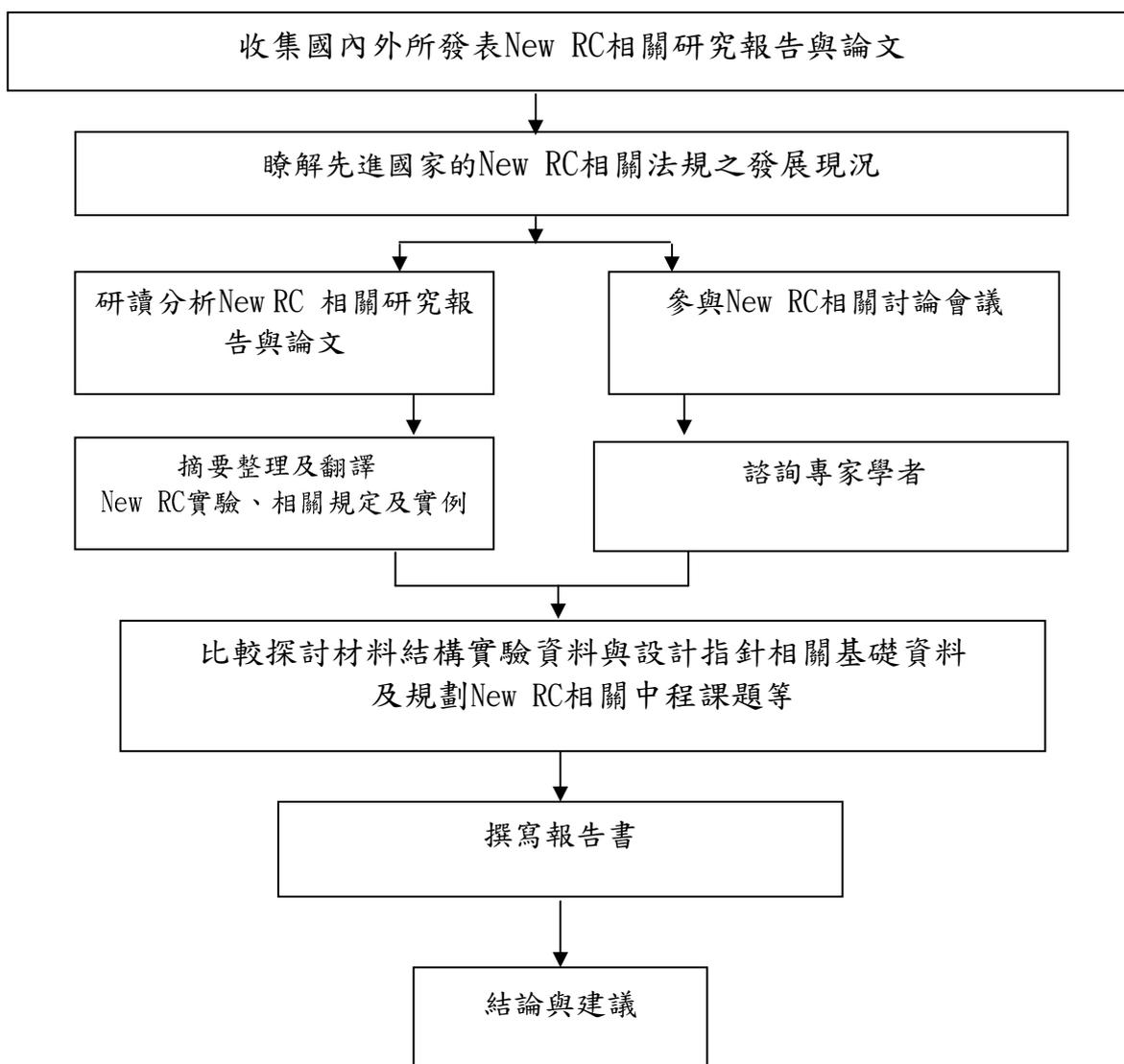
本自辦研究計畫即為配合本所上述指針之研擬，收集國外實驗研究資料及相關研發文獻，分析整理供作指針之基礎資料及後續實驗研究課題規劃之參考。本計畫研究目的如下：

- (一) 整理探討國外超高強度鋼筋混凝土相關實驗資料，供作超高強度鋼筋混凝土結構設計規範研擬之基礎資料。
- (二) 整理分析超高強度鋼筋混凝土相關研發及實例，供推廣發展超高強度鋼筋混凝土結構及推動後續 New RC 相關研發課題規劃之參考。

第三節 研究內容與方法

本研究收集近年來國外(日本)所發表之有關超高強度鋼筋混凝土相關研究報告與論文，含材料與構材特性；並收集超高強度鋼筋混凝土相關指針或其材料、設計及施工等相關規定或準則等，進行研讀分析。另整理現場考察資料與工程實例(圖說資料)；引介國外發展新技術現況，探討 New RC 結構之應用發展過程，供推動 New RC 計畫之參考。同時配合本所協同研究計畫，蒐集國外 New RC 實驗研究成果，分析探討相關材料與結構實驗資料，整理後供設計指針研擬及後續相關實驗課題規劃之參考。

第四節 研究流程



第二章 New RC 之發展與相關規範

第一節 日本 New RC 發展及相關規定

(一) 日本 New RC 高層建築發展現況

日本的超高層 RC 結構建築物主要用途為住宅，因為勁度較高的鋼筋混凝土結構比較合適超高層住宅在平時居住上承受季節性強風時不發生太大的搖晃。目前日本東京都會區，應用超高強度 RC 於 50 餘層樓超高層建築已習以為常，不僅大幅節約工程材料，並彰顯環保效益；而且採用預鑄構材的積層工法施作，工期可縮短，蔚為風氣。日本現今已建造完成的高層 RC 住宅約有 500 棟以上，根據「住宅資料白皮書」顯示，在最高的 30 棟建築物中有 25 棟（45 層樓以上）是於 2000 年以後所建造者。其當今最高的 New RC 住宅是今年完工位於川崎市 2009 年 4 月竣工的 ParkCity 武藏小杉 MID SKY TOWER 住宅大樓，共 59 層高 197m，僅花費 1 年的時間打破了原紀錄擁有者，而其前次的破紀錄則是費時 11 年，由此可窺其住宅高層化的熱度與趨勢。另查現今日本最高的住宅大樓應屬由三菱地所設計高 209m（54 層，2009 年 3 月竣工）位於大阪市的北濱住宅大樓。至於何謂超高層，至今並無統一的定義，但若依其建築基準法第 20 條及航空法等對於高度在 60 公尺以上的建築物相較於較低層建築物之規定有所不同來區分，60m 以上的應屬超高層。超高層大樓的用語最早是適用在 40 年前三井與鹿島建設聯合承攬完成的霞關大樓（1967 年完工，36 層，147m）。

今年 9 月千葉大学和泉信之教授來台演講，將日本 1972 年至 2006 年間總數超過 500 棟的超高層鋼筋混凝土建築之結構發展分成 4 期加以介紹。由於材料強度的提高，耐震、隔震及制震技術的發展，使 RC 結構的樓層數與跨距大幅增加。本計畫將其 4 期的發展情形整理如表 2-1，並補充當代背景資料說明如下：

- 第一期(1972~1989)：正值 1971 建築基準法施行令根據 1968 年十勝沖地震的震害歷經修正完成，強化了 RC 結構的箍筋規定，日本最初的超高層 RC 結構建築物遂於此時期誕生，設計、施工技術開始具備一定的水準。而後 1981 年建築基準法施行令修正，開始實施新耐震設計規定，導入一、二次設計的概念（一次設計係指須確認結構強度上重要部位受地震時的其應力不得超過容許應力【施行令第 82 條之 1】。二次設計係指須進行地震造成結構變形有關之計算及根據材料強度計算結構耐震能力，並確認符合所定之基準【施行令第 82 條之 2 至 4】）。該年並將建築物的最高限制由 31m 放寬至 60m，更高規模之建築物須接受日本建築中心高層建築技術評估委員會的審查，並由建設大臣發佈特別許可，最早是由鹿島建設於 1983 年提出的 25 與 30 層的住宅建築。
- 第二期(1990~1994)：建設省推動的產官學總合計畫「鋼筋混凝土結構建物超輕量與超高層化技術開發計畫」（簡稱 New RC 總合計畫）於此時期內完成。
- 第三期(1995~1999)：開始於 1995 年，當年發生阪神大地震（正式稱謂「兵庫縣南部地震」），對於耐震安全性的關心度更加提升，在高強度 RC 結構相關技術開發與普及下，開始大量使用隔制震技術於超高層住宅結構上。
- 第四期(2000~迄今)：2000 年曾有建築基準法及施行令的修正，導入性能法規的概念（施行令第 82 條之 6）。此時期超高層住宅已成趨勢，大都市的計畫案迅速增加。但 2005 年發生「耐震強度結構計算書偽造事件」，一時使民眾對於住宅品質失去信心，政府對於建築檢查制度採取嚴格措施，以致建照數量大幅降低，甚至影響經濟發展。惟藉由技術精研、品質管制及法規修正，而今其民眾似乎又恢復了信心，縱使面對嚴苛的自然環境，當今其 RC 住宅之高度已達 80 年代的 3 倍高。該時期 RC 建築物的高寬比最大已達 7，因高寬比（建築物高度除以短向寬度）越大，地震時外柱承受軸力變化也越大，相對地建築物所使用的混凝土與鋼筋也需要更高的強

度，而且由於耐震壁與制震設備等新穎的消能元件的配合使用，結構相較於過去更容易設計成細長的形狀。

表 2-1 日本 New RC 建築發展

分期	混凝土最大抗壓強度(N/mm ²)	主筋最大強度(N/mm ²)	橫向筋最大強度(N/mm ²)	樓層規模	高寬比(平均值)
第一期 (1972~1989)	30-48	SD390	SBPD1275 /1420	約 10-25 層	2.8
第二期 (1990~1994)	60	SD490	USD785	約 30 層	
第三期 (1995~1999)	100	SD685		約 40 層	
第四期 (2000~迄今)	150 平均 60	SD590 與 SD685 之普及化		約 60 層	3.7 (最大 7)

(資料來源：本計畫整理)

儘管日本高層建築，不限於商業大樓，住宅大樓也不斷地向上空發展，但近幾年來所面臨的課題是，其高層建築未曾實際歷經過大地震的考驗，包括發生在都會區地層下的地震(日本稱之謂直下地震)及週期較長的海溝型地震。尤其是後者，因週期長易引致超高層建築的共振，因為日本超高層建築的歷史短淺，實際地震來時的結構行為如何，還有待考驗。又超高層建築的擺動相對較大，住宅大樓內家具及設備等的固定較其他建物要求應更為嚴格。因此對於超高層住宅，其內部起居設備等的固定，似有必要所規範。日本科學部曾提出「首都直下地震防災減災特別方案」五年研發計畫，以大幅降低地震災害維持都市機能，案中並使用宣稱世界最大，名為 E-Defense 的振動台進行三度空間的振動實驗，試體則是採用鋼骨結構。長周期地震動的影響為近年來日本建築結構界的熱門話題，大阪 WTC 世界貿易大樓(55 層，SC 上層+SRC 地下層，1990 年設計，現為大阪府預定遷入之建物)依 2000 年修正之法規，受長周期震動時 7 至 16 樓的大變形有造成機器設備損傷之虞，該建物在法律上雖屬於「既存不適格物件」之合法建築，但為符合新規範，預定進行 1 8 億 5 千萬日圓(台幣 6 億 5 千萬元)的耐震補強工程。長週期下超高層結構的振幅對適居性造成的影

響，對剛度較大的 New RC 建物，實際地震發生時的影響程度如何，值得留意。

(二) New RC 建築構造特性

New RC 建築構造的形式極其簡單，以方形、矩形、圓形為最好，其次為正六邊形，橢圓形、扇形，常用的平面形式如圖 2-1 所示，左圖為適用於 20 至 40 層，右圖為適用於 40 層~60 層的超高層 RC 住宅之平面圖例。

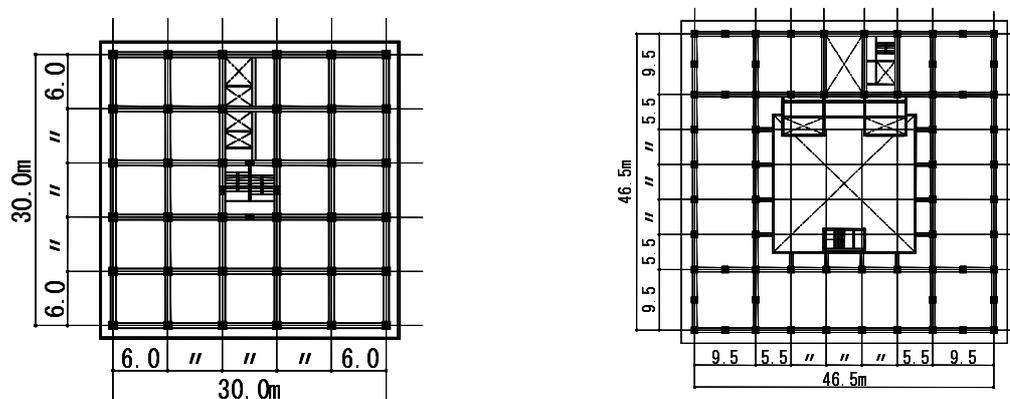
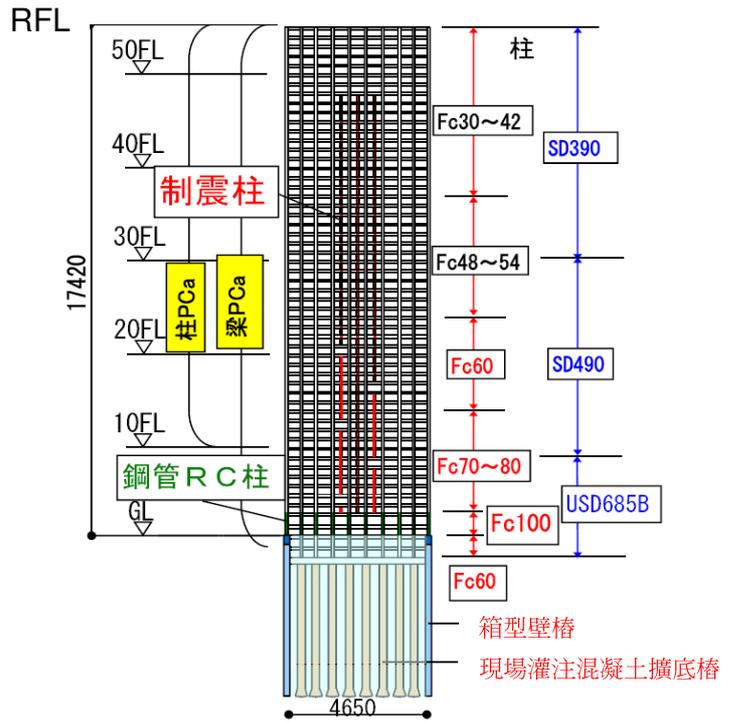


圖2-1 典型的New Rc結構平面圖 (資料來源：文獻1)

立面形狀以矩形、梯形、三角形等均勻對稱為宜，。建築高度則依材料強度而定目前最高約60層，且高寬比不宜過大如上節所述，普遍在3、4左右，各樓層所使用的混凝土強度亦有所差異，地面層的混凝土強度最強，依層向上遞減，其強度分配例示如圖2-2。為了提升上下層的隔音性能，樓板比傳統RC構造更厚，並為提高天花板高度及提高隔間的自由度，幾乎不見小梁的存在，較傳統RC空間省卻許多柱子如圖2-3，這有利於結構體和內裝設備分離的開放式建築SI住宅之開發，所謂的Skeleton and Infill構造方式，也是本所現正推動中的建築使用方式，如「可動隔間系統」或「開放性填充體」之建築等。



(資料來源：本計畫拍攝)



(資料來源：文獻 1)

圖 2-2 高 54 層之混凝土與鋼筋不同強度使用之例示

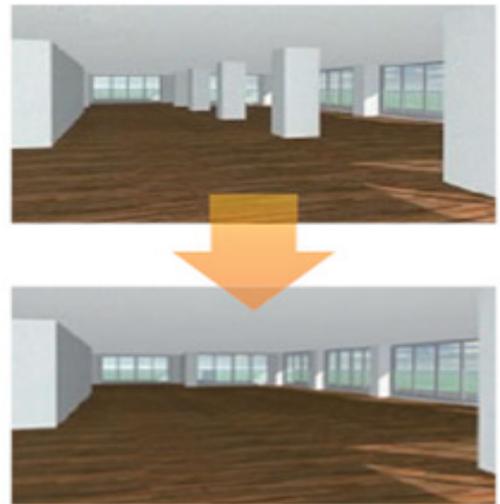


圖 2-3 傳統 RC 結構與 NewRC 結構空間之比較

(資料來源：左圖-本計畫拍攝, 右圖-大成建設 CSR 報告書)

NewRC結構採用大量的預鑄或半預鑄構件（如圖2-4），套管為其與現場澆注構件間接合的重要元件，柱續接時上層預鑄混凝土柱的鋼筋下端預先埋入接續下層柱筋之用的套管內，於現場再插入下層柱的上端鋼筋後，

將高強度水泥砂漿或環氧樹脂等的填充材逆打壓入筒狀套管內。柱與柱端的續接可由柱面的細孔確認水泥砂漿填滿程度（如圖2-5所示），由於使用大量的續接器，續接器雖然較鋼筋佔空間，但因方便了鋼筋的續接，使構件的鋼筋配置極為密集（如圖2-6）。另因使用預鑄及系統模版，NewRC結構柱體表面十分平整（如圖2-7）。



圖 2-4 半預鑄構件及預鑄構件 （資料來源：本計畫拍攝）

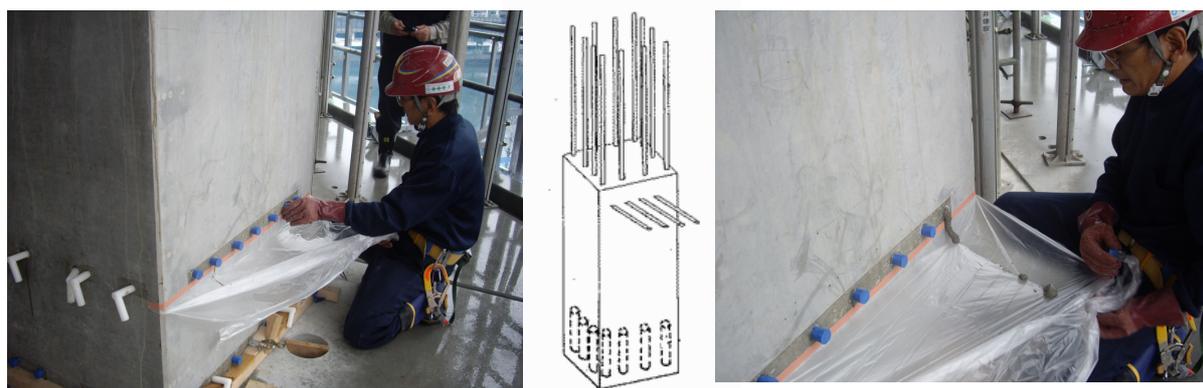


圖 2-5 柱與柱的續接 （資料來源：本計畫拍攝）



圖 2-6 梁柱接頭配筋密集配筋狀況 (資料來源：本計畫拍攝)



圖 2-7 柱面平整程度 (資料來源：本計畫拍攝)

(三) 日本 New RC 相關規定

日本自 1988 年度開始積極推動高強度鋼筋混凝土研究發展計畫，為五年期的國家型研究計畫，如前述簡稱 New RC 總合計畫，其主要成果有 (1) 高強度、超高強度鋼筋混凝土用材料之開發，開發出高強度的混凝土 (強度介於 30 至 150N/mm²) 及鋼筋 (強度介於 400 至 1200N/mm²)，同時製作出其性能評估的試驗方法及判定基準。(2) 施工基準之開發，製作出 New RC 施工基準，以別於以往的施工基準，主要之差異為結構體混凝土強度之想法及強度規定。(3) 結構性能評估方法之開發，作為混凝土和鋼筋之複合體的鋼筋混凝土，提案有關握裹、錨定、圍束效果、2 方向應力下之平板強度等評估式，將適用範圍擴大到高強度。(4) 設計方法之開發，將重點置於地震時之動態行為的設計體系，要求安全率的明確化。上項計畫使混凝土強度增加了 5 倍，鋼筋強度增加了 2 倍，剪力補強筋強度增加了 4 倍，使以 RC 結構建造 50 層以上的超高層住宅成為可能。

1、設計規範

New RC 建築物雖然在日本超高層建築物中已開始普遍採用，並已有相當數量的高層住宅之工程實例，但有關 New RC 的設計與施工專門規範，經查日本至今尚未推出，目前所查得具代表性的參考資料有日本國土開發技術中心出版的「New RC 構造設計 Guideline」等，其內容也僅屬一些原則性規定。日本在超高強度鋼筋混凝土材料的研發上，常採取數個廠商共同合作的模式，不論在結構實驗研究或材料的研發上，例如高強度混凝土的規格，因有取得大臣認定之必要，有營造廠商單獨提出規格，也有與建設公司共同合作提出，基本上在業務上有競爭，但在研發上也多有所合作，以合作研發的成果為依據各自訂定自己的設計施工規範或指針。日本目前尚無 New RC 規範，其原因主要是相關技術尚未達普及階段，對於大型營建公司言，設計施工技術雖已成熟，但仍須相關實驗為佐證，部分技術涉及專利，因此設計細部規範的制訂現階段仍有其限制。一種建築結

構，沒有詳細的設計施工規範依據，並不表示不可以建造該一種類的結構，有能力的一些廠商還是可以先於政府制訂自己的規範，經過審查機關的審查，審查機關的資格以法律定之，審查通過後由建設大臣審核認可，經「建築確認」後始可動工。

從日本過去規範之制訂過程中可一窺其規範制訂之原委。在建築技術專業性規範方面的分類，在其建築「基準法」(即特別法)的「基準法施行令」(即規則)下，有「基準」、「規準」(即規範)、「指針」、「仕様書」(用於材料規格與施工規範方面)、「Guideline」等。其中，「基準」係針對固定的方法標準有關之規定，例如建築物耐震診斷基準，內容是有關使用固定的診斷方法及耐震強度達一定指標要求等之標準或基準性規定。而有關「規準」則相當於我國的規範，「指針」則通常是指可以使用的設計方法並非固定，需要較多的工程上的專業判斷，有時由於內容有納入新近的研發成果，因而使用時需要較多的專業經驗判斷。例如過去日本建築學會所編的「建築基礎構造設計規範及解說」(1974年)，於1988年納入新的研究成果再版時改稱「建築基礎構造設計指針」，經查其改為「指針」之理由為(1)基礎設計不像上部結構設計般有固定的設計方法(2)對於計算所得之數值的正確性尚需要專業判斷(3)內容中含有對於作用在地下外牆之土壓力與水壓力的評估等需要依據經驗作工程專業判斷之項目。因此，「基準」、「規準」(規範)、「指針」等用詞也不完全等同於我國所稱的規範，在性質上仍有其差異。

New RC 結構目前雖尚無「規準」(規範)亦無「指針」，但是仍有其「Guideline」(國內有譯為“準則”者，但其屬於中央法規標準法之行政命令用語之一，似亦不妥)，其應較近似於僅含原則性規定之「指針」，其理由應是相關技術雖成熟但一般廠商尚無能力完成，現階段仍由有能力的大型營建商依現有的相關法令及技術規範，以結構實驗配合，在審查制度的把關下，來進行New RC結構體之規劃設計及施工。「New RC構造設計Guideline」其內容主要是針對材料品質、載重檢討、耐震標準、基礎設計要求、接頭桿件配筋等作原則性規定，並建議對於未規定事項可參考

「New RC 施工標準」、「鋼筋混凝土用高強度竹節鋼棒」、「橫向補強筋用高強度竹節鋼棒」、「高強度橫向補強筋」、「高強度鋼筋之續接性能判定基本規範」、「鋼筋混凝土構造計算規範」、「鋼筋混凝土構造物極限強度型耐震設計指針」等及現有的相關規定。因此，New RC 結構設計施工，可適用既有的結構計算公式、韌性規定、施工細部等規定，若超出該適用範圍時，則需要進行結構實驗，檢證其結構性能。

從日本超高層鋼筋混凝土建築物發展過程，瞭解其高強度鋼筋及混凝土材料之建築物均為大型營建公司所獨自或合作研發後建造而成的。根據各公司自己的設計、施工規範所設計完成的超高強度鋼筋混凝土建築物，需進行專家學者審查及建設大臣認定的。各公司是參照超高強度鋼筋混凝土建築物 New RC 設計指引 (Guideline) 及相關施工標準之基本原則，包括預鑄鋼筋混凝土施工標準等，修改以往所使用的設計及施工規範，進行超高層超高強度鋼筋混凝土建築物的設計及施工。例如日本鹿島建設的「HiRC 工法 施工指針」等。

2、材料規定

日本高強度鋼筋及混凝土材料，其強度及結構性能需由被認可的實驗單位審查認證後方可採用，高強度鋼筋等材料特性及品質規格，須取得國土交通省大臣認定之廠商規格書，其規定係根據日本建築基準法第 37 條第 2 項規定，而設計者有時會於廠商規格書上追加規格要求，例如加入降伏點上限值的限制等，惟仍須經過上項認定。有關建築材料品質的規定，日本建築基準法第 37 條規定：「建築物的基礎、主要結構以及其他在安全上、防火上或衛生上重要的由政令所規定之部分，其使用之木材、鋼材、混凝土及其它建築材料由國土交通省大臣所規定者（以下稱之謂「指定建築材料」）須符合下列各項：(1) 其品質符合國土交通省大臣指定建築材料所要求之日本工業規格或日本農林規格。(2) 國土交通省大臣指定建築材料所要求之在安全、防火或衛生上由國土交通省大臣為相關必要品質所規定的技術基準。」上述政令所規定之部分係指建築基準法施行令第 144

條之 3 有關構造部位的規定，建築材料由國土交通省大臣所規定者係指國土交通省 2000 年告示第 1446 號，包括 JIS 的預拌混凝土與鋼筋等規定。

日本超高層 New RC 建築結構採用套筒螺紋鋼筋續接器的情形甚為普遍，在設計施工規定或續接性能等級的規定方面，有其告示之規定，一般須依據「鋼筋續接器性能判定基準」之規定，經取得性能評估之廠商規格書可作為設計之參考資料及施工標準。「鋼筋續接器性能判定基準」規定續接器的性能可分為 4 種類，SA 級、A 級、B 級和 C 級。SA 級為其強度、勁度和韌性幾乎與母材相同之續接器，A 級為其強度、勁度與母材相同，但其他性質稍劣於母材之續接器。超高層 RC 造實際使用的續接器為 SA 級、A 級。

因超高層 New RC 結構的低樓層柱梁主筋需使用粗徑鋼筋（直徑約在 40mm 或更大），為了防止劈裂之握裹破壞，幾乎不需搭接，因此較不需進行高強度柱主筋的搭接實驗。又為了防止握裹割裂破壞，目前尚未見主筋使用成束的案例。而端部錨定的規定方面，除了 L 形及 U 形的彎折錨定外，常使用錨定頭，對此我國目前尚無關於錨定頭的規定，日本則有其土木學會出版的「鋼筋定著與繼手指針」，亦即有關錨定與續接的指針，對於抗拉試驗與抗彎試驗均有詳細規定。該指針適用於鋼筋混凝土結構、預力混凝土結構、以及鋼與混凝土混合結構，對於設計考量及施工與檢查原則有基本規定，而指針中未規定之細節事項則可參考其「混凝土標準示方書」。高強度鋼筋之錨定在使用錨定板時，鋼筋廠商須取得性能評估的規格書，設計者則參照鋼筋廠商的規格書及結構實驗，考量保護層厚度及間距等因素，根據結構計算決定其規格。

在材料方面除了高強度混凝土與鋼筋外，骨材較以往扮演更重要的角色。一般混凝土規範規定骨材抗壓強度須在 50N/mm² 以上，因此通常骨材岩質較易符合國家標準，岩石的強度比一般混凝土強度高，骨材對混凝土強度發展性並不會有很大影響。但是 New RC 的混凝土強度超過 60N/mm²，所需骨材的強度應更高，超出一般骨材最低強度要求，因此必須瞭解骨材的選擇是重要的，對於岩質應有一定的要求，為確保穩定的骨材品質與骨材來源，日本營造廠商對於骨材品質要求特別嚴格，並限定用某些地區出

產的骨材，如圖 2-8 為廠商所展示骨材來源。

高強度混凝土所使用之拌和水，不得使用回收水。因回收水變異性很大，對高強度混凝土之品質的影響目前尚未有足夠的調查資料，又既使一般混凝土中使用部分回收水時，對混合劑的使用量、隨著時間之坍度變動、抗壓強度、乾燥收縮、中性化深度等都會帶來影響，故現階段高強度混凝土中不得使用回收水拌和。



圖 2-8 New RC 骨材

(資料來源：本計畫拍攝)

3、施工及管理規定

日本的超高層 RC 建築結構施工，為工程品質、場地限制及工期之考量，常使用預鑄構材，預鑄幾乎變成施工的主流。主要優點雖為高品質、短工期，但缺點有製造成本的提高。因此根據超高層建築的建造條件，詳細評估何種構件需使用預鑄構材。在建築物設計階段預鑄構材的採用也須考慮其與現場澆注體間的相容及結合性，預鑄與現場澆注材間須具相同的性能，有時預鑄可兼具現場施工模版的角色，相關資料可參考日本建築學會 2002 年出版的「現場澆注同等型預鑄鋼筋混凝土構造設計指針(案)・同解說」。本所「超高強度鋼筋混凝土建築設計施工指針之研擬」研究小組根據日本超高層鋼筋混凝土結構施工計畫及管理相關規定，整理如次：

(1) 超高層鋼筋混凝土結構的基本施工計畫

① 從設計階段的施工性考量…結構體斷面的標準化

柱、梁構材斷面的「標準化」使鋼筋混凝土造之模板、鋼筋、混凝土的作業單純化。提高模板及鋼筋組立器具的轉用性，同時提高作業的熟悉效果。

② 鋼筋的預組化…柱筋的預組化

主筋原則上使用大直徑高強度鋼筋，箍筋為閉合形，以求組立作業的簡易化、能率的提升。預組化以各層為單元，主筋的續接原則上使

用機械式續接器。

③ 鋼筋的預鑄化…梁筋的預鑄化

與柱相同，主筋使用大直徑高強度鋼筋，箍筋為閉合形。預組化包括接頭區，形成十字、丰字、井字形等，視起重機的能力儘可能進行大的預組化。其目的為減少起重次數以及減少高價的梁主筋續接個數。

④ 柱模板的格板片化…柱模板的預組化

為提高模板的轉用次數，將柱模板格板式化，鎖緊方式也非模板貫穿式而採用從柱外側鎖緊方式。此法可達組立、拆模作業的簡略化，提高施工速度。

⑤ 梁、樓板模板的一體化、大型化…梁模板內藏之平板式模板

將組立、拆模作業最麻煩的梁模板與樓板一體化，以大幅提升作業效率。

⑥ 梁模板內藏之平板式模板的轉途與替換

將平板式模板推出拆模樓層，利用起重機移送到作業樓層。假如有兩部起重機則可同時進行預組化柱模板的作業。如此可縮短作業時間。

⑦ 柱與梁樓板的混凝土分別澆注…VH 分別澆注工法

為防止柱混凝土澆注後因混凝土沉降導致柱梁界面的龜裂，柱和梁樓板的混凝土分兩次澆注。柱混凝土澆置時，因於無梁筋及樓板鋼筋處進行，可將低坍度高品質的混凝土充分搗實。

⑧ 梁主筋的錨定方式

採用 VH 分別澆注工法時，重要的是柱主筋的錨定無法採用柱內彎鉤，而是要於接頭區內完成錨定。錨定方法有「U 形錨定式」和「錨定板錨定式」或「錨定螺帽式」。

⑨ 陽台、樓梯的預鑄化：二次構件的乾式化

將柱、梁、樓板之主要構材以外的陽台或樓梯預鑄化。特別是樓梯採用鋼骨造，可作為施工梯先行組立至上一樓層，作業人員利用作為上下非常方便。

(2) 超高層鋼筋混凝土結構的假設計畫

① 起重機計畫…塔吊機

採用積層工法時，考量起重機常需升高的狀況下，起吊機的機柱與升降機的支架應選擇可簡單接續的機械。

② 起重機計畫…平台升降機

進行結構工程時，模板等之轉用材很多，若全部使用起重機，恐怕會造成起重機的超時運作。因此使用升降機及挑出構台，專門往復4~5層樓間的轉用材搬運。

③ 地面組立場計畫

使用於鋼筋預組、系統模板的地面組立場，最少需要「建築面積左右」。設置大型模板的地面組立場及預鑄樓板的現地工廠時，需要更大的場所。無法確保作業場時，將會影響到鋼筋預組的小型化或變更模板系統等施工計畫。

(3) 超高層鋼筋混凝土結構的工程計畫

① 結構體工程施工順序

現場澆注工法的施工順序如下：

- a. 設置柱模板…柱模板已預組化
- b. 梁樓板大型平板模板替換、設置
- c. 柱混凝土澆注…採 VH 工法
- d. 吊裝梁預組鋼筋…主筋續接後、放置到梁底部
- e. 樓板配筋及陽台預鑄板設置後吊裝柱預組筋
- f. 梁、樓板混凝土澆注

② 主體結構循環工程

使鋼筋混凝土造之施工脫離密集勞動，根據預組化及機械化之合理化施工的工程計畫要點為，確立每一樓層的循環工程。通常而言標準的循環工法，現場工法約6~8日/層，預鑄化工法為4~5日/層。

③ 裝修材的先行吊裝例

先行吊裝之材料主要為外牆材料，此為防止風雨先構築止水線，以

便進行建築內部工程。

④ 全體工程進度表

累積結構體循環工程，作成全體工程進度。循環工程為實際工作日數，換算成日曆天(考慮休假日及雨天等無法施工日)時，換算係數使用 1.4~1.5。

(4) 超高層鋼筋混凝土結構的品質管理

① 每輛混凝土預拌車的時間管理

混凝土的時間管理中，「每輛預拌車從拌合開始到澆置結束的時間管理」以及「每一柱、梁、樓板的澆置時間管理」為重要的。

② 估算溫度與判斷混凝土強度的關係

脫模時混凝土所需強度，根據結構計算、開裂彎矩等來計算。此管理手法稱為「估算溫度」。工程開工前就數種水灰比即不同強度之混凝土進行試拌合，確認其發展強度。因此，實際工程進行時，每天測定、紀錄氣溫，確認澆置後混凝土每日的氣溫。判斷達到脫模時所需強度時，根據試體加以確認後，進行脫模作業。無法達到所需強度時，必須變更混凝土的配比強度，採取溫度修正等處置。

③ 混凝土的管理資料表

混凝土的強度管理有「初期管理」、「7日強度」、「28日強度」及梁樓板之「脫模時強度」管理。「28日強度」及「設計強度」的管理，每個構材 3 次試驗(試體 9 個)，每樓層 6 次試驗使用 18 個試體來管理。

④ 結構體混凝土強度的測試結果

於混凝土管理資料表內，整理出結構體混凝土強度的結果。確認材齡 4~5 日之脫模時的強度，28 日時之設計強度。

(5) 工地現場預鑄工法

現場預鑄工法即於工址基地內製造預鑄構材。無須工廠經費、運送費等當然比起廠製可降低成本，但是必須有製造構材的場所。即使是合理化的現場澆注工法對於施工計畫、施工管理也有許多困難的地方，但是僅將柱、梁、樓板的任一種預鑄化則可得到更合理化的施工。

當然想要預鑄化本身從「設計」到「施工計畫」、「製造管理」就需要很多專門技術，但是預鑄構材本身「造價偏高」也為是否採用的檢討點。日本有柱、梁、樓板全預鑄化即無現場澆注的最先端工法，但是也有僅部份預鑄化的工法，現況為配合各自現場的狀況加以選擇。根據各構材的特徵最容易組立者為柱構材，製造也簡單、構材為一樓層高比較輕，無須過度提升塔吊機的能力。梁構材製造較難，根據跨度構材的重量也會變重。因此，此處以台灣目前較容易採用的「柱構材的現場預鑄化工法」為中心來介紹。

① 柱預鑄(到梁下端)、梁樓板現場施作

柱的預鑄化最單純的方法為，到梁下端為止的預鑄化方法。接頭區及梁、樓板為現場澆注。可取代柱預組筋吊裝、柱預組模板吊裝、柱混凝土澆注的工程，循環工程可縮短一天。

② 柱預鑄構材的製造

柱預鑄構材的製造方法有縱向澆注和橫向澆注。縱向澆注時製造場所較狹窄也可，但為了讓混凝土能從預拌車直接澆注，必須於比 GL 低的位置製造。橫向澆注需要較大的場所，如能確保儲存場此為最容易進行的方法，於日本主要採用橫向澆注。

③ 梁筋埋入接頭區之一體型預鑄柱

柱預鑄化的進一步方法為「梁主筋埋入接頭區之一體型柱預鑄化工法」。柱的一部分即將必須與柱相同強度的接頭區預鑄化。此法為目前日本採取僅柱預鑄化工法的主流。

④ 柱、梁鋼筋的地面作業

柱、梁鋼筋預組化後先行儲存起來。

⑤ 柱混凝土的澆注

柱混凝土讓預拌車於旁邊直接澆注最理想，但是於狹窄現場反復施作時，也有可能無法直接進行。預組鋼筋及構材的搬運，必須使用吊車，有時可利用該吊車以混凝土吊桶澆注混凝土。預鑄構材的製作以一天一件的周期製造，寒冷時期必須有「蒸氣養護」的設備。

⑥ 預鑄構件的存放

結構工程的循環工程即 4~5 天的期間，必須製造一樓層份所有柱構件並儲存。必須將側柱及隅柱、內柱等各式形狀的構材有效率的存放在狹窄的場所。

⑦ 預鑄構件的安裝

以塔吊將柱預鑄構材吊至作業樓層。吊裝所需時間與塔吊能力有關但通常為 10 分/件。僅此吊裝作業，已完成柱配筋、柱模板、柱混凝土、梁配筋的作業。

⑧ 梁主筋的續接：套管續接

柱預鑄構材的吊裝作業後，立刻進行梁主筋續接和續接處部分的箍筋配置。梁主筋的續接，日本大多採用梁用的套管續接器。因為是套管，即使梁主筋對接處有些誤差也能容易施工。

⑨ 梁主筋的續接

梁主筋的套管續接器，需從注入口注入填充材直到從吐出口流出為止。在填充材凝固前，為使套管不移動設有螺栓固定著鋼筋。

⑩ 柱主筋的續接：套管續接與接合隙縫的無收縮水泥

接合隙縫與套管同時填充水泥砂漿，於柱預鑄材接合處之隙縫利用「空氣管」代替模板，充氣後可防止水泥砂漿填充材漏出。水泥砂漿從套管續接器的一處注入口進行，確認全部套管從吐出口流出水泥砂漿為止，作為填充完成的管理。

⑪ 梁構件的現場預鑄

製作梁預鑄構材時考慮梁上端筋與樓板澆注成一體。梁主筋的續接設於跨度中央，該部分施作模板於現場澆注混凝土。外周梁不希望於跨度間現場澆注時，可將梁主筋續接設於接頭區內。

⑫ 樓板的現場預鑄

工廠製造之半預鑄樓板，因道路運送關係其寬度約為 2m 左右。因此全面採用工廠製造的半預鑄樓板時，樓板的件數會變多，片片配置花費時間。對此可改為現場製造，一個跨度一片預鑄樓板重量約 10 噸以上，但須提升塔吊的能力。一跨度一片半預鑄樓板時，樓板上端

筋可預先配置，大幅提升作業的效率。

第二節 國內 New RC 相關研究發展

1、國內推動 New RC 現況

為加強國人對 NewRC 之認識，本所於 2007 年 7 月 26 日、27 日指導台灣建築中心、台灣省土木技師公會等，於台北、高雄舉辦「新世代超高強度鋼筋混凝土構造工程技術研討會」，邀請日本學者、專家就 New RC 的發展、結構計畫及分析方法、結構安全的評估方法以及施工實例進行介紹，並請日方專家與國內產官學各界代表舉辦座談會，對於 New RC 之相關事項提出問題進行深入討論。另於 98 年 9 月 23 日由本所相關計畫協同主持人廖慧明建築師邀請四位日本資深學者專家來台，召開日本超高層建築之發展而於新時代超高層鋼筋混凝土構造工程技術第二次研討會演講，介紹日本建築中心審查流程及超高層建築物之審查作業辦法等，並對於結構計畫和耐震設計現況、特殊結構審查、現場預鑄工法的相關資訊等，進行更深入的介紹。

為推動超高強度鋼筋混凝土結構，本所加強實驗研究，藉助於 96 年建置完成的大型結構實驗設備，於 97 年進行協同研究計畫-「含高強度材料 RC 柱之軸向受力行為與強度評估」研究。該實驗製造 21 支大尺寸高強度混凝土柱試體（50cm×50cm 斷面），相較於日本常採用的縮尺寸試體（約 25cm×25cm 斷面），可以獲得更為正確的實驗數據，可作為結構設計分析之重要資料，提供現行結構構件設計準則之參考。該實驗所採用的混凝土抗壓強度為 42、56 及 70N/mm² 等三種，惟鋼筋仍使用 420、490N/mm² 來評估其軸力強度與檢討設計方法。混凝土抗壓強度雖部分試體屬於超高強度（日本一般定義為 60N/mm² 以上），但鋼筋仍侷限於傳統強度的鋼筋。對此為提高韌性以反應超高強度鋼筋混凝土的行為，對於混凝土強度 70N/mm² 的試體，不採用矩形斷面柱耐震箍筋最小間距所規定的 100mm，而強化箍筋間距至 75mm，該實驗研究係使用本所材料實驗中心 3000 噸萬

能試驗機來進行。

本所鑑於國內高強度混凝土及鋼筋材料產製技術逐漸成熟，為避免太多重複研究，及節省研究資源時間，乃參考日本既有的研究應用成果，引介有關設計施工經驗，以儘速導入超高強度鋼筋混凝土建築技術，促進國內 New RC 建築之應用發展。基於超高強度鋼筋混凝土結構的許多優點，為儘早推動使用於國內，本所於今(98)年度參考日本 NewRC 相關資料，與嫻熟日本建築結構技術之專家學者協同進行「超高強度鋼筋混凝土建築設計施工指針之研擬」。

2、國內 New RC 相關發展

為促成國內產官學研能早日使用超高強度之混凝土與鋼筋於高層建築，本所上述指針之研擬乃著重於其設計與施工基本原則之研訂，此處所謂指針並非涵蓋所有的技術細節的類型或定義一定的設計或施工方式，而僅及於為實際設計和施工給予基本原理或原則之建議。期望對於各界在初入該領域的發展與應用上提供可資遵循的參考，而該指針未來仍有待修正及檢討，並期望能注入更多的本土元素。

該指針分成六章，包括第一章通則（適用範圍、適用方法及原則、名詞定義）；第二章結構計畫（結構計畫、規則性結構系統、採用超高強度鋼筋混凝土之標準結構構材、結構體之要求目標性能、超高強度 RC 構材製造與工地施工可行性之確認）；第三章高強度鋼筋混凝土之材料與構材性能（適用範圍及原則、高強度混凝土之性能要求、高強度混凝土材料的一般事項、混凝土配比強度、高強度鋼筋、高強度混凝土構材）；第四章耐震設計與分析方法（適用範圍、用語、耐震設計基本原則、耐震設計之判定基準、結構物之模擬方式、構材之反復受力特性、地震設計的方向性、根據靜力分析之耐震性能的確證、設計地震力及其豎向分配、架構之水平強度、降伏機構的保證、基礎結構、根據動力分析之耐震性能的確證）；第五章預鑄混凝土構材之結構性能要求（適用範圍、性能要求、設計原則、

細部規定)；第六章施工及管理(通則、特殊施工法之必要性、混凝土之發包、製造及輸送、預鑄構材之組裝、施工計畫及施工管理、施工品質之管理、施工品質之確認)，該指針之條文如附錄所示，至詳細內容解說可參閱其成果報告書。

在實務上目前國內已有產業界與學界實質在進行 New RC 的相關研發，例如類似預鑄構材積層工法的應用等；而在材料方面國內目前常用的 SD490 鋼筋已不符合要求，經查明年起國內亦將有知名鋼筋大廠正式生產類似於日本 40 層以上建築常用的 USD685A 與 USD685B 的超高強度鋼筋。混凝土部分，前述本所 97 年協同研究計畫實驗試體所採用的混凝土目標強度已可達 70N/mm^2 ，圓柱試體實際抗壓強度部分試體組的平均值最高接近 100N/mm^2 ，因此強度上國內在生產 100N 級的混凝土已成可行，若在特別品管下結合混凝土優標章驗證制度及 ISO 9000 品質驗證，應可提供 New RC 所需的穩定產品。

國內高強度混凝土及鋼筋材料的產製技術雖已成熟，但部分組件的規格與技術規範尚不盡完備。由日本 New RC 工程實例知，超高層 RC 建築中，續接器是關鍵性構件之一，續接器的使用量很大，而國內目前尚無正式的規格及使用規範。國內在續接器，規格之制訂過程可謂坎坷。本所自 84 至 86 年間即已推動續接器的研究並草擬設計及施工規範，88 年與營建署成立規範審查專案小組完成審查後供業界參採，惟因國內營建業及鋼筋續接器業者的起伏消長，業界對既有參考規範屢有加以調整與修改之呼聲，本所遂於 93 年進行「鋼筋續接器續接設計規範與施工規範及解說研修」案進行研修，並上網公開徵求工程界意見，後續由中華民國結構工程學會的鋼筋混凝土結構委員會也成立工作小組，完成「鋼筋續接器續接設計規範與解說」、「鋼筋續接器續接施工規範與解說」及「鋼筋續接器續接試驗法」，惟均屬建議案，仍未推出正式規範且限適用於 CNS 560 竹節鋼筋。上述續接器規範草案亦主係參考日本土木學會針對有關機械式續接器續接之設計、施工、品管等所訂定的「鐵筋繼手指針」，另日本建築學會「鐵筋配筋指針同解說」也訂定相關規定作為使用參考。惟既使國內有鋼筋續

接器規範草案，也仍不適用於 USD685A 的超高強度螺紋節鋼筋。社團法人台灣混凝土學會刻正針對高強度鋼筋混凝土結構所需之鋼筋，進行「新世代高強度鋼筋混凝土研究」，預期將會研發適合國內建築結構使用的高強度鋼筋，並制定其規格與標準，包含續接器與錨定性能要求等，以發展適合的高強度鋼筋混凝土高層建築為目標。

研究發展的精進可創造出高品質的材料，惟混凝土中所使用的骨材取自於大自然，目前無法創造或以他種材料取代，尤其是 New RC 所使用的骨材，較傳統的混凝土扮演著更吃重的角色。我國混凝土規範規定骨材抗壓強度須大於 500 Kgf/cm^2 （相當於 50 N/mm^2 ）以上，而本所目前所研擬的 New RC 混凝土強度最高達 120 N/mm^2 。因此，未來在推動 New RC 結構時，砂的品質及來源勢必比一般混凝土要求更為嚴格，否則混凝土破壞時極可能是先由骨材的開裂開始。對此國內一般骨材品質恐難達要求，除部分地區的砂石外可能需取自碎石或岩石，經查岩石的強度，砂岩強約 $48\text{--}206 \text{ N/mm}^2$ 、大理石 $68\text{--}206 \text{ N/mm}^2$ 、石灰岩 $34\text{--}240 \text{ N/mm}^2$ 、花崗岩 $103\text{--}240 \text{ N/mm}^2$ ，其強度的離散性很大，未來 New RC 在國內適用時，是否可以獲得穩定的骨材品質及骨材來源，也是一大考驗。由表 2-2 可以瞭解欲推動本 New RC 建築，相關法規或審查制度亟待建制，而所需構件相關之規範亦亟待訂定。

表 2-2 日本與我國 New RC 相關規定及材料發展現況比較

相關規定及材料發展	日本	我國
法令規定	<ul style="list-style-type: none"> ● 日本建築基準法第 37 條規定有所謂「指定建築材料」之規定，須符合：(1) JIS 或 JAS (2) 國土交通省大臣指定建築材料所要求之品質基準。政令(建築基準法施行令)第 144 條之 3 有關構造部位的規定。2000 年告示第 1446 號，包括 JIS 的預拌混凝土與鋼筋等規定。 ● 在審查制度的把關下，以結構實驗配合確保品質。 	<ul style="list-style-type: none"> ● CNS 規格尚無相關規定。 ● 現階段可根據建築技術規則第 4 條、第 6 條(建築技術之審議及研究)及「建築新技術新工法新設備及新材料審核認可申請要點」辦理。
設計規範	<ul style="list-style-type: none"> ● 「New RC Guideline」、「New RC 施工標準」、「鋼筋混凝土高強度竹節鋼棒」、「橫向補強筋高強度竹節鋼棒」、「高強度橫向補強筋」、「高強度鋼筋之續接性能判定基本規範」、「鋼筋混凝土構造計算規範」、「鋼筋混凝土構造物極限強度型耐震設計指針」及業界有「HiRC 工法施工指針」等。 	<ul style="list-style-type: none"> ● 規範規定鋼筋之規定降伏應力不宜大於 5,600 kgf/cm² ● I 混凝土填充型鋼管混凝土柱採用抗壓強度大於 560 kgf/cm²之混凝土時，應以公認合理之試驗證明其可行性與可靠度。本所 98 年協同研究案「超高強度鋼筋混凝土建築設計施工指針之研擬」
混凝土	<ul style="list-style-type: none"> ● 1600kg/cm² 已實用化，技術已達 2000kg/cm²。 	<ul style="list-style-type: none"> ● 混凝土優標章驗證制度及 ISO 9000 品質驗證。 ● 700kg/cm² 至 1000kg/cm² 級應屬可行。
鋼筋	<ul style="list-style-type: none"> ● 降伏強度 685(A)、685(B)、985N/mm² 等共三種，鋼筋直徑 6 至 51mm 共 13 種。一般主筋用 USD685；箍筋用 USD785、SBPD1275/1420。 	<ul style="list-style-type: none"> ● CNS 560 (鋼筋混凝土用鋼筋)。RC 設計規範規定降伏強度不得大於 5600kg/cm²，已不敷使用。 ● 明年將生產類似日本規格 USD685 之超高強度鋼筋。
續接器與錨定頭	<ul style="list-style-type: none"> ● 採用套筒螺紋鋼筋續接器極普遍，有相關「告示」之規定，經取得性能評估之廠商規格書可作為設計之參考資料及施工標準。規定續接器的性能可分為 4 種類，SA 級、A 級、B 級和 C 級。超高層 RC 造實際使用的續接器為 SA 級、A 級，另錨定部分常使用錨定頭。有「鋼筋續接器性能判定基準」、「鋼筋定著與繼手指針」。指針中未規定之細節事項可參考其「混凝土標準示方書」。 	<ul style="list-style-type: none"> ● 88 年營建署完成審查，業界對既有參考規範調整與修改之呼聲，本所 93 年進行「鋼筋續接器續接設計規範與施工規範解說研修」案(參考日本土木學會「鐵筋繼手指針」)，上網公開徵求工程界意見。後續由中華民國結構工程學會完成「鋼筋續接器續接設計規範與解說」、「鋼筋續接器續接施工規範與解說」及「鋼筋續接器續接試驗法，惟均屬建議案且限適用於 CNS560 竹節鋼筋。 ● 錨定頭部分，國內尚無規定。
骨材	<ul style="list-style-type: none"> ● 骨材表乾密度一般採用 2.6 g/cm³，為達混凝土目標強度超過 600kg/cm²，骨材角色更形重要，廠商常限定使用某特定地區出產之骨材。 	<ul style="list-style-type: none"> ● CNS 1240 (混凝土粒料)，一般混凝土規範規定骨材最低抗壓強度為 500kg/cm²，低於 NewRC 混凝土的 600kg/cm²，骨材部分另需訂定。

(資料來源：本計畫整理)

第三章 New RC 實驗文獻探討與實例分析

第一節 實驗文獻探討

超高強度鋼筋混凝土 (New RC) 結構之研究開發最早是由日本於 1988 年至 1993 年其建設省建築研究所所主導下進行的 ”使用高強度混凝土與鋼筋之先進 RC 建築物之開發 ” (Development of Advanced Reinforced Concrete Buildings using High Strength Concrete and Reinforcement) 五年國家型研究計畫開始，該計畫開始雖由政府推動，但從計畫到具體建築結構的成果展現，主要還是靠業界大型營建公司的共同願景與產官學從研發、規劃、設計、施工的合作下達成推動目標。20 年來已累積相當多的實驗研究資料，材料部分包括鋼筋、添加劑、骨材、纖維、續接器、無收縮水泥砂漿等之實驗研究，結構部分包括柱、梁構材、預鑄柱外殼、牆版、梁柱接頭等有關之各種力學特性實驗研究。對於與日本建築發展環境相似，因地狹人稠也有著向超高層發展之需求的我國，其推動經驗及實驗研究資料值得參考。

本研究計畫所蒐集之實驗相關資料如下，包括使用超高強度鋼筋與高強度混凝土之鋼筋混凝土柱耐震性能、添加 PP 纖維之超高強度鋼筋混凝土之製造技術實驗研究、超高強度混凝土之鋼筋混凝土柱構材耐震性能、超高強度鋼筋混凝土柱之中心抗壓特性、使用高強度材料之鋼筋混凝土柱撓曲剪力實驗、使用超高強度混凝土與高強度鋼筋之 RC 梁柱接頭結構性能、使用高強度材料之外殼 PCa 柱之加載實驗、使用核心牆之超高層 RC 住宅的開發研究、高強度鋼筋混凝土柱高軸力下之剪力特性實驗研究、使用超高強度材料之鋼筋混凝土結構內部柱梁接頭的剪力強度之調查與檢討、使用超高強度混凝土之鋼筋混凝土柱的抗壓特性研究、超高強度混凝土實用化研究、使用超高強度材料之超高層 RC 構架的耐震性能、使用高強度材料之超高層鋼筋混凝土建築結構實驗研究、適用於高強度混凝土之高強度剪力

補強筋等。

國內在超高強度鋼筋混凝土或 New RC 相關之結構實驗，有本所 97 年的協同計畫「含高強度材料 RC 柱之軸向受力行為與強度評估」之研究案，RC 試體使用斷面 500*500mm、主筋配置 12-D25、鋼筋用 SD420 及 SD490，混凝土分成 Normal 42 MPa、Moderate 56 MPa、High-strength 72MPa（實際 78.7-98.8 MPa）等數種，另 H 部分用 75mm 的箍筋以提高韌性，最高加載至 2263 噸。因該案所使用鋼筋仍屬傳統鋼筋，混凝土強度也在 New RC 所使用的強度的低限上，雖不同於日本的 New RC 實驗，但本案的執行有以箍筋緊密配置模擬探討類似 New RC 柱軸向受力行為的意義。該案於審查會議中有委員曾建議，若要發展高強度材料 RC 柱及構架之受力行為，應有一系統之規劃，包括高強度混凝土受軸力、剪力、彎曲力及反覆載重等之試驗。

據悉國內明年將有廠商生產高強度竹節鋼筋，其規格與日本的相同。日本所使用的鋼筋傳統上 JIS 規定降伏強度為 295~490N/mm² 共五種，而其 New RC 計畫所開發的鋼筋有降伏強度 685(A)、685(B)、985N/mm² 等共三種，鋼筋直徑 6 至 51mm 共 13 種。至於混凝土方面，國內已有 HPC、SCC 的發展經驗，據瞭解已可生產抗壓強度達 70 至 100 N/mm² 的混凝土，在更嚴格的品管控制下更高強度的混凝土亦屬可行。因此推動 New RC 的時機儼然成形，惟欲達本土化，實驗研究乃屬關鍵；又為達事半功倍之效，日本過去 New RC 相關的實驗資料有整理參考之必要。

本章依上述審查會之建議，蒐集探討日本 New RC 實驗資料，包括製造技術、耐火性能、耐震性能、抗壓特性、及剪力特性等相關實驗，期供國內進行類似實驗的比較，研擬超高強度鋼筋混凝土結構設計規範基礎資料或解說，以及相關實驗研究課題規劃之參考。

(一) 製造技術—添加 PP 纖維之超高強度鋼筋混凝土之製造技術實驗研究

1、實驗目的

過去的研究資料顯示 $F_c=100\text{N/mm}^2$ 以上的鋼筋混凝土柱的耐火時間為 3 小時以下，而 $F_c=150\text{N/mm}^2$ 級的鋼筋混凝土柱的耐火時間僅約 1 小時。其主要原因之一是混凝土受熱後，會發生爆裂現象，為抑制其爆裂，添加有機纖維是最有效的方法，因為有機纖維在高溫時會融化，使混凝土內部形成可排洩蒸汽之通路，避免內部產生高壓而爆裂。但是因為混凝土強度愈高，所需添加的纖維量就愈大，如此流動性與施工性反而會變差，結果導致強度的下降。

對此，該實驗針對上述流動性與施工性等，以 F_c 在 120N/mm^2 至 150N/mm^2 級的超高強度混凝土為對象，探討有關添加聚丙烯 (PP) 纖維的超高強度混凝土相關拌合製造技術。除針對材料與配比的適當性進行檢討外，包括對於摻加防止爆裂用 PP 纖維的高強度混凝土製造問題。另有報告顯示，混凝土受熱溫度到 500°C 後，放置一段時期抗壓強度會有所恢復；但高強度混凝土則難有此現象。

2、試體製造

拌合製造方面，包括室內實驗與實機實驗。

- (1) 室內實驗目的是檢討 PP 纖維的種類、添加量對於新拌混凝土的性狀與強度發展情形。另針對所使用的材料如膠結材料、骨材、摻料等及水膠比，進行檢討比較。該實驗試體之製作，是先將水泥砂漿拌合好後，再投入粗骨材拌合。拌合完成之混凝土倒入模擬之拌合車傾斜型拌合鼓內，添加 PP 纖維後完成超高強度 PP 纖維混凝土之製造。

室內實驗使用材料如下：

膠結材料—添加矽灰之水泥 (SFC)、低熱波特蘭水泥加矽灰 (LSF)、以及由普通波特蘭水泥、爐渣石膏與矽灰以 7:2:1 組成之所謂三成分水泥 (VKC)。

化學摻料—羧酸系高性能減水劑 (Poycanboxylic Acid Superplasticizer)。該試驗採用 5 種廠牌的減水劑。

骨材種類—有兩種，一為硬質砂岩 (面乾密度細骨材為 2.58g/cm²，粗骨材為 2.65g/cm²)；另一為安山岩 (面乾密度細骨材及細骨材均為 2.62g/cm²)。

合成纖維—聚丙烯纖維 (PP 纖維，48 μ m \times 10mm)。添加量為 A 廠牌 0.24 及 0.36vol%；B 廠牌 0.30vol%。

(2) 實機實驗目的是檢討 PP 纖維的種類、添加量對於新拌混凝土的性狀與強度發展情形。並製作各種模擬柱試體，進行結構體混凝土強度試驗。該實驗試體之製作，是直接添加 PP 纖維於預拌混凝土廠卸料至預拌車內之 W/B 為 0.13 至 0.20 的混凝土中，完成超高強度 PP 纖維混凝土之製造。

實機實驗使用材料如下：

膠結材料—添加矽灰之水泥 (密度 3.08g/cm²)

化學摻料—羧酸系高性能減水劑 (Poycanboxylic Acid Superplasticizer) 一種

骨材種類—硬質砂岩 (面乾密度細骨材為 2.59g/cm² 及 FM2.63，粗骨材為 2.65g/cm² 及 FM6.60)

合成纖維—聚丙烯纖維 (PP 纖維，48 μ m \times 10mm) 僅 A 廠牌一種

3、實驗結果

(1) 室內實驗部分

a. 添加 PP 纖維的影響：

- (a) PP 纖維添加前後，混凝土的坍流度值有所差異，隨廠牌及添加量其差值也不同。
- (b) 添加 A 廠牌的 PP 纖維相較於 B 廠牌所造成坍流度的降低量為小。A 廠牌的 PP 纖維添加至 0.24vol% 時，坍流度降低不大；添加至 0.36vol% 時，坍流度降低非常大。
- (c) PP 纖維造成坍流時間拉的非常大，其原因是纖維的加入造成流動性降低，以及纖維的糾結使流動速度降低。
- (d) 對混凝土強度的影響方面，PP 纖維添加後的標準圓柱試體強度的降低不大，材齡 91 天的試體 PP 纖維對強度的影響值最大約 5%。

b. 膠結材料的影響

- (a) SFC 混凝土與 LSF 混凝土在不同水膠比 W/B 下所需之化學摻料（減水劑 sp）的量幾乎沒有變化；但 VKC 混凝土在不同水膠比 W/B 下所需 sp 量，會有隨著水膠比 W/B 的降低而增大的傾向，在 W/B 為 0.13 時，所需 sp 量為 SFC 混凝土或 LSF 混凝土的 1.5 倍。
- (b) 坍流度 50cm 所需時間為評估粘性之重要指標，所需時間愈長粘性愈大。上述三種膠結材料之混凝土在 W/B 為 0.16 時，50cm 坍流時間的差異並不大，但是 LSF 混凝土在 W/B 為 0.13 時坍流時間非常長。
- (c) 對混凝土強度的影響方面，W/B 值愈低，強度有成線性增高的傾向。但是 VKC 混凝土相對於 SFC 混凝土與 LSF 混凝土，此一傾向並不顯著。W/B 為 0.13 時材齡 91 天時的抗壓強度為 SFC 混凝土 > LSF 混

凝土 > VKC 混凝土，SFC 混凝土較 LSF 混凝土高 20N/mm^2 ，較 VKC 混凝土高 35N/mm^2 。

c. 骨材的影響

- (a) 骨材種類對於化學摻料（減水劑 sp）使用量的影響不大。
- (b) 使用硬質砂岩之骨材的混凝土，其坍流時間較長，比使用安山岩的混凝土之粘性為大。
- (c) 不論使用硬質砂岩或安山岩之骨材，混凝土強度仍隨 W/B 值的降低成線性增高。兩者在 28 天的強度差異不大，但材齡 91 天時前者強度比後者為高。

d. 化學摻料的影響

- (a) 化學摻料（羧酸系高性能減水劑）依廠牌不同，所需用量有所差異。不同廠牌化學摻料之混凝土，於剛拌合完成狀態下之坍流度差異不大，但粘性有所差異。
- (b) 從抗壓強度的發展來看，材齡較短的混凝土依所使用化學摻料廠牌的不同有所影響，但 7 天後的抗壓強度差異不大，28 天的抗壓強度為 158N/mm^2 ，標準偏差為 3.2N/mm^2 ，變異係數 (coefficient of variation) 為 2.0%。

e. 水膠比對強度與新拌混凝土性狀的影響

- (a) 水膠比 W/B 愈低，化學摻料的用量愈高，成線性關係。
- (b) 水膠比 W/B 愈低，50cm 坍流時間就愈長，也幾乎成線性關係，同

時混凝土粘性也愈大。

- (c) 水膠比 W/B 愈低，抗壓強度越大，也幾乎成線性關係。但以 W/B 為 0.13 為界，W/B 再降時抗壓強度反而會降低，此種現象隨著材齡的增加，愈趨明顯。

(2) 實機實驗部分

a. 新拌混凝土

- (a) 化學摻料的用量與混凝土的拌合時間隨著水膠比 W/B 的降低而增大，尤其在混凝土溫度較高的夏季，化學摻料用量的增大更為顯著。而混凝土的拌合時間則在溫度低的冬季較長。
- (b) 有關 PP 纖維添加前後對坍流度的影響部分，PP 纖維添加至 0.10vol% 時（水膠比 W/B 約在 0.20、0.14），坍流度降低量不大；但添加至 0.20vol% 時，坍流度降低量非常大。
- (c) 對於 PP 纖維散布性測試，其方法是從拌合車鼓排出的預拌混凝土採樣，進行水洗及篩濾後，將所篩取之 PP 纖維加以乾燥，測定其量。取樣時機分成拌合車鼓剛排出混凝土時、排出結束時、及其中途等三階段，將所取試樣分別進行上述測定後，結果測得之各階段的 PP 纖維含量值差異不大，因此可以確定 PP 纖維在混凝土內的散布情形良好。

b. 硬固混凝土

- (a) 對混凝土強度的影響方面，分別從未添加及添加 PP 纖維之 400×400×1000mm 的試體進行混凝土鑽心取樣，抗壓試驗的結果顯示添加 PP 纖維並未造成混凝土（材齡 28 及 91 天）抗壓強度的降低。

- (b) 水膠比 W/B 愈低，標準養護圓柱試體的抗壓強度越強。
- (c) 從強度試驗結果顯示，由預拌廠製造 W/B 達 0.13 之超高強度混凝土是充分可行的。

4、結論

- (1) 添加 PP 纖維的新拌混凝土，於 W/B 愈低、PP 纖維添加量愈大時，坍流度會愈低，但施工性的並未明顯降低。
- (2) PP 纖維的添加不會使標準養護圓柱試體與鑽心取樣試體的強度降低。
- (3) 因預拌混凝土車的攪拌，PP 纖維在預拌鼓內會呈均勻散布的狀態。
- (4) 超高強度混凝土的化學摻料用量與拌合時間，隨著水膠比 W/B 的降低而增大；拌合時間愈是在溫度較低的冬季就會愈長。
- (5) 標準養護圓柱試體的抗壓強度，在 W/B 值愈低，於低至 0.13 止，強度成線性增高的傾向。
- (6) 從模擬柱試體所鑽心取樣之試體強度，與該模擬柱試體斷面尺存的大小無關。
- (7) 鑽心取樣試體強度愈大，S 值愈小。

(二) 耐火性能—超高強度鋼筋混凝土柱耐火性能研究

1、實驗目的

高強度混凝土之 RC 構造，火災受熱後表層部分易發生爆裂現象，進而造成構材強度降低。該實驗針對 $F_c=100\text{N/mm}^2$ 至 150N/mm^2 級的高強度混凝土，藉由有機纖維的添加檢討爆裂防止問題。因爆裂防止對策最有效之有機纖維，高溫時的融化可緩和爆裂原因之一的水蒸汽壓力。雖然這是它的優點，但因為混凝土強度愈高為防制爆裂所需要的纖維量就愈大，會產生施工性及強度的降低等的缺點。

本研究報告僅摘錄該實驗研究有關添加 PP 纖維相關內容，故僅整理其中三種試驗（如下所述之試驗 1 至試驗 3）之相關實驗內容。該實驗之目的為，探討包括 PP 纖維添加後抑制爆裂之效果，確認承受軸力之性能，以及防爆性能實驗用試體採用縮尺之效應等。

2、試體製造及實驗方法

(1) 使用材料：

與前節試驗之材料類似，但水泥不含 VKC 材料。混凝土目標強度為 80 至 150N/mm^2 。PP 纖維使用長 10mm 或 20mm 等兩種，直徑均為 $48\ \mu\text{m}$ 。

為設定將施加於試體之軸力大小，需先知道所依據的抗壓強度，抗壓強度的求法是於製作耐火試驗用試體時，同時也另外再製作與其斷面相同的模擬試體，硬固後鑽心取樣進行抗壓試驗，所得之平均值即為抗壓強度值。

(2) 試體種類：

■ 試驗 1 (標準圓柱試體加熱試驗) 之試體：

標準圓柱試體加熱試驗—所使用之試體為 $\phi 150 \times 300 \text{mm}$ 之圓柱試體，用於加熱實驗，以測試 PP 纖維的爆裂抑制效果。PP 纖維使用長 10mm 與 20mm 等兩種，添加量為 0.00vol%、0.10vol%、0.20vol% 及 0.30vol% 等四種比率。

W/B 使用 0.14 時，SP 用量(即 B 的百分比)為 1.70%，水泥(SFC)含量 1107 kg/m³，細骨材 400 kg/m³，粗骨材 837 kg/m³，實測試體抗壓強度為 165~178 N/mm²。

W/B 使用 0.23 時，SP 用量由 1.65% 至 1.85%，水泥(SFC)含量 674kg/m³，細骨材 761 kg/m³，粗骨材 837 kg/m³，實測試體抗壓強度為 147~148 N/mm²。

另含水量 W 均為 155 kg/m³。

■ 試驗 2 (縮尺柱荷載加熱試驗) 之試體：

縮尺柱荷載加熱試驗—所使用之縮尺柱試體為斷面 400×400mm 之試體，用於確認 PP 纖維添加前後受熱時的軸力性能。加熱區間為 2000mm，主筋與箍筋的配置依實際柱之配置方式。

目標強度 $F_c = 80$ 及 100 N/mm² 之混凝土，不使用 PP 纖維。前者的 W/B=0.35，W=165 kg/m³，sp=1.4%；後者的 W/B=0.24，W=160 kg/m³，sp=1.8%。

目標強度 $F_c = 120$ N/mm² 之混凝土，使用 10mm 長的 PP 纖維，纖維量為 0.00vol%、0.05vol%、0.10vol%、0.20vol%。W/B=0.20，W=155 kg/m³，sp=1.40% 及 1.45%。

目標強度 $F_c = 150$ N/mm² 之混凝土，使用 20mm 長的 PP 纖維，纖

維量為 0.10vol%、0.20vol%、0.30vol%。W/B=0.14，W=155 kg/m³，sp=2.3%。

設定軸力比（施加軸力與抗壓強度之比）為 0.27 至 0.3。

■ 試驗 3（實尺寸柱試體加熱試驗）之試體：

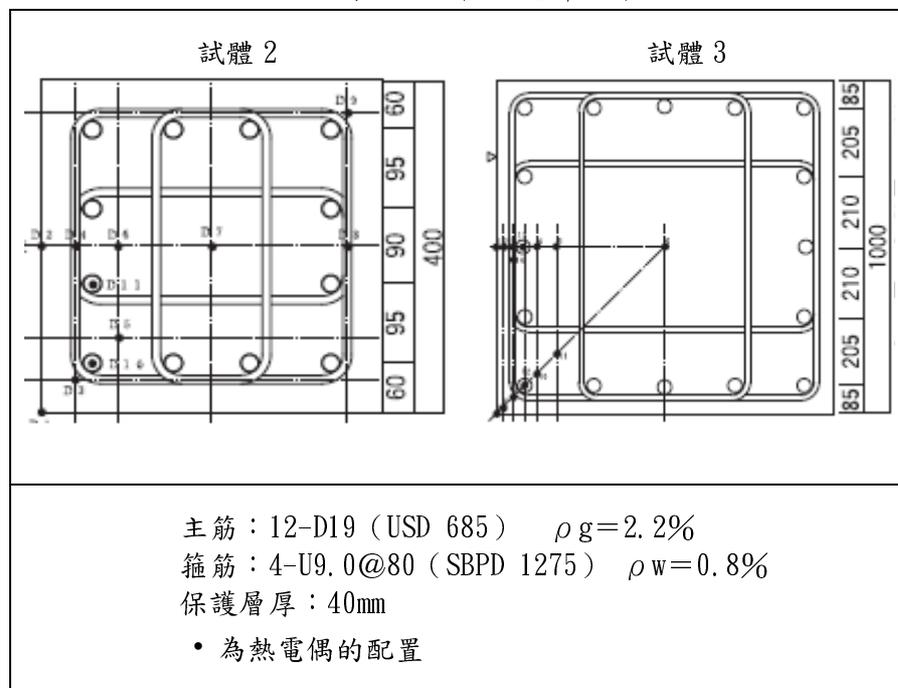
實尺寸柱試體加熱試驗—所使用之實尺寸柱試體為斷面 1000×1000mm，試體全長為 1500mm，用於檢討爆裂對策（加熱區間為 1100mm），並與縮尺柱試體進行爆裂性狀之比較檢討。

目標強度 $F_c=120 \text{ N/mm}^2$ 之混凝土，使用 10mm 長的 PP 纖維，纖維量為 0.10vol%。W/B=0.20，W=155 kg/m³，sp=1.45%。

目標強度 $F_c=150 \text{ N/mm}^2$ 之混凝土，使用 20mm 長的 PP 纖維，纖維量為 0.20vol%。W/B=0.14，W=155 kg/m³，sp=2.3%。

試體斷面及配筋如表 3-1 所示。

表 3-1 柱試體斷面圖



(資料來源：文獻 3)

(3) 實驗方法：

加熱方式係依 ISO 834 之標準加熱溫度曲線進行，試驗 1 為九十分鐘，試驗 2 與試驗 3 為四小時。試驗 2 的試體兩端之支撐方式各採固定與鉸接。試驗 2 之軸力於加熱 15 分前開始施加，維持至實驗終了。實驗終了係指軸力無法繼續維持時，或加熱完畢起算經歷加熱時間的 3 倍時間時。

3、實驗結果

■ 試驗 1：

(1) 加熱後的狀況

- a. W/B 為 0.14 的混凝土，PP 纖維添加量為 0.10vol% 時，纖維長度為 20mm 的比 10mm 的爆裂抑制效果為高。
- b. W/B 為 0.23 的混凝土，PP 纖維添加量為 0.10vol% 時，即具有爆裂抑制效果。

(2) 爆裂面積及爆裂深度

- a. 未添加 PP 纖維，或添加 10mm 長纖維且纖維量 0.1vol% 時，會產生崩壞或大破。
- b. 纖維添加量愈高且纖維愈長，則爆裂面積及爆裂深度就有愈小的傾向。添加量在 0.3vol% 時，爆裂面積比率（加熱後試體爆裂部分的面積對加熱前試體表面積的比率）幾乎為 0%。
- c. 爆裂面積於纖維量在 0.2vol% 以下時，受纖維長度的影響較為明顯。
- d. 爆裂深度於纖維量在 0.1vol% 時的差異很大，但在 0.2vol% 以上時無甚差異。

■ 試驗 2：

(1) 該試驗中未發生爆裂的試體如下：

- a. 目標強度 $F_c=80$ N/mm² 的試體 (實際強度為 77 N/mm²)、未添加纖維、軸力比為 0.3 之試體。
- b. 目標強度 $F_c=120$ N/mm² (實際強度為 147 N/mm²)、添加長 10mm 的 PP 纖維 0.2vol%、軸力比為 0.27 之試體。
- c. 目標強度 $F_c=150$ N/mm² (實際強度為 170 N/mm²)、添加長 20mm 的 PP 纖維 0.2vol%、軸力比為 0.29 之試體。
- d. 目標強度 $F_c=150$ N/mm² (實際強度為 165 N/mm²)、添加長 20mm 的 PP 纖維 0.3vol%、軸力比為 0.34 之試體。

試體雖未發生爆裂，但沿著主筋的部分因熱膨脹而產生龜裂。

(2) 該試驗中發生爆裂的試體如下：

- a. 目標強度 $F_c=120$ N/mm² (實際強度為 148 N/mm²)、添加長 10mm 的 PP 纖維 0.05vol% 或 0.1vol%、軸力比為 0.27 之試體。
- b. 目標強度 $F_c=150$ N/mm² (實際強度為 174 N/mm²)、添加長 20mm 的 PP 纖維 0.1vol%、軸力比為 0.29 之試體。

發生爆裂的試體是自加熱後 7 至 8 分鐘時發生，並持續約 30 分鐘。

(3) 發生爆裂的試體中，添加 PP 纖維 0.05vol% 的試體在加熱中發生有箍筋暴露的現象，但添加 PP 纖維 0.10vol% 以上的試體並無此現象。因此可以推論 PP 纖維添加量在 0.10vol% 以上時，有抑制爆裂的作用。

(4) 未添加 PP 纖維之混凝土實際強度超過 120 N/mm² 的試體，在加熱約 3 小時時，會有無法維持軸力的情形。其他試體在加熱約 4 小時時，仍

可維持軸力。但上述發生爆裂的試體即 (2) a 與 b 的試體，以及未爆裂試體即 (1) d 之軸力比超過 0.3 的試體，在冷卻中發生軸力無法維持的情形。

- (5) 從該試驗中 (部分略) 可以瞭解， $F_c=100 \text{ N/mm}^2$ 以下的超高強度混凝土柱，於未添加 PP 纖維時仍會具有 3 小時的耐火性能。而 $F_c=120 \text{ N/mm}^2$ 級添加 PP 纖維 0.05vol 以上，或 $F_c=150 \text{ N/mm}^2$ 級添加 PP 纖維 0.10vol 以上者，則具有 4 小時的耐火性能。
- (6) 有關各試體之軸向變形之觀察，各試體於加熱開始時會發生因熱而膨脹的現象，但於經歷約 60 至 120 分時會反向收縮變形，試驗終了時的最終軸向變形值約為 15.7mm 至 29.8mm。

■ 試驗 3：

- (1) 實尺寸柱試體 $F_c 120 \text{ N/mm}^2$ 級者 (含 10mm 長 PP 纖維) 於加熱約 6 分鐘時開始發生爆裂，直至 25 分鐘時停止。爆裂發生於柱寬的中央部分，並未發生在角落處，而且也未達有箍筋暴露的程度。
- 沿柱長爆裂深度的最大值為 24.4mm (東西南北側之平均值)，約在柱的中央附近。爆裂造成之斷面缺損率為 5%。
- (2) 實尺寸柱試體 $F_c 150 \text{ N/mm}^2$ 級者 (含 20mm 長 PP 纖維) 加熱試驗的整個過程中都未見有爆裂發生。
- (3) 表 3-2 為試驗 1 至試驗 3 的試體爆裂狀況之比較。

$F_c 120 \text{ N/mm}^2$ 級者，PP 纖維添加量 0.00vol% 與 0.20vol% 的試體，於試驗 1 (標準圓柱試體加熱試驗) 與試驗 2 (縮尺柱荷載加熱試驗) 的爆裂狀況幾乎一致。但 PP 纖維添加量 0.10vol% 的試體，於試驗 1 並未發生爆裂，試驗 2 與試驗 3 (實尺寸柱試體加熱試驗) 則有發生爆裂。

Fc 150 N/mm² 級者，PP 纖維添加量 0.10vol%與 0.30vol%的試體，於試驗 1（標準圓柱試體加熱試驗）與試驗 2（縮尺柱荷載加熱試驗）的爆裂狀況幾乎一致。但 PP 纖維添加量 0.20vol%的試體，於試驗 1 發生些微爆裂，試驗 2 與試驗 3（實尺寸柱試體加熱試驗）則未發生爆裂。

(4) 由以上實驗結果可知，使用標準圓柱試體進行加熱試驗，對於爆裂的發生無法作精確判定，只能用於粗略判定。

(5) 使用縮尺柱進行荷載加熱試驗，與實尺寸柱試體加熱試驗下的爆裂狀況一致，故縮尺柱試體應是適合於爆裂柱的耐火性能評價之用。

表 3-2 試驗 1 至試驗 3 的試體爆裂狀況之比較

Fc=120N/mm ² , PP纖維 φ=48mm, L=10mm						
0.0vol%		0.1vol%			0.2vol%	
實驗4 有爆裂	實驗5 有爆裂	實驗4 無爆裂	實驗5 有爆裂	實驗6 有爆裂	實驗4 無爆裂	實驗5 無爆裂
						
Fc=150N/mm ² , PP纖維 φ=48mm, L=20mm						
0.1vol%		0.2vol%		0.3vol%		
實驗4 有爆裂	實驗5 有爆裂	實驗4 輕微爆裂	實驗5 無爆裂	實驗6 無爆裂	實驗4 無爆裂	實驗5 無爆裂
						

(資料來源：文獻 3)

(三) 耐震性能—超高強度混凝土之鋼筋混凝土柱構材耐震性能

1、實驗概要

像 100N/cm² 以上的高強度混凝土，其優點是可以承受高軸力，但是在高軸力下，既使彎矩控制型構件，主筋降伏前保護層也易被壓壞，導致承载力一時會有急趨下降的現象。惟若構材外殼採用比核心混凝土強度為低的預鑄混凝土外殼（簡稱外殼 Pca），乃不失為防止此現象發生的一種良好對策。該研究係針對上述現象與對策，使用核心混凝土強度 $F_c=80$ 至 150N/cm² 的混凝土，以外殼 Pca ($F_c=60$ 至 80N/cm²) 的有無為變數，進行 RC 柱的靜力實驗與探討。

該研究是以高層 RC 建築物底層內柱為實驗對象，目的在確認一定軸力下水平載重時的回復力特性及保護層損傷情形，以探討 RC 柱的耐震性能。亦即，對於 RC 柱試體施加一剪力，確認剪力與層間變位的關係，及其與保護層損傷狀況之相關性，然後根據實驗結果，針對回復力特性的評估，進行檢討。尤其回復力特性包絡線在設計實務上是很有用的，該實驗亦將確認對其簡略評估方法的適用性。

2、試體製造及實驗方法

該實驗之試體配筋與強度如表 3-3 所示，材料性質如表 3-4，試體配筋如圖 3-1。混凝土抗壓強度有 80、100 及 150N/cm² 等三種，各種強度下又分成無外殼 RC 試體（08F-RC、10F-RC、15F-RC）亦即一般試體，與有外殼 Pca 試體（08F-PC、10F-PC、15F-PC）等，共六枝均屬撓曲破壞型柱。關於實驗時力量施加的方式，是在一定柱軸力作用下於保持上下短梁為水平狀態之下，施加往返的水平力。構材角 $R=1/200$ 、 $1/100$ 、 $1/67$ 、 $1/50$ 、 $1/33$ 及 $1/25$ ，依序各構材角連續兩次往返後，加載至 $1/10$ 大變位時為止，試驗施力設備如圖 3-2 所示。

表 3-3 試體配筋與強度 (應力：N/mm²)

	08F-RC 08F-PC	10F-RC 10F-PC	15F-RC 15F-PC
斷面 長度	360×360		1000mm
主筋	12-D19 (490)	12-D19 (685)	
箍筋	4-U9.0@50		4-U10.7@50
軸力	0.3 F _c BD		
F _c	80	100	150
外殼 F _c	80		

(資料來源：文獻 4)

表 3-4(a) 材料性質-混凝土 (應力：N/mm²)

	抗壓強度	彈性係數	劈裂強度
F _c 80	103	4.40×10 ⁴	5.2
F _c 100	135	4.31×10 ⁴	6.9
F _c 150	165	5.10×10 ⁴	7.1
外殼 P _{ca}	90	4.05×10 ⁴	4.7

(b) 材料性質-鋼筋

	降伏強度	彈性係數	抗拉強度
U9.0	1376	2.10×10 ⁵	1482
U10.7	1392	2.18×10 ⁵	1510
D19 (490)	519	1.95×10 ⁵	709
D19 (685)	716	1.98×10 ⁵	915

(資料來源：文獻 4)

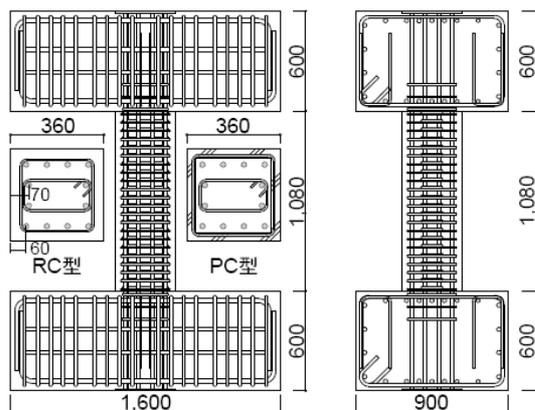


圖 3-1 試體配筋詳圖 (資料來源：文獻 4)

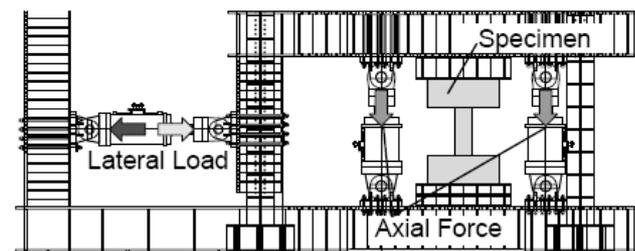
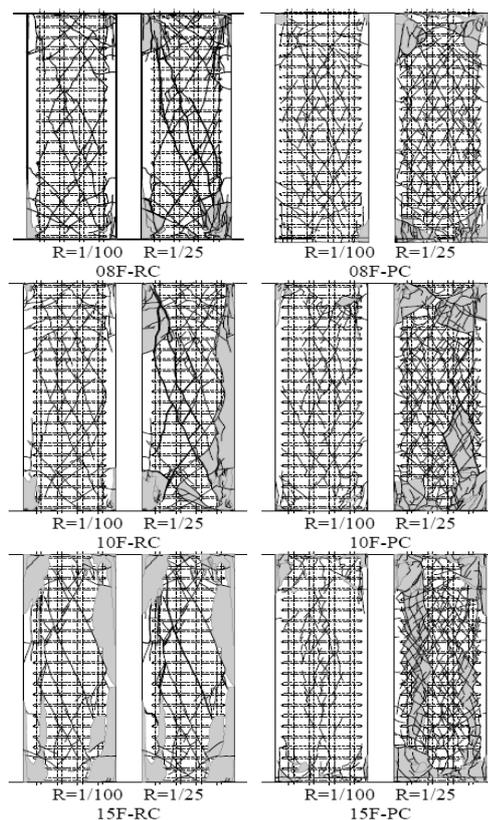


圖 3-2 試驗設備 (資料來源：文獻 4)

該研究的遲滯迴圈包絡線之計算方法是使用日本建築學會構造系論文集 No. 578 p. 123-130 (2004, 杉本訓祥) 之方法，該方法乃針對彎矩與剪力分別計算其變形。彎矩變形部分，開裂後的力-變形關係，可以選擇指向保護層壓壞剝落時或主筋降伏時。變形值則是由曲率分布的積分求得，曲率分布則是依據混凝土壓壞時（或主筋降伏時）斷面的彎矩-曲率關係求得。至於剪力變形，則是在剪力裂縫時剛度下降的假設下，指向剪力強度時開裂後之點。該試驗的剪力強度比彎矩強度大很大，所以剪力非線性現象並不顯著，主要為彎矩變形控制。

3、實驗結果

- (1) 各試體的破壞狀況如圖 3-3 所示。從該圖的試體破壞情形可以發現以下幾項特性：一般試體（08F-RC、10F-RC、15F-RC）的混凝土強度愈高，裂縫的數量就愈少，但裂縫的長度具有較長的傾向。大變型時裂縫較集中在一個部位，且斜向裂縫較為顯著。
- (2) 外殼 Pca 的試體，破壞時試體表面的裂縫較為分散，裂縫的數量較多。
- (3) 10F 及 15F 系列的試體於 $R=1/100$ 時，一般試體的端部受壓破壞嚴重；但外殼 Pca 試體的端部破壞情形相對輕微。
- (4) 如圖 3-4 所示，各外殼 Pca 試體與 08F-RC 一般試體的遲滯迴圈包絡線，實驗結果與計算結果一致性良好。
- (5) 圖 3-4 所示一般試體 10F-RC 與 15F-RC，其實驗結果與以壓壞時為彎折點之計算結果很一致。另外，在壓壞造成剪力降低之後續行為方面，其實驗值與以保護層破壞後主筋降伏時彎折點所計算之後續行為也很一致。因此該研究所使用的計算方法對於保護層壓壞時及其後的行為，可以簡略地予以評估，而且還具有一定的精度。



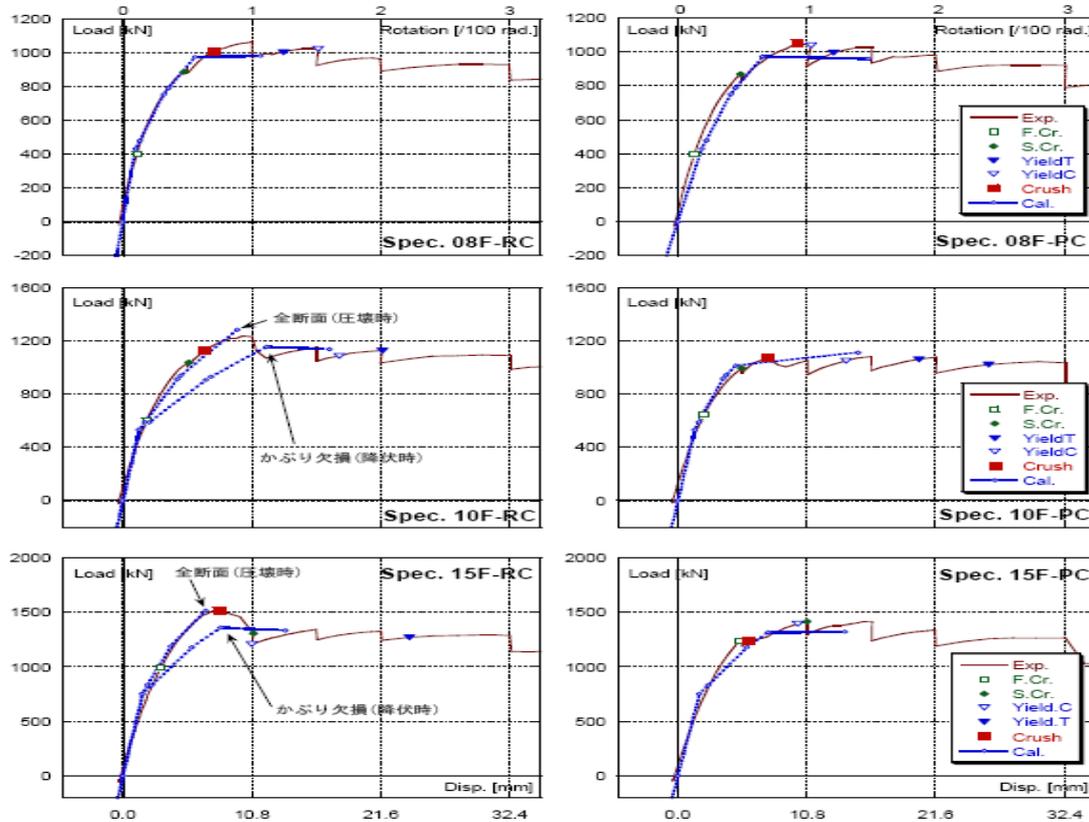


圖 3-4 載重-變位關係 (包絡線) 之實驗值與計算結果的比較 (資料來源: 文獻 4)

4、結論

- (1) 如一般試體 10F-RC 與 15F-RC80 般，混凝土抗壓強度在 130N/cm² 以上的試體，既使屬於彎矩控制型，因為壓壞而達最大強度，會導致承载力急遽下降。
- (2) 對於上述現象，可以使用比核心混凝土強度稍低的預鑄混凝土外殼(亦即外殼 Pca) 加以改善。本試驗時也認證了所使用的回復力特性評估方法，對於載重-變位行為的分析是適用的。

- (3) 該研究驗證了斷面應變與應力的實際分布情形，以及對於超高強度混凝土壓壞時應力同急遽降低的情形，經由分析也可加以確認。
- (4) 使用比核心混凝土的強度與剛度更低的外殼 Pca，可以避免壓壞造成強度的急遽降低，此點經由分析也加以確認。

(四) 抗壓特性—超高強度鋼筋混凝土柱之中心抗壓特性

1、實驗概要

近幾年來日本在鋼筋混凝土高強度材料之研發有突破性的進展，以致超高層建築物開始大量使用 RC 構造，尤其更獲得集合住宅的菁睞。

因軸向筋主要用於抵抗彎矩及軸力；橫向筋主要用於抵抗剪力、防止軸向筋挫屈、及改善混凝土的抗壓韌性。所以混凝土強度越高時，欲提供足夠的圍束力以確保構材的抗壓韌性，使地震時具有足夠的撓曲變形能力，則需要有足夠的橫向鋼筋之配置。然而，既使圍束力足夠，但從抗壓強度 100N/mm^2 以上的 RC 柱撓曲剪力實驗顯示，保護層混凝土會有嚴重壓壞的情形發生，同時柱所承擔的剪力有瞬間降低的現象，此時可以觀察到第 1 個峰值。對於具有此類特性之柱構材，設計反應值是設定在第一個峰值內之彈性範圍內；另為確保後續的安全性，可使用適當的方法改善橫向圍束效果提昇抗壓韌性，確保由圍束混凝土控制之第 2 個峰值的強度。

至於對第 1 個峰值的強度之評估，可以使用未圍束混凝土的應力-應變關係，假定最大強度時的線型分布（三角形分布），以等值混凝土壓力塊計算其強度。而第 2 個峰值的強度之評估，則先確定核心混凝土之圍束混凝土應力-應變關係，採斷面維持平面之假設加以分析。惟因抗壓強度在 150N/mm^2 級的混凝土，有關其應力-應變關係之資料並不多，所以圍束量達何種程度才會改善其抗壓韌性並不明確。

因此，為確實瞭解使用超高強度混凝土時，RC 柱的橫向圍束對抗壓韌性之改善效果，該研究針對混凝土抗壓強度 100 至 180N/mm^2 的受圍束超高強度混凝土，進行軸向無偏心抗壓試驗—對於無筋之未圍束混凝土，乃至圍束筋量逐次增加之混凝土，進行無偏心抗壓試驗，以探討圍束鋼筋量的變化對於超高強度混凝土應力-應變關係的影響。該研究將實驗結果與以往的圍束混凝土應力-應變關係模式加以比較後，對於超高強度圍束混凝土應力-應變關係模式，提出進一步的探討。

2、試體製造及實驗方法

- (1) 正方形斷面 (260×260mm) RC 柱，無混凝土保護層，長度約為柱寬的 3 倍，共 17 支。
- (2) 圓形斷面(直徑 250mm)RC 柱，無混凝土保護層，長度約為直徑的 3 倍，共 12 支。
- (3) 圓形斷面 (直徑 150mm) 未圍束混凝土柱，長度約為直徑的 2 倍，共 3 支。
- (4) 實驗的變數值含斷面形狀、混凝土目標強度 (100、150、180N/mm² 等三種)、及橫向鋼筋量。
- (5) RC 柱試體軸向鋼筋使用 USD685、橫向鋼筋使用 SBPD1275/1420。試體形狀如圖 3-5；配筋細目如表 3-5，表中 No. 1~14 及 No. 18~29 RC 柱的斷面，其中中央區域配置有 $\phi 23$ 的 PC 鋼棒為軸向鋼筋，目的是為測得最大強度後強度遞減區域的應力應變值。

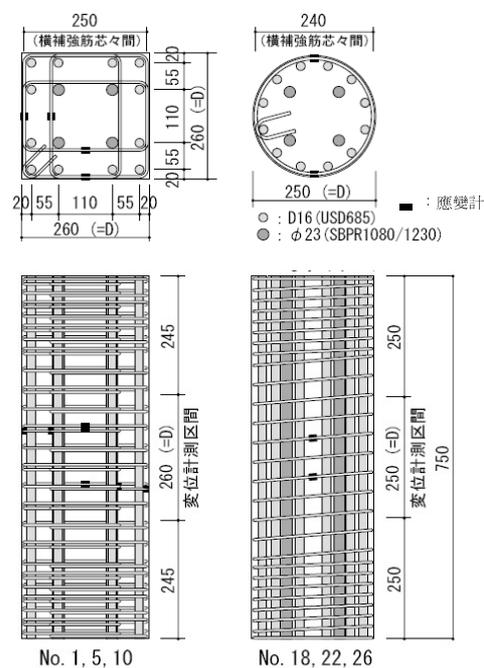


圖 3-5 RC 試體斷面形狀 (資料來源：文獻 5)

表 3-5 試體一欄表

試驗体 番号	断面形状	目標強度 N/mm ²	ρ_w %	ρ_s %	横補強筋	
No.1	正方形 260×260 (想定かぶり を含む断面： 300×300)	100	0.7	2.0	U5.1--Ø40	
No.2			1.0	2.9	U5.1--Ø27	
No.3					U6.4--Ø40	
No.4				1.5	4.4	U6.4--Ø27
No.5		150	0.7	2.0	U5.1--Ø40	
No.6			1.0	2.9	U5.1--Ø27	
No.7					U6.4--Ø40	
No.8				1.5	4.4	U6.4--Ø27
No.9*					U6.4--Ø27	
No.10		180	0.7	2.0	U5.1--Ø40	
No.11			1.0	2.9	U5.1--Ø27	
No.12					U6.4--Ø40	
No.13				1.5	4.4	U6.4--Ø27
No.14*					U6.4--Ø27	
No.15			100			
No.16*			150	1.0	2.9	U5.1--Ø27
No.17*			180			
No.18	円形 φ250 (想定かぶり を含む断面： φ290)	100	0.3	0.8	U5.1-○-Ø40	
No.19			0.5	1.2	U5.1-○-Ø27	
No.20					U6.4-○-Ø40	
No.21		150	0.7	1.8	U6.4-○-Ø27	
No.22			0.3	0.8	U5.1-○-Ø40	
No.23			0.5	1.2	U5.1-○-Ø27	
No.24					U6.4-○-Ø40	
No.25		180	0.7	1.8	U6.4-○-Ø27	
No.26			0.3	0.8	U5.1-○-Ø40	
No.27			0.5	1.2	U5.1-○-Ø27	
No.28					U6.4-○-Ø40	
No.29				U6.4-○-Ø27		
PL100	円形 φ150	100				
PL150		150	0	0	-	
PL180		180				

(資料來源：文獻 5)

主筋 No. 1 -14:12-D16(USD685)($\rho_g=2.65\%$), 4-φ23PC 鋼棒
 No. 15-17:16-D16(USD685)($\rho_g=3.54\%$)
 No. 18-29:12-D16(USD685)($\rho_g=3.62\%$), 4-φ23PC 鋼棒
 ρ_g : 包含假設的保護層斷面積所求之主筋比

圍束鋼筋 ρ_w = 包含假設的保護層斷面積所求之橫向圍束鋼筋比。
 ρ_s = 核心混凝土斷面積所求體積鋼筋比。

正方形 RC 柱中有 “*” 記號者表示有進行反覆載重實驗，目的係為比較加載方式所造成之影響；無此記號者為單向加載試體。

上述 (1) 與 (2) 的 RC 柱試體，僅含核心部分混凝土，無混凝土保護層，其目的係為防止受壓時因保護層的剝落而造成柱強度的急遽下降，如此可獲得圍束混凝土連續的應力-應變關係。混凝土配比如表 3-6 所示，其中 100 及 150N/mm² 的試體是在室外養護，180N/mm² 的試體則是在 70°C 的養護槽內進行 3 天的蒸汽養護。

表 3-6 混凝土配比 (資料來源：文獻 5)

目標強度 (N/mm ²)	水結合材 比 (%)	結合材* ¹ (kg/m ³)	水 (kg/m ³)	粗骨材* ² (kg/m ³)	細骨材* ³ (kg/m ³)
100	33.0	485	160	871	863
150, 180	15.0	1000	150	871	463

* 1 普通波特蘭水泥：爐渣石膏：矽灰=7：2：1 (質量比)

* 2 安山岩系碎石

* 3 安山岩系碎砂

(6) RC 柱試體的加載與量測方法如圖 3-6 所示，加載部分是使用 200 噸壓力試驗機，對試體上下承載板間的相對變位加以控制，變位速度設定在每分鐘 0.55mm。量測區間設定在試體柱中央 1D (一個邊長) 的範圍內，由柱四面所設置的變位計量測其變位。測試區間內的軸向筋、PC 鋼棒、及橫向鋼筋，有貼附的應變計。加載方式有單向加載及反覆加載，反覆加載點是在載重達未圍束混凝土柱試體強度的 2/3 之點及應力下降區域，各進行 3 次的反覆加載。

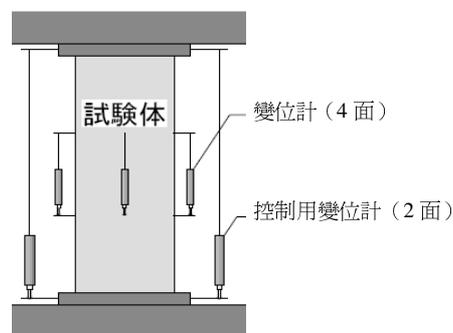


圖 3-6 RC 柱試體的加載與量測方式 (資料來源：文獻 5)

(7) 未圍束混凝土柱試體的加載與量測方式如圖 3-7 所示，量測區間為試體柱中央 1D (一個邊長) 的範圍內。變位計則固定在兩端鋼環上，鋼環則是以圓錐頭之螺栓固定在預先埋置於試體內的三又治具上，如此既使試體有壓壞，量測區間內的變位仍然可以測得很精確。

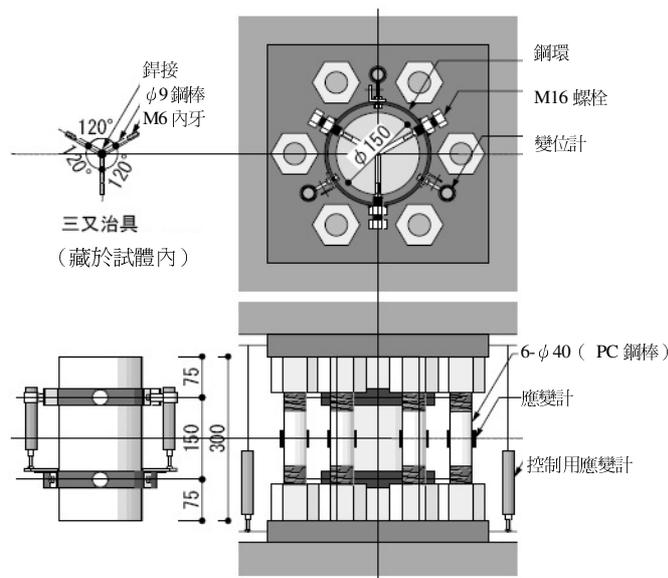


圖 3-7 未圍束混凝土柱試體的加載與量測方式 (資料來源：文獻 5)

(8) 為求抗壓試驗結果之軸向應力 (σ_c) 與軸向應變 (ϵ_c) 之值，該試驗採用方式如下：

- 混凝土軸向應力 (σ_c) 部分

- a. 混凝土的承載是由整個柱的承載減軸向鋼筋與 PC 鋼棒的承載。而鋼筋與 PC 鋼棒的承載則是由所測得的應變值依該等鋼材之已知應力-應變關係值求得。
- b. 柱核心混凝土的斷面積 (最外緣圍束筋的芯所圍之面積) 扣除軸向鋼筋及 PC 鋼棒的斷面積後，除以上項 a 之混凝土的承載力，即為 σ_c 值。

- 混凝土軸向應變 (ϵ_c) 部分

變位值採用量測區間 1D 的平均變位值。但是於最大應力後壓壞位置未位於試體中央或治具鬆動造成壓縮量不連續，或者四面所量測的量測區間變位差異變化太大時，則採用上下承載板間的平均應變值，針對軸向應變值的連續性加以修正。

3、實驗結果

- (1) 未圍束混凝土柱試體 (PL100、PL150、PL180) 的軸向應力 (σ_c) - 軸向應變 (ε_c) 關係如圖 4-7 的點線所示，另試體破壞情形如該圖右側之照片。由該圖可以觀察到 PL100 試體，載重由 0 加載至最大值時，其剛度 (初期剛度) 有逐漸降低的傾向，達最大應力後，其負斜率先是成指向應力 0-應變 0.8% 點之方向，之後逐漸和緩成平台狀。而 PL150 試體與 PL180 試體，初期剛度幾乎維持直線，達最大應力後的負斜率是指向應力 0.5N/mm²-應變 0.5~0.6% 點之直線狀。觀察試體實際破壞的樣子，混凝土強度較高的 PL150 與 PL180 試體相較於 PL100 試體，其上下端至中央呈較為尖銳的圓錐體狀。
- (2) 未圍束混凝土柱試體 PL180 (直徑 150mm×高 300mm) 的最大應力為鑽心取樣圓柱試體 (直徑 100mm×高 200mm) 強度的 84%，其原因之一是尺寸效應。另有文獻 (150N/mm² 級高強度混凝土強度發展有關之研究，河尚浩司等，2006) 顯示實際強度在 140N/mm² 以上的混凝土，其鑽心取樣試體強度 (結構體混凝土強度) 有大於標準養護試體強度的傾向。
- (3) 關於未圍束混凝土強度與楊氏係數 (應力為混凝土強度的 1/3 時之二次模數) 之關係，針對鑽心取樣圓柱試體與未圍束混凝土柱試體所進行之試驗，以及他種配比高強度混凝土試體 ($\phi 100 \times 200$) 以往的試驗結果示於如圖 3-8。圖中標示有鋼筋混凝土結構計算規範 (日本建築學會，1988) 的彈性模數計算公式，及適用於高強度混凝土之鋼筋混凝土結構計算規範 (日本建築學會，1999) 的 New RC 彈性模數計算公式。對於 100N/mm² 以上的超高強度混凝土而言，前式接近該圖之上限值；後式則較該圖之中央值略低。

鋼筋混凝土結構計算規範彈性模數計算公式：

$$E = 21,000 \times (\gamma / 2.3)^{1.5} \times (F_c / 20)^{0.5} \quad (\text{日本建築學會, 1988 RC 公式})$$

$$E = 33,500 \times k_1 \times k_2 \times (\gamma / 24)^2 \times (F_c / 60)^{1/3} \quad (\text{日本建築學會, 1999 含 New RC 公式})$$

其中，E：混凝土的楊式係數 (N/mm²)

γ ：單位體積重量 (KN/m³)

F_c：混凝土抗壓強度 (N/mm²)

K₁：粗骨材種類之修正係數 (圖 3-11 的點線之 k₁ 係取 1.0)。

0.95 石英片岩碎石、安山岩碎石、玉石碎石、玄武岩碎石、粘板岩碎石

1.2 石灰岩碎石、燒結鋁礦砂(?)

1.0 其他種類之粗骨材

K₂：膠結材料種類之修正係數 (圖 3-11 的點線之 k₂ 係取 1.0)。

0.95 矽灰、高爐渣微細粉末、飛灰微細粉末

1.1 飛灰

1.0 不使用膠結材料時

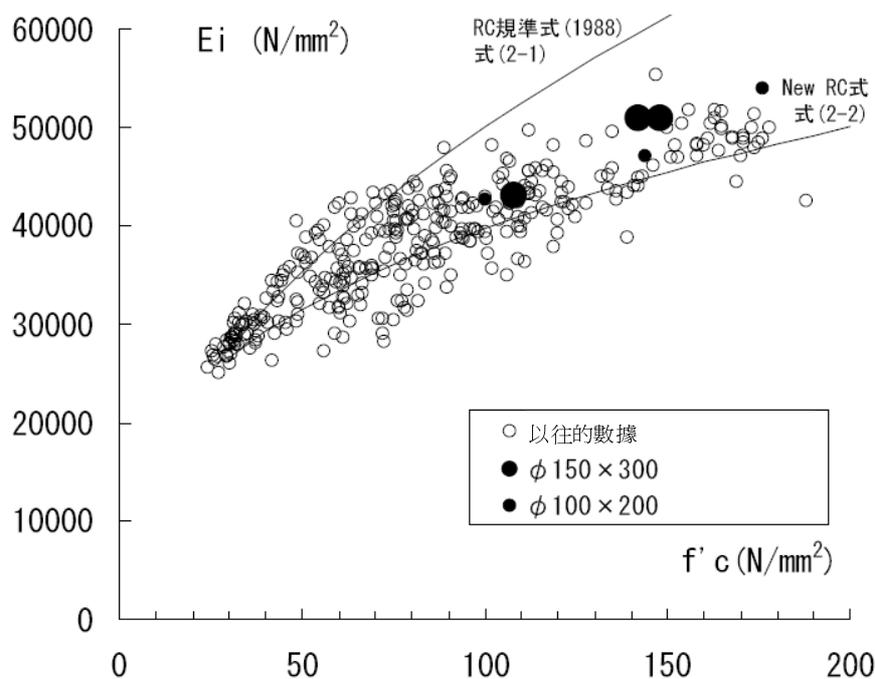


圖 3-8 混凝土抗壓強度-彈性係數之關係圖

(資料來源：文獻 5)

(4) 混凝土抗壓強度與抗壓強度下的應變之關係如圖 3-9 所示，並含採用他種配比高強度混凝土試體 ($\phi 100 \times 200$) 以往的試驗結果。圖中所示各文獻的公式 (3-1) 至 (3-3) 如下：

$$\varepsilon_m = 0.0013(1 + f_c' / 0.098/1000) \quad \text{----- (3-1)}$$

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_m &= (0.804 K_m + 1.665) \times 10^{-3} && [K_m < 1.5] \\ &= 2.871 \times 10^{-3} && [K_m \geq 1.5] \\ K_m &= (f_c' / 550) \cdot (c/500)^2 \cdot (w/200) \end{aligned} \right\} \text{----- (3-2)}$$

$$\varepsilon_m = (15.0 f_c' + 1330) \times 10^{-6} \quad \text{----- (3-3)}$$

其中， ε_m ：達抗壓強度時之應變值

f_c' ：混凝土抗壓強度

c ：水泥單位體積重

w ：水單位體積重

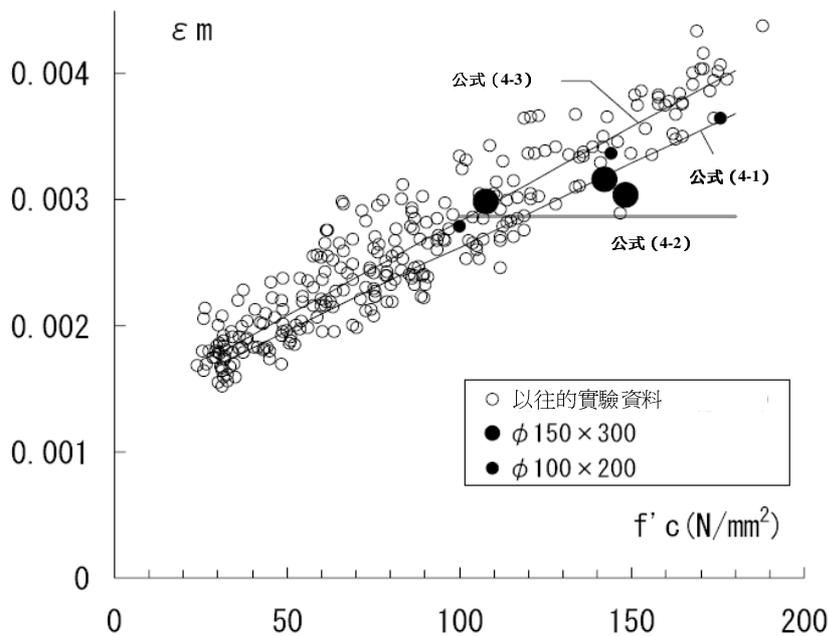
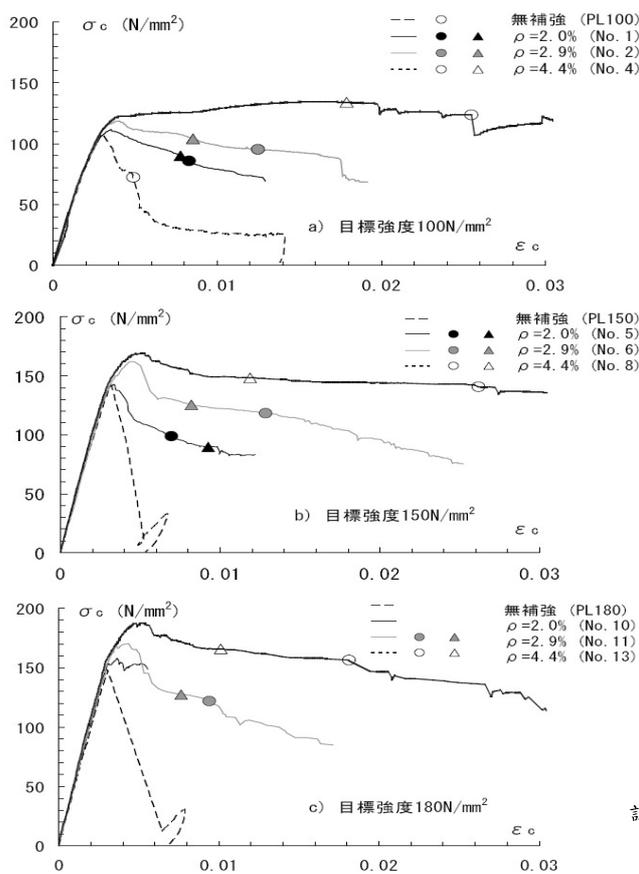


圖 3-9 混凝土抗壓強度-抗壓強度時的應變之關係圖 (資料來源：文獻 5)

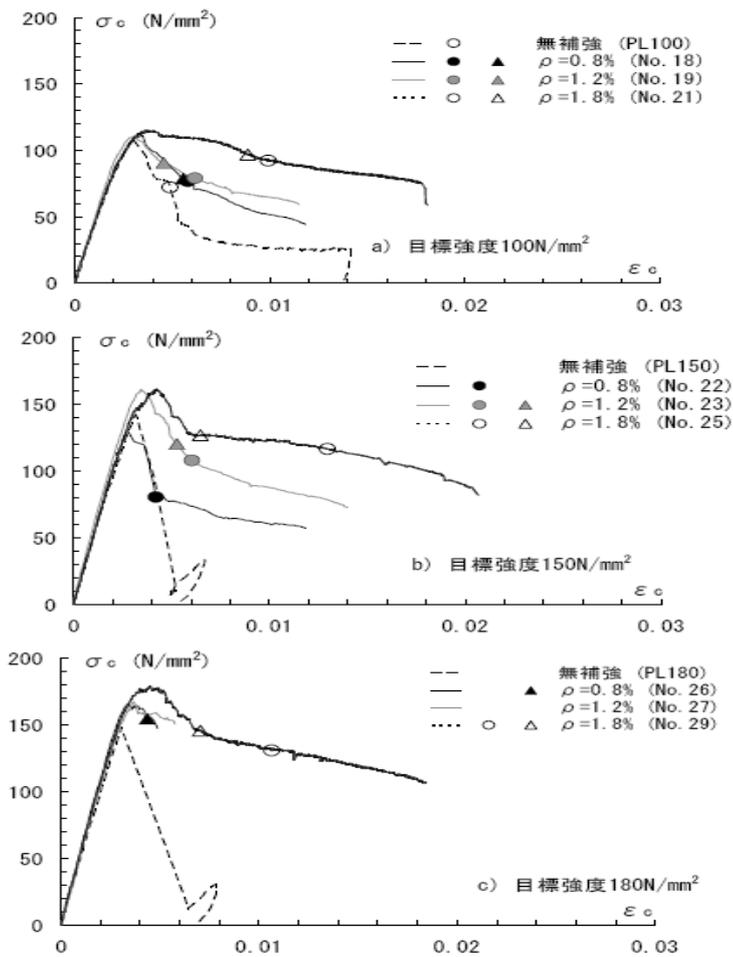
(5) 關於上式 f_c' 大於 100N/mm^2 的部分，當 K_m 大於 1.5 時，如圖 3-9 是將 ϵ_c 設定為定值 2.871×10^{-3} 。公式 (3-1) 與 (3-2) 適用於混凝土強度上限為 100N/mm^2 者；而公式 (3-3) 可適用至混凝土強度為 200N/mm^2 者。混凝土達抗壓強度時的應變值不僅與混凝土強度有關，也與很多其他因素有關，包括配比、材料種類等，惟根據以往的實驗數據顯示，對 100N/mm^2 級以上的超高強度混凝土而言，公式 (3-3) 是個很恰當的關係式。

(6) 正方形斷面 RC 柱試體及未圍束混凝土柱試體的軸向應力 (σ_c) 與軸向應變 (ϵ_c) 之關係，受橫向圍束筋量的影響。依混凝土目標強度別列示如圖 3-10 (正方形斷面)。另圓形斷面 RC 柱試體及未圍束混凝土柱試體的軸向應力 (σ_c) 與軸向應變 (ϵ_c) 之關係則如圖 3-11 所示。



註：其中，○型為六車渡邊模式所定義之撓曲壓壞之極限值，△型為橫向圍束筋降伏時之值。以下各圖亦同

圖 3-10 正方形斷面 RC 柱試體實驗結果 (資料來源：文獻 5)



無圍束(無補強)筋圓柱試體的破壞情形

圖 3-11 圓形斷面 RC 柱試體實驗結果 (資料來源：文獻 5)

(7) 上項 RC 柱試體的破壞過程之共通點如下：

- a. 隨著載重的增加，混凝土表面有薄層剝落現象。
- b. σ_c 達最大應力時之值比未圍束混凝土柱試體的強度為大。
- c. σ_c 降低後橫向圍束筋降伏。
- d. 橫向圍束筋斷裂，強度喪失。

(8) 圖 3-10 與圖 3-11 之全部試體滿足以下各項：

- a. 橫向圍束筋（橫向圍束筋體積比）越大，最大應力值就越高。
- b. 未圍束混凝土柱試體達最大應力後，應力急遽降低；相對地，有橫向圍束筋束制之試體達最大應力後，應力降低的較為緩和，橫向圍束筋量越多，其斜率越為緩和。
- c. 橫向圍束筋量越少，混凝土試體越容易在較低的應變下發生橫向圍束筋的降伏與斷裂。因此從上述試驗結果，對於 100 至 180N/mm² 的混凝土，可以藉由提供適量的竹節 PC 鋼棒之橫向圍束，來改善混凝土的抗壓韌性。

(9) 上述 (2) 提及目標強度 180 N/mm² 之未圍束混凝土柱試體最大應力相較於鑽心取樣圓柱試體為小，而 RC 柱試體 (No. 10、11) 的最大應力也比鑽心取樣圓柱試體小，其原因可能是尺寸效應。而針對不同目標強度之混凝土，比較其橫向圍束筋量的增加對於抗壓強度提昇的效應，180 N/mm² 級較 100 N/mm² 的強度提昇幅度更大，此與「混凝土強度越高，圍束造成強度提昇的量越小」之一般性見解有所矛盾，故對該實驗之圍束造成強度提昇的更大，其效應可以解釋為「橫向圍束筋量的增加會使尺寸效應的影響變小」，過去的研究也曾證實此點。

(10) 在相同的橫向圍束筋體積比 (ρ_s) 之下，不同抗壓強度的混凝土柱的軸向應力 (σ_c) 與軸向應變 (ε_c) 關係如圖 3-12 (正方形斷面) 與圖 3-13 (圓形斷面) 所示。兩圖均顯示，在相同的橫向圍束筋體積比下，混凝土強度越高，應力達最大值後下降的程度越顯著。

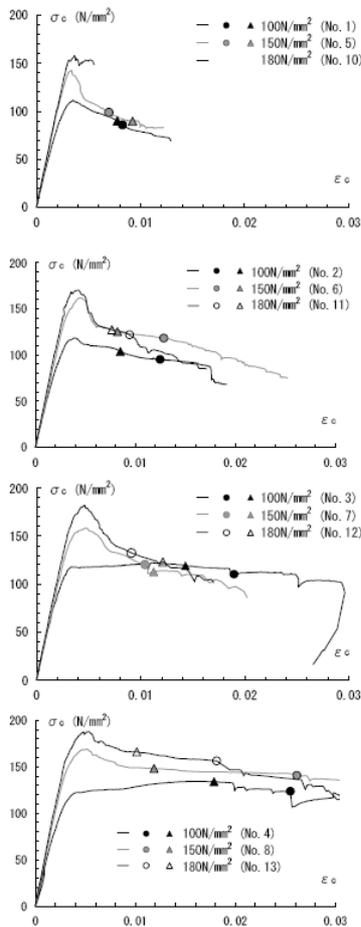


圖 3-12 圍束筋體積比 ρ_s 定值下 σ_c 與 ϵ_c 的關係 (正方形斷面)
(資料來源：文獻 5)

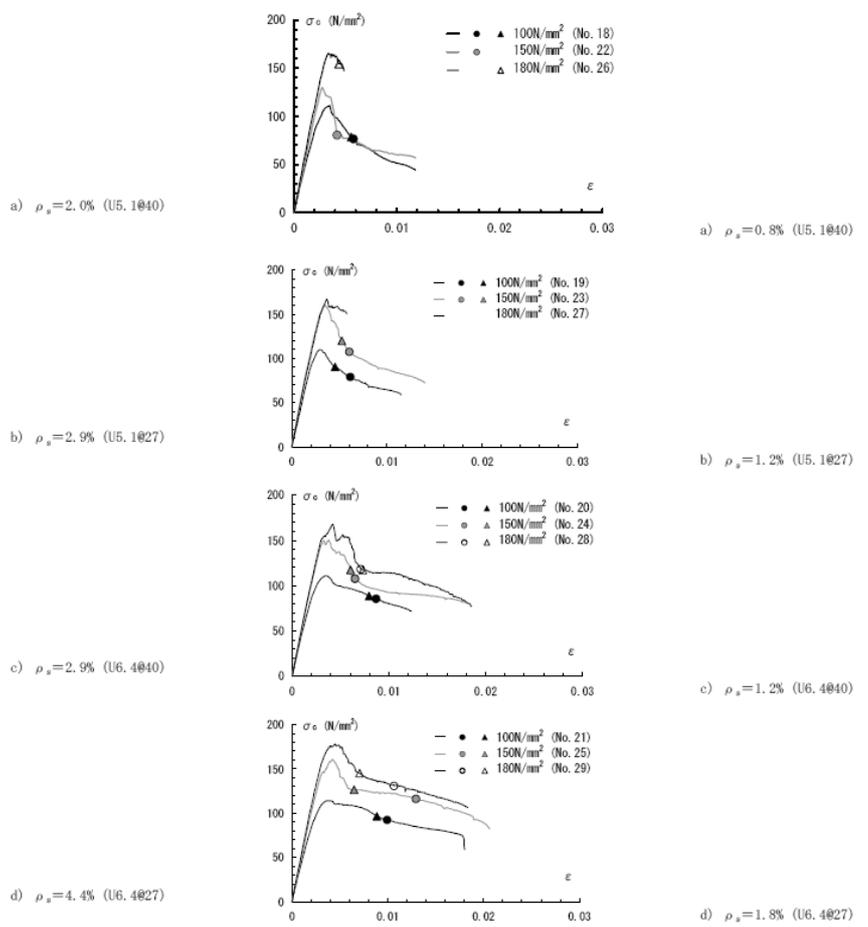
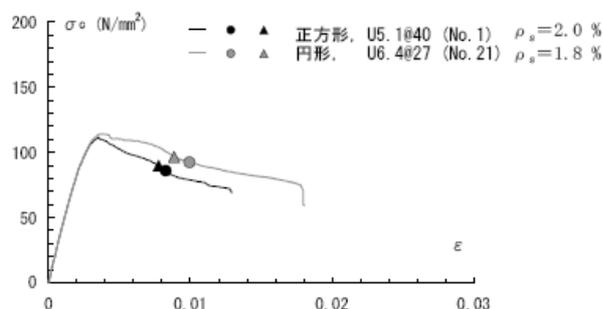


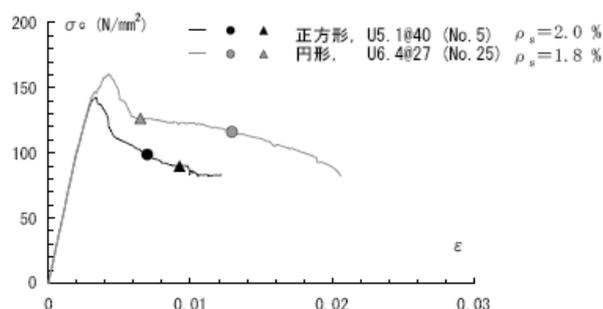
圖 3-13 圍束筋體積比 ρ_s 定值下 σ_c 與 ϵ_c 的關係 (圓形斷面)
(資料來源：文獻 5)

(11) 橫向圍束筋體積比幾乎相同的正方形與圓形斷面混凝土柱，斷面形狀的不同對 σ_c - ϵ_c 關係之影響如圖 3-14。圓形斷面相較於正方形斷

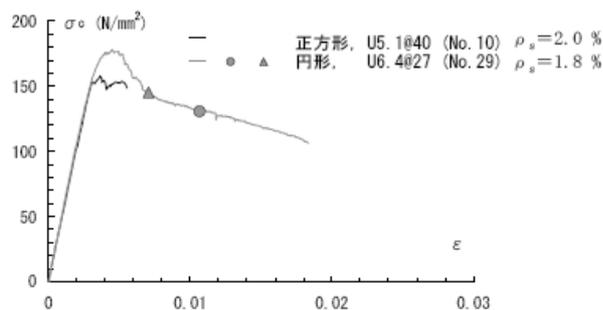
面，最大軸向應力較高，而且應力達最大值後下降的斜率也較為緩和。再次證實了在相同的橫向圍束筋量之下，圓形斷面比正方形斷面的圍束效果高。



a) 目標強度 100 N/mm²



b) 目標強度 150 N/mm²



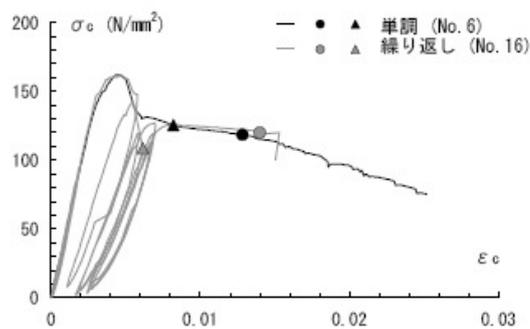
c) 目標強度 180 N/mm²

圖 3-14 不同斷面形狀下的 $\sigma_c - \epsilon_c$ 關係之比較 (資料來源：文獻 5)

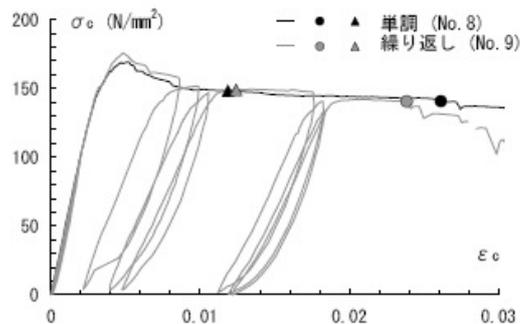
(12) 單向荷載與反覆荷載對於 $\sigma_c - \epsilon_c$ 關係之影響如圖 3-15 所示。在最大強度 2/3 處的反覆荷載顯示著彈性狀態。超過最大強度後的反覆荷載下的應力顯示應力較反覆荷載前為低，但在較大的應變後會恢復至單向荷載的曲線上。

圖 3-15 單向荷載與反覆荷載下之 $\sigma_c - \epsilon_c$ 關係 (資料來源：文獻 5)

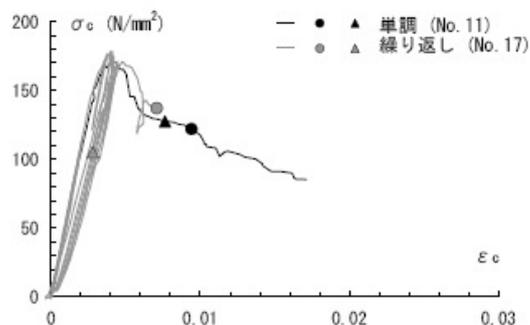
(13) 橫向圍束筋體積比一定時，橫向筋的大小與間距之變化對 $\sigma_c - \epsilon_c$ 關係之影響如圖 3-16 (正方形斷面) 與圖 3-17 (圓形斷面) 所示。不論對正方形斷面或圓形斷面，橫向筋的大小與間距之變化對 $\sigma_c - \epsilon_c$ 關係之影響似乎不大，亦即在橫向圍束筋對於抗壓韌性的改善方面，效果幾乎相同。



a) 150 N/mm², $\rho_s = 2.9\%$ (U5.1027)



b) 150 N/mm², $\rho_s = 4.4\%$ (U6.4027)



c) 180 N/mm², $\rho_s = 2.9\%$ (U5.1027)

(14) 在既往的實驗中所使用的混凝土的最高抗壓強度達 100 N/mm^2 ，而該實驗則延續過去實驗成果，檢討抗壓強度 100 N/mm^2 至 180 N/mm^2 的混凝土之圍束效果。但是既往的實驗結果顯示，橫向圍束筋體積比一定時，圍束筋直徑越細與間距越密時的圍束效果越好，即抗壓韌性越高；惟該實驗結果卻顯示，橫向圍束筋體積比一定時，圍束筋直徑與間距的變化對於圍束效果的影響並不大。

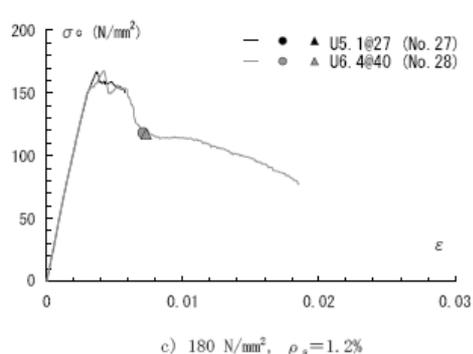
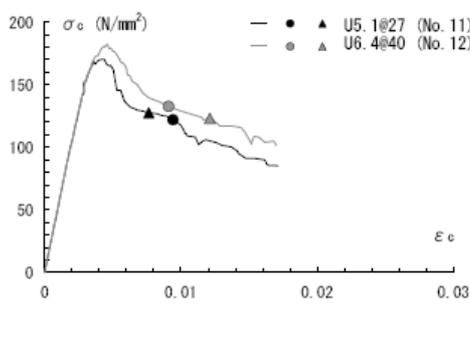
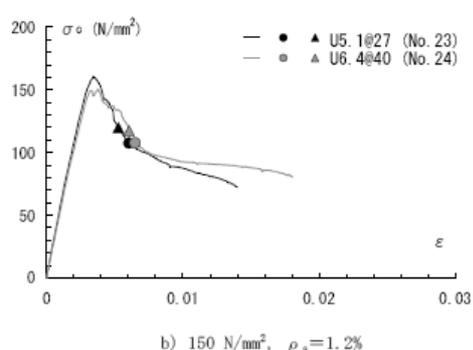
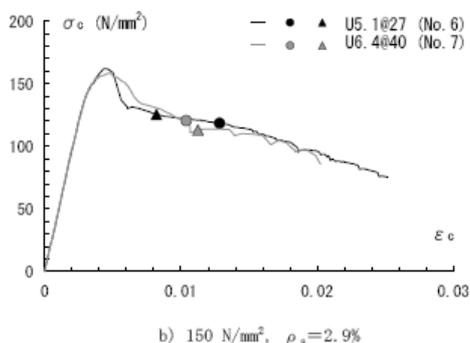
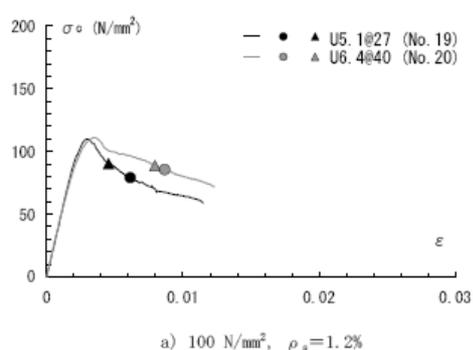
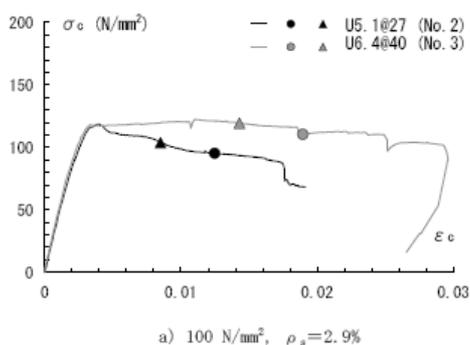
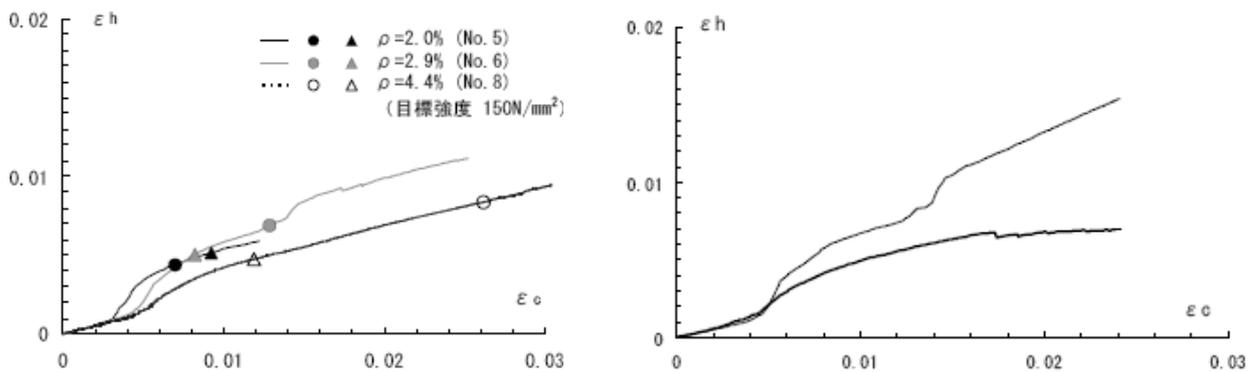


圖 3-16 橫向筋直徑與間距的變化對 $\sigma_c - \epsilon_c$ 關係之影響 (正方形斷面)
(資料來源：文獻 5)

圖 3-17 橫向筋直徑與間距的變化對 $\sigma_c - \epsilon_c$ 關係之影響 (圓形斷面)
(資料來源：文獻 5)

(15) 有關量測區間內的橫向圍束筋應變 ε_h 及試體的軸向應變 ε_c 之關係，正方形斷面 RC 柱如圖 3-18、圓形斷面 RC 柱如圖 3-19 所示。圖 3-18 (a) 為內箍筋與外箍筋應變的平均值，圖 3-19 (b) 為 No. 6 試體的內箍筋與外箍筋的 $\varepsilon_h - \varepsilon_c$ 應變關係圖。



(a) No. 5、No. 6、No. 8
(內箍筋與外箍筋的平均值)

(b) No. 6 (內箍筋及外箍筋)

圖 3-18 橫向圍束筋應變 ε_h 及試體的軸向應變 ε_c 的關係(正方形斷面)
(資料來源：文獻 5)

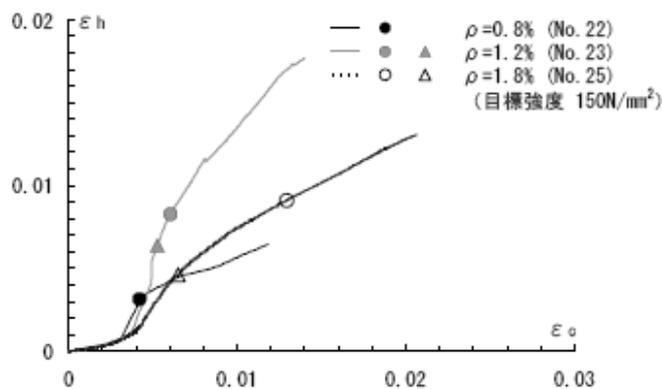


圖 3-19 橫向圍束筋應變 ε_h 及試體的軸向應變 ε_c 的關係(圓形斷面)
(資料來源：文獻 5)

(16) 將圖 3-18 與圖 3-19 兩圖的 $\varepsilon_h - \varepsilon_c$ 應變關係與 $\sigma_c - \varepsilon_c$ 關係模式化合併繪如圖 3-20，其特性如下：

- 在 $\sigma_c - \varepsilon_c$ 曲線的彈性範圍內， $\varepsilon_h - \varepsilon_c$ 成 $\varepsilon_h / \varepsilon_c =$ 波松比(約 0.25) 的線型關係。
- 自彈性限經最大應力後下降至約與彈性限同值之範圍內， $\varepsilon_h / \varepsilon_c$ 之值更大。在此範圍內試體會產生縱向龜裂，該龜裂於最大應力後可以肉眼觀察到，而橫向則會以較波松比為高之值產生應變。
- 其後， $\varepsilon_h / \varepsilon_c$ 值會變小，橫向圍束筋的外側會降伏（如圖 3-20 ▲ 處所示），達軸向支撐力喪失時之破壞為止。
- 比較正方形斷面的內箍筋與外箍筋的應變，兩者於柱試體達最大軸向應力（ $\varepsilon_c \doteq 4000 \mu$ ）之前應變值相同，但其後內箍筋較外箍筋的應變值為大。

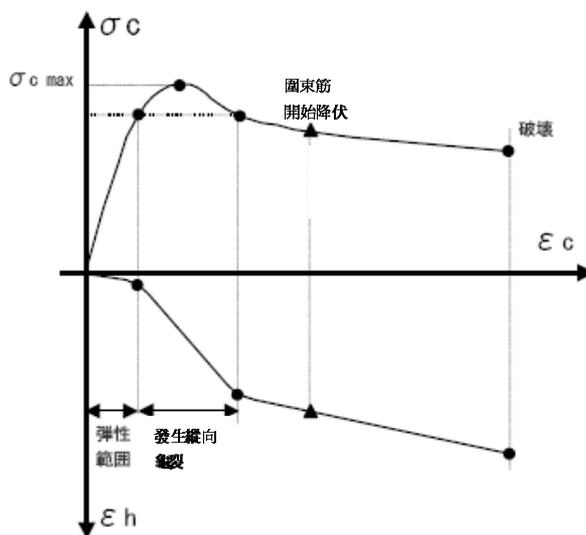


圖 3-20 $\varepsilon_h - \varepsilon_c$ 應變關係與 $\sigma_c - \varepsilon_c$ 關係之簡化圖（資料來源：文獻 5）

4、結論

- (1) 抗壓強度在 100 至 180N/mm² 的超高強度混凝土，經適當的竹節 PC 鋼棒橫向圍束後可以改善抗壓韌性。
- (2) 以竹節 PC 鋼棒橫向圍束之超高強度混凝土，於軸向應力達最大強度 2/3 時進行反覆荷載試驗仍會維持在彈性狀態。而於超過最大強度後進行反覆荷載時，顯示其應力較反覆荷載前相同應變時之應力值略低，但在施予較大應變後會恢復至單向荷載的曲線上。
- (3) 無偏心抗壓實驗之 RC 柱試體在彈性範圍內時，橫向圍束筋應變與柱軸向應變幾乎成波松比之線型關係。之後應力繼續增加達最大應力再降至一定程度時，這段期間橫向圍束筋應變與軸向應變之比值變大，此乃因試體產生了縱向龜裂；爾後該比值又變小，橫向圍束筋降伏，試體即達破壞程度。
- (4) 根據國內現有混凝土設計規範粗骨材抗壓強度要求大於 50 N/mm² 即可，但依國內骨材強度資料顯示其強度相當分散如砂岩 48.2-206.7 N/mm²、大理石 68.9-206.7 N/mm²、石灰岩 34.4-241 N/mm²、花崗岩 103-241 N/mm²。因此圖 4-4 混凝土抗壓強度與彈性模數關係圖之 New RC 公式若為「超高強度鋼筋混凝土建築設計施工指針之研擬」所引用，其中涉骨材性質，是否適合國內值得探討。

(五) 剪力特性—高強度鋼筋混凝土柱在高軸力下的剪力特性之實驗研究

1、實驗目的

日本過去對於高強度柱的剪力實驗，多以混凝土抗壓強度在 80N/mm^2 以下並承受低軸力之剪力強度實驗為主，而高強度柱在高軸力下的剪力特性，至今仍屬於不完全明確狀態，值得深入探討。本實驗係針對抗壓強度為 130N/mm^2 的高強度混凝土與橫向鋼筋 USD785、SBPR1275 所構成之高強度鋼筋混凝土柱構材，進行結構剪力實驗，以瞭解柱在高軸力下的剪力特性。實驗變數包括橫向鋼筋的配置形狀、橫向鋼筋比、軸力比及橫向鋼筋強度與直徑。所採用的軸力最高達 $0.6 P_u$ (柱的抗壓強度 $P_u = 0.85A_c \cdot f_c' + A_g \cdot f_y$)。

2、實驗概要

(1) 試體：

試體採用 1/4.5 之縮尺試體，如圖 3-21 所示。種類有 H-0.6-0.15、H-0.6-0.3、H-0.6-0.6、H-0.3-0.6、H-1.2-0.6、H-1.8-0.6、HS-0.3-0.3、H-1.2-0.3、H-1.8-0.3、HS-0.6-0.3、HS-0.6-0.6、HS-1.2-0.6、U-0.4-0.6、U-0.7-0.6 等共 14 個試體。

上述試體符號說明如下：試體

H-0.6-0.15 之第一項符號係指柱橫向鋼筋配筋的形狀，H 係指外周為方形箍筋，內部為閉合繫筋，鋼筋使用 D6-USD785；另

有 HS 係指外周為方形箍筋，內部為圓型閉合繫筋，鋼筋也使用 D6-USD785 型，以及 U，其配筋同 HS 型，惟所使用之鋼筋為 $\phi 5.1$ -SBPR1275 型。第二

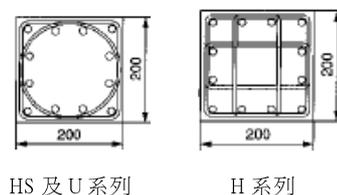


圖 3-21 試體配筋斷面圖
(資料來源：文獻 6)

項符號係指橫向鋼筋比 ρ_w ，此處為 $\rho_w=0.6\%$ 。第三項符號係指軸力比 N/P_u ，此處為 $N/P_u=0.15$ 。

為使剪力破壞先於彎矩破壞，剪跨比 (M/Vd) 採用 1.0。柱主筋則使用 D13-USD785 相當之高強度鋼筋。實驗變數主要有四項：(1) 橫向鋼筋的配置形狀 (方形箍筋與閉合繫筋之組合，方形箍筋與螺旋筋之組合)，(2) 橫向鋼筋比 ($\rho_w=0.3、0.6、1.2、1.8\%$ 等四種)，(3) 軸力比 ($N/P_u=0.15、0.3、0.6$)，及 (4) 橫向鋼筋強度與直徑 (D6-USD785, $f_{wy}=785\text{N/mm}^2$ 與 $\phi 5.1$ -SBPR1275, $f_{wy}=1275\text{N/mm}^2$)。橫向鋼筋的閉合形式為，USD785 方形箍筋及閉合繫筋均採用焊接閉合型，SBPR1275 方形箍筋採用 135 彎鉤。圓型閉合繫筋，則螺旋筋形式。混凝土最大骨材粒徑為 10mm，水灰比 (W/C) 為 18%。

(2) 實驗方法：

試體承受軸力後，以垂直於試體軸向方向施加反復載重，變位角以 0.25、0.5、1.0、2.0、4.0 及 8.0% 為目標，各進行往返兩次實驗。

3、實驗結果

(1) 破壞情形

實驗值有顯示 P- Δ 效應。除試體 H-1.8-0.6 外，所有試體在達最大剪力強度之前，無主筋降伏的情形發生，亦即均屬剪力破壞。承受越大軸力之試體，造成剪力裂縫時之載重也越大。除 $\rho_w=1.2\%$ 及 1.8% 且承受軸力達 $0.6P_u$ 之試體外，其他試體未發現有彎矩裂縫。即使軸力在 $0.3P_u$ ，橫向鋼筋量較少其 $\rho_w=0.3\%$ 之試體，在彎矩裂縫出現之前，已經也發生剪力破壞。

(2) 載重與變形關係

橫向鋼筋比與軸力對歷時特性的影響很大。橫向鋼筋比較少且軸力較大之試體 H-0.6-0.6 其變形能力極差，破壞時變位角為 0.5%；相對地，橫向鋼筋比較上述試體大一倍且軸力小 1/2 之試體 H-1.2-0.3，其破壞時變位角為 2.0%，載重與變形圖之遲滯迴圈較大，接近於彎矩破壞的形狀。

按各實驗變數下的載重與變形關係包絡線之比較，**橫向鋼筋比 ρ_w 相同時，軸向載重值的大小，對於最大剪力強度的變化影響並不大。**但其最大剪力強度時的變形量，以及達到最大剪力強度後之變形能量，會有所差異， ρ_w 大者顯示出具有較大的變形能量。

另在橫向鋼筋比 ρ_w 乘以 f_{wy} 為定值下， ρ_w 較大的試體，其最大剪力強度及變形能量受橫向鋼筋配置形式 (H、HS 或 U) 的影響很大。焊接閉合型方形箍筋與繫筋組合之 H-1.2-0.6 試體，相較於焊接閉合型方形箍筋與螺旋筋組合之 HS-1.2-0.6 試體，以及 135 度彎鉤方形箍筋與螺旋筋組合之 U-0.7-0.6 試體，其最大剪力強度高出 15-20%，且最大剪力強度後之變形能力也較為優異。其原因為 H 系列之試體，於達到最大剪力強度時，其繫筋的應變已達降伏狀態，而 HS 及 U 系列的方形箍筋與螺旋筋的應變尚未達到降伏狀態。

(3) 最大剪力強度之比較

該實驗結果將最大剪力強度與橫向鋼筋比 ρ_w 的關係，以 H 系列與 HS、U 系列，分別整理於圖 3-22。該圖顯示最大剪力強度有隨著 ρ_w 量的增加而增強的傾向。另外從該實驗中更瞭解到**軸力的大小對於剪力強度的大小並無影響。**

在 $(\rho_w \times f_{wy})$ 為一定值下，部分

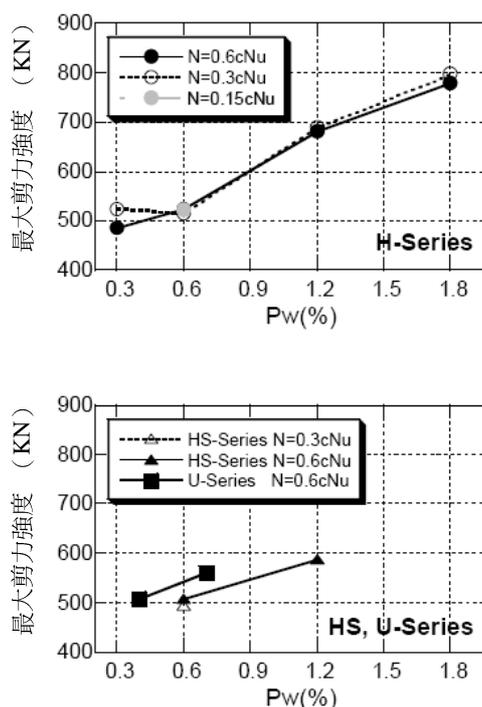


圖 3-22 最大剪力強度-橫向鋼筋比
(資料來源：文獻 6)

U 系列的剪力強度較 HS 系列的值為低，此乃 D6-USD785 橫向鋼筋的降伏強度實際上已超過 1000N/mm^2 ，HS 系列的 $\rho_w f_{wy}$ 值較大之因。

(4) 最大剪力強度-軸向應變之關係

軸力越大的試體最大剪力強度時的軸向應變也越大，橫向鋼筋比 ρ_w 值對於軸向應變值的影響不大。

(5) 極限變位角之檢討

極限變位角主要是用於表現撓曲破壞型構材的變形能力，惟對剪力破壞型構材，為瞭解其橫向鋼筋比不同時，軸力下最大剪力強度之變形能力的差異，也可用極限變位角作為其評量指標之一。該試驗考慮 P- Δ 效應，定義試體自最大剪力強度降至 95% 時之變位角為極限變位角。很明顯地，橫向鋼筋比較大，軸力較小的試體，極限變位角也較大；反之，極限變位角則較小。 $\rho_w=1.8\%$ 時，極限變位角可達 2%。

4、結論

- (1) 各試體的破壞，是先由橫向鋼筋發生斷裂，之後軸向承载力下降造成剪力破壞，均屬於剪力破壞的形式。
- (2) 軸力比越小且橫向鋼筋比越大的試體，變形性能越優異。至試體最大抗剪強度值，在橫向鋼筋配置形狀相同且橫向鋼筋比相同的情形下，其值也幾乎相同，並未發現受軸力大小的影響。
- (3) 橫向鋼筋比增加，最大強度與變形能力也會大。
- (4) 閉合型方形箍筋與繫筋組合之 H 系列試體，相較於閉合型方形箍筋與螺旋筋組合之 HS 系列及 U 系列試體，其最大剪力强度高 15-20%。

第二節 實例分析

97 年產官學組團考察日本超高層鋼筋混凝土建築技術發展情形，瞭解 New RC 建築技術對日本大型營建公司而言，已是相當普遍的工法。高層鋼筋混凝土建築物在日本至兩年前止之統計資料顯示，其建造數量已達 500 多棟。因其結構相較於鋼結構言剛性大，高樓居住品質相對較佳，特受高層住宅建築投資者的青睞。尤其是都會區，為爭取更開放的平面空間，提高居住品質，以超高強度鋼筋混凝土建造 50 餘層大樓的情形極其普遍。而且以積層工法施作，工期短，主要構材採預鑄化，大型樓版則於現場製作，其方式有柱現場施作者，也有柱預鑄者等各種工法，並採用系統模版，甚至有三日內可以完成一層結構體之工程實例，值得國內借鏡。本研究案預計蒐集日本鹿島建設、熊谷組、戶田建設、前田建設、西松建設、間組、富田建設、佐藤工業等的 New RC 工程實例，探討其材料使用、工法特性及管理要點等。本章援引日本的設計施工經驗，期參考其具體應用成果，導入 New RC 建築實例，俾助國內超高強度鋼筋混凝土建築應用發展之參考。本章將探討日本營建業界實際完成的 New RC 高層建築實例。

1、AFR 混凝土及 APC200N/mm² 超高性能混凝土結構

竹中工務店與清水建設曾共同開發在其業界首度可用於耐火災高熱，表層不剝落飛散之超高強度混凝土「AFR (Advanced Fire Resistant: 高耐燃) 混凝土」，用於 50 樓以上之 RC 超高層大樓之建造，表層剝落、飛散之機制雖尚未完全被究明，一般說法認為火災時高熱造成表層之急劇熱膨脹是和混凝土內部所含水分之急劇氣化、膨脹等原因有關。混凝土強度越高則越密實，在高熱下的熱膨脹力變的越大，因內部膨脹之氣體無宣洩之道，壓力升高導致爆裂。因此，通常 80N/mm² 以上的超高強度混凝土構件皆有耐燃被覆，惟一旦有耐燃被覆，柱子會約變粗 5%，居住空間的面積相對會變小，並增加額外的工期和工費。

「AFR 混凝土」係混入聚丙烯等合成纖維之超高強度混凝土。合成纖維在火災時因受熱溶化、消失而在混凝土形成細微空洞，此空洞可發揮緩和表層熱膨脹力和內部膨脹氣體壓力的效果，防止表層剝落、飛散。合成纖維對直徑 0.012~0.2mm、長度 5~20mm、強度 80~120N/mm² 之混凝土的混入率為 0.10~0.35vol% 左右。經過實驗證明，「AFR 混凝土」不但具備優良的耐燃性，還具有和一般超高強度混凝土同樣的強度特性、施工性及耐久性。

最近開發完成世界最強的超高強度混凝土- f_c' 達 200N/mm²，稱之謂「APC200N/mm² 超高性能混凝土」(APC: Advanced Performance Composite)，其所採用的水灰比僅有 10%，並使用自行開發的分散性極高的高性能減水劑，以確保現場的工作度，另混凝土中也添加聚丙烯合成纖維(PP 纖維)及鋼纖維，改善耐火性能及提高混凝土的強度，以避免火災時混凝土表層剝離飛散之爆裂而導致強度降低及碎片損及周遭的危險情形發生。該混凝土業已使用於其「新耐火實驗大樓」之建造，並強調已建置完成其製造管理技術，包括配比設計法、強度管理法、及構材製造養護法，並已根據日本建築基準法第 37 條第 2 號取得國土交通省的大臣認定。

2、T-RC⁺結構

大成建設預定於 2011 年 1 月在東京都池袋區建造完成 52 層高之超高層住宅大樓，所使用之混凝土強度為 160N/mm²，標榜著 1 小塊方糖的面積(1 公分平方)上可承載一輛小汽車(1.6 噸)的強度。該公司在超高強度混凝土的研發上特注重混凝土的用水量上，並開發完成可控制水量誤差僅 1~2% 的程度。超高層住宅建築為節省構件斷面及提高制震能力，有時採用制震構架，例如該公司所採用的方法之一是使用「高強度高性能鋼筋混凝土梁」與「高性能制震中間柱系統」之組合，高性能制震中間柱系統係由鋼材消能器(降低地震造成的搖動)及粘彈性阻尼器(降低風力造成的搖動)所構成。根據其估算，50 層高之超高層住宅建築採用該類組件，相較於不採用時建造成本增加 0.8%，但大地震後的補修費卻可節省約 3%。

New RC 採用許多預鑄或半預鑄構件，一般日本大型綜合營建公司多數都有自己的預鑄工廠及品質管理系統，並經第三者認證，例如該公司的預鑄工廠是取得財團法人日本建築總合試驗所的生產技術證明。因經濟不景氣影響，超高層建築市場處於寒冬狀態，上述兩家營建廠商近一年來所建造 150N 級超高層建築，一年來合計僅約 4 棟。為求超高強度鋼筋混凝土的繼續發展，現正考慮將其優點發揮在中層辦公大樓及工廠等建築物上。以此推論，RC 建築物未來是否有可能類似輕鋼構用於中小規模結構物，發展到採用較傳統低層 RC 構件材更小斷面的 New RC 柱梁構件，以預鑄或半預鑄工法配合推廣，普遍用於中低層建築物，值得考慮。

3、Super HRC system

SuperHRC 系統 (Super High performance RC high-rise housing System) 是戶田建設強調結合 TO-HRC 工法 (高強度 RC 柱工法)、TO-HSC

工法（高強度混凝土工法）、TO-PWS 工法（大跨度樓板工法）、TO-HDC 工法（制震柱工法）、TO-HIS 工法（隔震工法）、及 TO-SSD 工法（地下連續壁工法）之超高大樓 New RC 工法，實際完成 54 層與 45 層 2 棟超高層集合住宅。為構築無柱無梁寬敞的居住空間，實現彈性及高自由度的住宅空間計畫，該系統的整體結構是採用管狀形式，其管之內側是整體結構核心的中心構架，外側是支撐無柱無梁居住空間的外週構架，以及位於結構平面四角落的附屬構架等由三大構架所構成。此類結構空間有利於 Skeleton Infill 住宅的實現。

由於 30 層以上規模的 RC 結構體現場施工，工期會相對較長，因此採用全預鑄工法（預鑄複合工法），甚至梁柱接頭也都採用預鑄，構材分成淨高段（下層梁上緣至上層梁下緣）的柱、梁、梁柱、及樓板。由於超高強度混凝土在達到最大壓縮強度後，會發生載重劇烈降低、脆性破壞的危險。因此曾進行數次結構實驗，以評估所需之高強度箍筋的圍束量，驗證其安全性。混凝土部分各類構材分別使用不同強度，梁的混凝土是採用一般高強度混凝土，而梁柱接頭則是採用超高強度，於現場以超高強度水泥砂漿灌注結合，鋼筋的續接是採用機械式及銲接式。樓板單元的跨距達 8m 至 10m 並有段差（逆 T 型）以使管線設備收納於當層地板下，因此採用先拉預力式之地板結構，另為考慮其遮音性，並進行重量衝擊音測定試驗。據稱採用該結構系統相較於鋼骨構造，結構體部分可節省 20% 至 30% 的成本。

4、「CATS」(Core walls And Tubes System)

本構法是於結構體中央的電梯間核心體位置配置兩座厚度 750mm 左右之 C 字型核心牆，以短梁連結兩者，結構外周則配置管狀構架。

因管狀結構若如使用單管，面向室外之外圍柱子間隔須十分狹窄，難以確保較開放的空間。本構法因併用管狀結構和核心牆，因管狀結構具耐震性，可採用較細的柱與梁。中央核心牆與外圍管狀結構間的居住

空間部分，因不見梁的存在，故可自由配置隔間牆。本構法是由間組公司與安藤建設共同開發完成，對於核心牆部分，為確認在高軸力作用下核心牆邊端部位與角落部位受橫向鋼筋對混凝土拘束效果與變形能力，曾以三個核心牆 1/3 縮小模型，進行靜態反覆載重試驗，通過了結構性能的驗證。適當評估核心牆和管狀結構各自負擔之地震力，決定最適當之元件尺寸在耐震設計上極其重要。該系統從實驗結果和結構設計程式之分析結果的比較，證明了能夠以良好的精確度來評估核心牆在地震時的動作。另於試設計中並確認了地震時建築物整體層間變形下，外周管狀具備有效吸收地震能量之高耐震性能，而該構法所需施工成本與構架式系統接近，但空間使用性及安全性卻更優異。

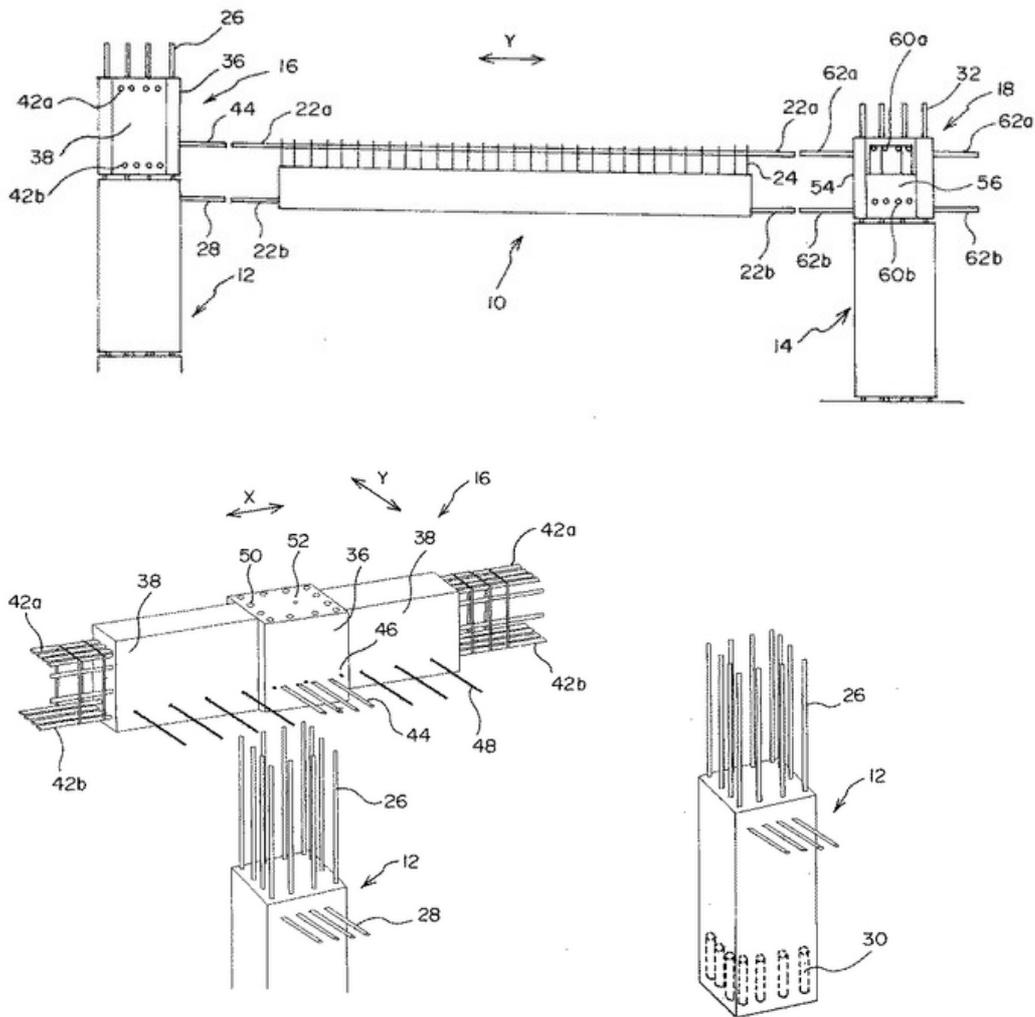
5、「SQRIM-H 工法」

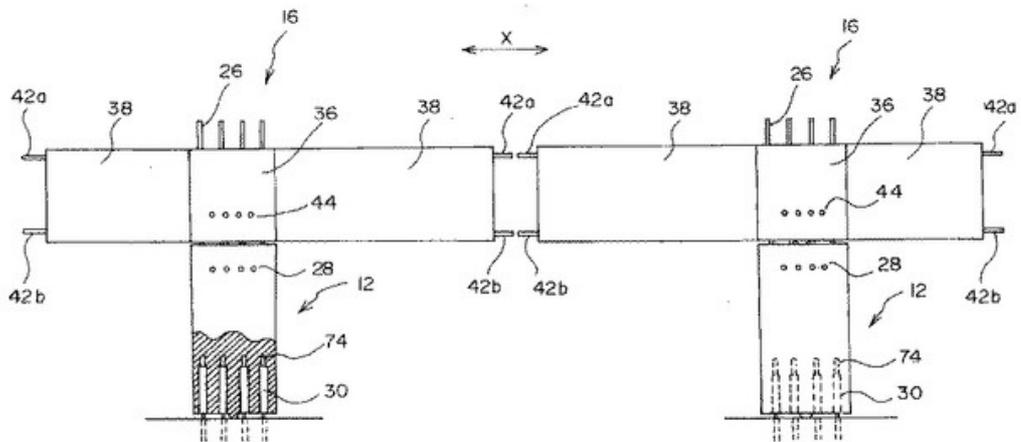
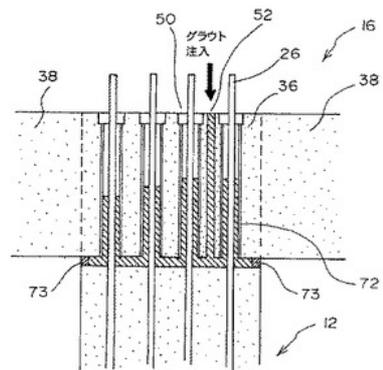
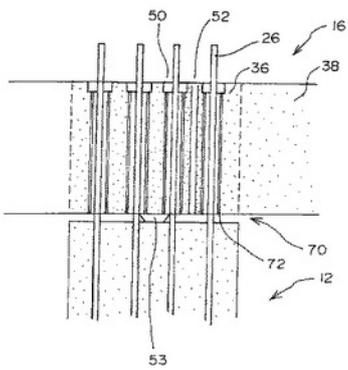
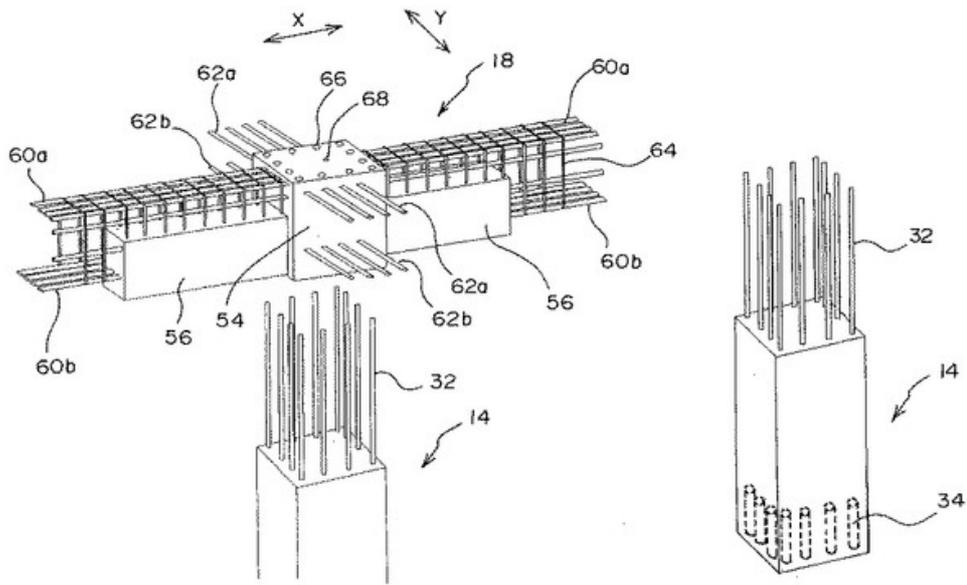
過去梁柱一體型預鑄構件是，整跨大樑與量柱接頭成一體，柱預鑄構件則為淨高長，由於速度快其稱之謂「SQRIM (Sumitomo Mitsui Quick RC Integration) 工法」(專利工法)，是由三井住友建設所開發。惟因該工法之預鑄構件因龐大而形狀複雜，而且對同一構件有時需灌注不同強度的混凝土，對於預鑄廠而言在生產過程上會造成較大的負擔。另因預鑄構件較重，施工時需要大型的吊車等搬運組裝機具，並且在道路輸送上也造成不便。現進一步改良成「SQRIM-H 工法」，解決了以往預鑄構件生產過程的複雜化，為一種改良型超高層 RC 結構全預鑄工法，藉由樑、柱分別獨立製作之預鑄元件構件形狀更為簡化，各柱樑預鑄構件重量幾乎相同，並可使用較小型的吊車且組裝效率高，可以達到平均一層樓 4 日的工期，對於品質的穩定性、施工環境的改善也有很大助益。另該工法具有可適用於難以全預鑄化之井狀架構的特徵，更適用傳統預鑄結構形式，實例上使用於地上 35 層地下 1 層之超高層塔狀住宅大樓之建造。而大林組的 LRV、JRV-H 工法與該工法進行統合。

6、其他

其他有熊谷組的 New KHR 構法及鹿島建設的 Super RC Fram 工法等。

有關 New RC 結構預鑄構材的構築方式，各構法基本上的差異看似不大，但各擁有其專利。經現場訪查時瞭解，一棟建築物從材料（黏著劑等）到工法（預鑄方法等）涵蓋約 100 多項專利。下例示意圖為公開登載於日本特許公報的一種工法，僅供參考。國內推動 NewRC，除參考其工法及使用材料，更宜加強實驗研發。尤其在有限的人力及市場規模下，如何促成廠商間可以進行合作研發的環境，應是開創與推動新工法的關鍵因素之一。





第四章 結論與建議

第一節 結論

近幾年來 RC 建築在國內處於被認為不環保，同時在宣導使用相對環保的鋼結構之抨擊聲浪中，2000 年代在日本演進成 New RC 後，卻高居其高層住宅建築的 75% 之強。其高成長率說明了該結構具備優異的適居性，而多數建商推案廣告所強調的除了強度外，就是建物晃動較低又寬敞的居住空間。另從材料的經濟性、實驗結果之結構性能、及施工的預鑄化程度等更印證了它有節能減碳的綠建築概念。

New RC 五年國家型專案研究計畫於日本開始推動後，其產官學的研究合作關係密切，研究動力及資源更多是來自於業界，如本研究報告所蒐集之部分實驗資料中，有六家大型綜合營建公司的共同研究成果，許多工程實例就是根據合作研究後的成果。相反地國內廠商規模多屬中小型，有優異的營造技術及深厚的經驗，卻未見有共同研究情形，殊感可惜。日本經濟新聞(09.09.12 第 13 版)報導廠商已開發完成世界最強的 200N/mm² 超高強度混凝土，於今年 8 月正式使用於建築物上，並繼續朝向 300N/mm² 混凝土的實用化方向研發。國內有當今世界最高的 101 大樓，遠高於世界排名 54 的日本最高大樓(橫濱地標大樓)，象徵著我國經濟的高成長率；但國內最高的 SRC 住宅大樓，尚不及日本 New RC 住宅大樓的一半高，應加強超高強度鋼筋混凝土建築物的發展，包括技術規範及相關制度之建置。

第二節 建議

- (一) 國內高強度混凝土技術已臻成熟，高強度鋼筋明年即將正式生產，對於比傳統 RC 強度高 2 至 3 倍以上的 New RC 而言，骨材的角色較以往更形重要。因此，國內現有的骨材品質及來源穩定性是否能確保，有必要針對現有骨材品質規格之詳細檢討、產能分布現況之全盤調查、以及高強度骨材缺料問題之因應對策，進一步作專案研究。
- (二) 由於 New RC 結構大號主筋常使用螺紋節鋼筋，以確保鋼筋間距，並使用大量的續接器，除竹節鋼筋業界預定明年生產外，應加強推動螺紋節鋼筋的生產，同時儘早完成已推動十餘年的「鋼筋續接器續接設計規範與解說」的訂定。
- (三) 高層建築未曾實際歷經過大地震的考驗，包括發生在都會區地層下的地震(日本稱之謂直下地震)及週期較長的海溝型地震。尤其後者，因週期長易引致超高層建築的共振。「大阪 WTC 大樓」設計時未考慮長週期地震效應，去年經調查後補強，著名的東京都廳等也有類似情形，日本超高層建築的歷史短淺，實際地震來時的結構行為如何，還有待考驗，因此在推動 New RC 之時應加以關注。
- (四) 長週期下超高層建築的擺動相對較大，主供住宅之用的 New RC 大樓舒適性極其重要，內部家具及設備等的固定較其他建物要求應更為嚴格。故對超高層住宅內部起居設備等的固定，似有必要另予規範。
- (五) 日本研發推動 20 餘年的 New RC 綜合了各種結構的優點，國內限於市場規模及研發量能，學者建議積極引進其經驗，利用既有研究成果及實驗方法，改良研發符合國內實務上可行之技術及規範。

- (六) 日本New RC五年專案研究計畫促成了混凝土及鋼筋材料的強度大幅提高，使RC建築物朝向更高層發展，建議國內在CNS標準部分納入超高強度RC所需材料之規定，以利推動，促進發展。
- (七) 本所相關計畫審查時，結構工程技師公會曾建議，未來能提出更具體的設計施工審查機制及審查內容，使相關研究能夠迅速實用化，並避免發生在制度建立前，已有一些案例在未經嚴格管控之下就先執行的現象。國內在New RC的建造上，現階段可根據建築新技術、新工法、新設備及新材料之審核認可制度。本所已完成相關指針，內容雖不屬於規範性質，應屬於參考指引(Guideline)，目的為促進New RC建築在國內的發展，提供有關超高強度鋼筋混凝土建築物設計施工及審查之參考，在執行上，審核制度中可依個案要求進行必要之實驗。將來應加強超高強度鋼筋混凝土建築物相關法令規範的建置，包括技術規範、建築技術規則之專章及相關制度如New RC審查機制等。

附錄：「超高強度鋼筋混凝土建築設計施工指針（草案）」

（98 協辦計畫「超高強度鋼筋混凝土建築設計施工指針之研擬」條文部分）

第一章 通則

1.1 適用範圍

- (1) 本指針適用於主要結構構材使用高強度鋼筋混凝土之超高層鋼筋混凝土造建築物。
- (2) 本指針指定高強度鋼筋混凝土材料與構材之要求性能。
- (3) 本指針耐震設計採用性能設計法，提供超高層鋼筋混凝土造建築物之結構設計可行方法的相關規定。
- (4) 引用本指針之建築工程，施工者必須有能力實現設計圖說與本指針之各項要求，確保結構體混凝土之品質及性能。
- (5) 為求品質安定、工期縮短、提升作業安全性，超高層鋼筋混凝土造建築通常採取構材預鑄化。

1.2 適用方法及原則

- (1) 自行研發或參照本指針進行結構分析與構材設計時，應提出其特有之設計規範及設計方法。
- (2) 自行研發或參照本指針進行材料、構材之製造或施工時，應提出其特有之製造規範或施工規範。
- (3) 上述所提供之規範，須經主管機關所指定技術審查單位的認定方可據以實施。

1.3 名詞定義

高強度鋼筋混凝土：本指針所謂之高強度鋼筋混凝土為，使用設計強度 36N/mm^2 以上 120N/mm^2 以下之混凝土，以及降伏強度 490N/mm^2 以上之鋼筋的鋼筋混凝土。

結構體混凝土：作為結構體而澆置，依周圍的環境條件及水化熱的

溫度條件下所硬化之混凝土。

結構體混凝土強度：結構體中發展之混凝土的抗壓強度。

預鑄構材：於構材最終位置以外地方澆置混凝土而製造之構材。

第二章 結構計畫

2.1 緒論

採用超高強度鋼筋混凝土構材於高層建築，其結構設計在台灣地區仍以耐震設計為首要，除須符合內政部於 95 年 1 月 1 日所頒佈實施之「建築物耐震設計規範及解說」規定外，尚須具備一套更嚴謹可行之結構計畫始得辦理設計與施工。

2.2 結構計畫

2.2.1 結構計畫之內容

結構計畫之內容至少須包含：

- (1) 規則性結構系統之詳細說明。
- (2) 使用超高強度鋼筋之計畫。
- (3) 使用超高強度混凝土之計畫。
- (4) 使用已充分研發或已普遍應用之標準結構構材及耐震元素或隔減震設施之計畫。
- (5) 含超高強度鋼筋混凝土構材之建築結構耐震分析及設計方法。
- (6) 超高強度鋼筋混凝土構材工廠或現場製造與施工計畫與工作團隊之能力。

2.1.2 指定技術審查機構

經內政部認可並授權指定辦理使用超高強度鋼筋混凝土構材之高層建築設計審查與施工審查之特殊技術審查機構，其組成及運作辦法另訂之。

2.3 規則性結構系統

含超高強度鋼筋混凝土構材之建築結構系統以採用規則性結構系統為原則，並符合建築物耐震規範及解說中”結構系統設計詳細要求”之規定。

2.3.1 基面以上之上部結構系統

(1)上部結構系統須為規則性結構，可分為三種類型：

- a. 韌性抗彎矩立體剛構架(SMRF)
- b. 具耐震隔震或制震等元素之立體構架二元系統
- c. 雙管狀結構系統(Tube in Tube)及管中核結構系統 (Interior Core exterior column system)。

(2)標準層平面外形以長方形或正方形為原則，RC柱斷面採方型或長方形為標準，並以不大於100 x 100公分為原則(柱間距不大於600cm)。

(3)建築物立面原則上為長方形，高寬比建議小於4。

2.3.2 基面下之下部結構系統

(1)基面下之下部結構系統包括地下室構造及其下之基礎結構，一般地下室構造外圍有勁度很高的外牆。下部結構也可能包括一部分剛性構架或擴大之空間構架於地面上。

(2)下部結構系統之強度與勁度不得低於上部結構者。

(3)需有足夠的基礎埋深。

2.3.3 具隔震系統之特殊結構系統

隔震系統介於上部結構與下部結構之間，其耐震規定依建築物耐震規範之要求。

2.4 採用超高強度鋼筋混凝土之標準結構構材

2.4.1 建議之柱、梁斷面

- (1)柱:為克服大地震時之傾倒彎矩,其於低樓層外柱產生支配性的軸力,RC柱斷面採正方形;除了一般主筋配置(中、高樓層者)在偏外緣外(如圖 2.1 之標準柱斷面),另須在柱斷面中心部份配置額外之核心鋼筋(如圖 2.2 受甚大軸力之標準柱斷面)。
- (2)大梁:原則上採矩形斷面,其深度不大於 80cm,但具有較大之梁寬約 60cm 以提供一層 4 根至 5 根大直徑軸向鋼筋的空間,如圖 2.4.1.3 所示。適當使用四肢之箍筋。

2.4.2 已開發或須研發之超高強度 RC 結構構材

為評估高層建築結構之耐震性能,各種超高強度 RC 構材本身及梁柱接頭之力學行為,包括梁之撓曲和剪力行為、柱和牆之雙向撓曲和剪力行為,以及梁柱接頭之剪力和錨定行為等須進行試驗以便檢驗理論和分析之預測,而能有效用於實際設計或整體結構耐震性能評估。

2.5 結構體之要求目標性能

結構體之要求目標性能包括下述各項

- (1) 超高強度凝土性能
- (2) 超高強度鋼筋性能
- (3) 超高強度 RC 之結構構材性能
- (4) 超高強度 RC 結構之耐震設計方法
- (5) 超高強度 RC 結構之製造與施工

以上各種目標或性能分別於下列各章中討論之。

2.6 超高強度 RC 構材製造與工地施工可行性之確認

2.6.1 製造與施工品質確認之重要性

超高強度混凝土和鋼筋與一般混凝土和鋼筋相比,具有不同之物理

性質，故超高強度 RC 構材之製作與施工須以一系列室內試驗及全尺寸施工試驗以確認其製造品質，另須依據超高強度 RC 造混凝土結構施工規範擬定詳細且確定可行之施工計畫(含工作團隊管理與執行能力之證明)經指定之技術審查機構審核認可後始能施工。

2.6.2 指定技術審查機構之審查及認可

製造與施工之審查及認可辦法另訂之，且須經中央建築主管機關同意後施行之。

第三章 高強度鋼筋混凝土之材料與構材性能

3.1 總則

3.1.1 適用範圍及原則

- (1) 本指針適用於使用設計強度 36N/mm^2 以上 120N/mm^2 以下之高強度混凝土，以及降伏強度 490 N/mm^2 以上之高強度鋼筋的鋼筋混凝土工程。
- (2) 有關本指針未明示之事項，除依據內政部之結構混凝土工程設計、施工規範外，得參考可信賴的資料以及必要的試驗證明，必須確定可達到設計要求及本指針規定的結構品質。
- (3) 關於設計強度超過 120N/mm^2 之超高強度混凝土，採用可信賴資料及必要試驗證據時，必須確保可達到設計所要求之結構體混凝土品質及性能。
- (4) 引用本指針之工程，混凝土及結構物之製造者及施工者，必須有能力實現設計圖說與本指針之要求，並有充分技術以達成結構體混凝土之品質與性能。

3.1.2 材料與構材之品質目標及性能要求

- (1) 混凝土之品質要求應符合 3.2~3.4 相關各節的規定。

- (2) 鋼筋之品質要求應符合 3.5 相關各節的規定。
- (3) 混凝土及鋼筋必須具有爲了滿足結構體及構材所需性能之所定品質。
- (4) 使用高強度混凝土及高強度鋼筋構築之結構體及構材，必須滿足設計所要求之結構性能、耐久性能、耐火性能及使用性能。

3.1.3 高強度鋼筋混凝土製作與施工必須充分檢討之事項

對於設計強度超過 60N/mm^2 之高強度混凝土，降伏點超出 785 N/mm^2 之高強度鋼筋之高強度 RC 構材，爲確保可達到設計所要求的性能，採用可信賴資料以及必要的試驗證明，其必須檢討之事項如下：

- (1) 材料·配比：以抗壓強度爲首，選定可得到混凝土之要求品質的材料(水泥、骨材、混合材料)
- (2) 混凝土的製造方法：能安定製造超出 60N/mm^2 之混凝土的工廠設備、技術員的技量·經驗的調查及製造方法
- (3) 混凝土強度之管理方法：保證目標之強度可於結構體得到之合理的強度管理方法
- (4) 施工方法：所要之品質的混凝土可合理施工之搬運·搗灌·搗實·養生方法
- (5) 結構體混凝土強度：透過根據室內試拌和、實機試拌和、實大構材的施工試驗等，事前確認可實現目標強度水準之結構體混凝土
- (6) 混凝土的耐火性：超過 80N/mm^2 之混凝土時其耐火性(爆裂性)的檢討和反應於其對策之設計規格
- (7) 溫度開裂之檢討：由於水和熱發生溫度開裂之解析和配比·施工上之對策

3.1.4 設計時應有的施工考慮

根據本指針進行高強度 RC 造建築物之計畫及施工時，應考慮施工上之各項注意要點：

- (1) 載重、應力、變形之計算，其結果與實際建築物之載重、應力、變形的狀態儘可能使其為近似值，注意不要進行實際建築物之載重、應力、變形不明確之複雜形狀的設計。
- (2) 注意計畫使其達到構材斷面之標準化及單純化。
- (3) 構材斷面之計算時，考慮保護層厚度、有效深度、鋼筋之交叉導致位置之錯開、有效率之續接器等配筋的情形。
- (4) 配筋應注意混凝土的填充性使混凝土和鋼筋能變成一體作用。柱·梁接合部，根據現寸圖·模型等確定配筋的實情，使混凝土能充分的填充。
- (5) 可調配材料之實情，施工時期·施工技術及施工管理之程度等也充分考慮後進行設計。
- (6) 設計者應事先與施工者就施工方法進行充分的討論。

3.2 高強度混凝土之性能要求

為確保所用之高強度混凝土能滿足結構體之目標性能，設計時須明確規定混凝土之抗壓強度、彈性模數、工作性、單位體積重、耐久性、耐火性、對中性化之抵抗性、對鹼骨材反應之抵抗性、氯離子含量、乾縮、水化熱、對凍融抵抗性及耐火性等性能。

3.2.1 抗壓強度

- (1) 結構體混凝土之抗壓強度應為設計強度以上。
- (2) 使用之混凝土的抗壓強度應為結構體修正強度以上。

3.2.2 彈性模數

結構體混凝土之彈性模數，可使用(3.1)式，或根據可信賴資料於設計圖說內規定。

$$E=33,500 \times k_1 \times k_2 \times (\gamma/24)^2 \times (F_c/60)^{1/3}$$

其中，E：混凝土之彈性模數(N/mm²)

γ ：混凝土之氣乾單位體積質量(kN/m³)

f_c ：混凝土之抗壓強度(N/mm²)

k_1 ：根據使用骨材所定之常數

k_2 ：根據混合材料所定之常數

3.2.3 工作性

- (1) 混凝土之工作性，應具有所需之填充性、材料析離抵抗性，並以卸料地點之坍度或坍流度表示之。
- (2) 坍度或坍流度之目標值，設計強度超過 36N/mm² 未達 50N/mm² 時之坍度為 23cm 以下或坍流度 50cm 以下，設計強度超過 50N/mm² 未達 60N/mm² 時，以坍流度 60cm 以下為標準。設計強度超過 60N/mm² 時，其坍流度以 60cm~65cm 為標準。

3.2.4 單位體積質量

- (1) 結構體混凝土之單位體積質量根據實際狀況決定。
- (2) 結構體混凝土之單位體積質量，根據新鮮混凝土的單位體積質量推定。

3.2.5 對中性化之抵抗性

混凝土應具有對中性化之所需的抵抗性。

3.2.6 對鹼性骨材反應之抵抗性

混凝土不得有引起鹼性骨材反應之虞者。

3.2.7 鹽化物量

混凝土中之鹽化物量，氯離子應在 0.30kg/m^3 以下。

3.2.8 乾燥收縮·自體乾縮

混凝土之乾燥收縮及自體乾縮，其裂紋應不致有害於構材耐久性之虞。

3.2.9 水化熱

混凝土之水化熱，不得阻礙結構體混凝土強度之發展，且有效控制裂紋限度，使其不得有有害構材耐久性之虞。

3.2.10 對凍結融解作用之抵抗

- (1) 混凝土應具有對凍融作用之所需的抵抗性。
- (2) 有受凍害之虞時，混凝土的空氣含量以 4.5% 為標準。

3.2.11 耐火性

- (1) 混凝土於火災時不得發生被認為對耐火上或結構耐力上有害之變形、破壞、脫落。
- (2) 設計強度 80N/mm^2 以上之高強度混凝土，為了確保構材之耐火性能根據可信賴資料或實驗等加以檢討，必要時應採取適當措施的對策。

3.3 高強度混凝土材料的一般事項

- (1) 混凝土材料及其檢驗方法須符合國家標準 CNS 及本章相關規定。
- (2) 使用之材料必須能滿足混凝土的要求性能，未經監造者同意，材料來源與品質不得變更。

3.3.1 水泥

- (1) 水泥的種類應為符合 CNS 61 [卜特蘭水泥] 所規定之卜特蘭水泥，CNS 3654 [卜特蘭高爐水泥] 所規定之高爐水泥 A 種或 B 種，CNS 11270 [卜特蘭飛灰水泥] 所規定之飛灰水泥 A 種或 B 種。
- (2) 根據混凝土的要求性能，可使用將 a 項之卜特蘭水泥和 3.6 項所規定之摻料調配成之混合水泥。此時，摻料之添加率為 40% 以下，調配後水泥的品質應符合 [高強度混凝土用水泥的品質基準]。

3.3.2 骨材

- (1) 骨材之種類為砂石、碎石、砂或碎砂，應為可得到作為混凝土之所須受壓強度及彈性模數者。
- (2) 粗骨材之最大尺寸，砂石以 25mm，碎石以 20mm 為標準。
- (3) 碎石、碎砂、砂石、砂之品質應符合 CNS 1240 [混凝土粒料] 混凝土骨材之標準。但是，碎石之粒形判定實積率為 57% 以上，碎砂之微粒分量為 5% 以下。
- (4) 將異種的骨材混合使用時，混合前之品質必須各自滿足前項之規定。但是，有關鹽化物和粒度，混合後之品質應滿足前項規定。
- (5) 骨材使用根據 CNS 13618 [粒料之潛在鹼質與二氧化矽反應性試驗法]，CNS 13619 [水泥與粒料之組合潛在鹼質反應性試驗法] 判定為無害者。
- (6) 使用 (1) 項所規定以外之骨材時，應依根據可信賴資料及經試驗確認可達到設計要求所須之品質者，方可申請使用。

3.3.3 拌和水

- (1) 拌和水應為自來水或符合 CNS 13961 [混凝土拌和用水] 之標

準，其檢驗應按 CNS 1237〔混凝土用水品質試驗法〕之規定者。

(2) 不可使用回收水。

3.3.4 化學摻料

(1) 混凝土使用之化學摻料應符合下列規定：CNS 12283〔混凝土用化學摻料〕化學摻料、CNS 12833〔流動化混凝土用化學摻料〕流動化摻料之標準。

(2) 對特定的混凝土之要求性能，可根據〔高強度混凝土用化學摻料之選定方法〕選定磚化學摻料，但仍應符合 CNS 12283〔混凝土用化學摻料〕之規定。

(3) 對於使用(1)項及(2)項規定以外之化學摻料，應根據可信賴資料或經試驗確認可達到設計要求之品質者，方可申請使用。

3.3.5 混凝土物理性摻材

(1) 混凝土物理性摻材應符合下列規範：CNS 12549〔混凝土及水泥壩料用水淬高爐爐渣粉〕所規定之高爐爐渣粉，CNS 3036〔卜特蘭水泥混凝土用飛灰及天然或煨燒卜作嵐攪和物〕所規定之飛灰 C 類或 F 類，ASTM C1240〔Specification for Silica Fume for Use in Hydraulic-Cement Concrete and Mortar〕所規定之矽灰。

(2) 對於(1)項以外之混凝土摻材，應根據可信賴資料或經試驗確認可達到設計規定要求之品質者方得申請使用。

3.3.6 其他的材料

混凝土中添加的其他材料，事前應根據可信賴資料或經試驗確認可達到設計所要求的品質者，方可申請使用。

3.4 混凝土配比強度

- (1) 混凝土配比強度以標準養護後之試體於第 m 天齡期的受壓強度來表示。一般混凝土的設計強度在 48N/mm^2 以下時，配比強度以標準養護後以試體於 28 日齡期的受壓強度來表示。
- (2) 結構混凝土之抗壓強度係指按 CNS 1230 [混凝土試體在試驗室模製及養護法] 規定，作為混凝土試體的標準養護方法。實際結構混凝土的強度須根據混凝土設計要求強度、齡期、外部環境的溫度變化等條件予以修正，以作為結構體混凝土強度之判定。

3.4.1 坍度或坍流度

混凝土拌和後，應使其能滿足工作性之規定坍度或坍流度。

3.4.2 含氣量

訂定拌和時之含氣量時，應使其能滿足卸料時之規定。但是，有受凍害之虞時的含氣量以 4.5% 為標準。

3.4.3 水灰比

- (1) 訂定水灰比時，應使混凝土能達到配比強度。
- (2) 膠結材料中之摻料對水泥的置換率，應根據試拌或可信賴之資料來訂定。

3.4.4 單位水量

- (1) 拌和之單位水量應考慮單位水泥量、化學摻料之添加量、新鮮混凝土之工作性等而訂定。
- (2) 單位水量，於設計強度 48N/mm^2 以下時為 185kg/m^3 以下，設計強度超過 48N/mm^2 時為 175kg/m^3 以下。此外設計強度 80N/mm^2 以上時，訂定單位水量應特別注意不得使單位水泥量、化學摻料之添加量有過大之情形。

3.4.5 單位水泥量

混凝土之單位水泥量，在可達到所須之品質的範圍內儘可能減少。

3.4.6 單位粗骨材量

混凝土單位粗骨材量，在可達到良好工作性之範圍內儘可能加大。

3.4.7 化學摻料之使用量

- (1) 混凝土中高性能 AE 減水劑之使用量，應使其能達到所定之坍度或坍流度及含氣量。
- (2) 特別的化學摻料之使用方法及使用量，根據試拌結果決定之。

3.4.8 品質及工作性之確認

- (1) 根據 3.8~3.15 所規定之配比的混凝土，應滿足所定之品質，根據試拌或施工試驗確認其具有適切的工作性。
- (2) 試拌或施工試驗，使用實際的生產設備，儘可能以接近實際施工的條件來實施。但已有很多實績者，得以省略。

3.5 高強度鋼筋

3.5.1 一般事項

- (1) 鋼筋材料及檢驗方法須符合國家標準 CNS 或本節相關規定。
- (2) 以下所規定之鋼筋相關性質，乃針對鋼筋標稱降伏強度為 590 N/mm²、685 N/mm² 及 785 N/mm² 之材質等級者，若鋼筋標稱降伏強度不超過 490 N/mm² 者之相關力學與細部加工性質，應符合「結構混凝土設計規範」之相關規定。
- (3) 鋼筋標稱降伏強度 590 N/mm²、685 N/mm² 等級者：作為主筋或鋼筋需要韌性變形需求者之用，應用於 D19~D57 尺寸之鋼筋，其力學性質應符合 3.5.2 之規定。鋼筋表面採用螺紋節，並避

免使用搭接續接與彎鉤錨定為原則，惟經可靠的分析數據、適當的分析結果、或可信的研究成果證實可行者不在此限。

- (4) 鋼筋標稱降伏強度 785 N/mm^2 等級者：作為剪力或圍束箍筋、或鋼筋無需韌性變形需求者之用，應用於 D10~D16 尺寸之鋼筋，其力學性質應符合 3.5.2 之規定。閉合箍筋可採用電焊續接於直線段，惟此電焊接合應取樣進行試驗，試體破壞不得發生於電焊接合及熱影響區，且強度應大於母材實際強度。

3.5.2 力學性質

- (1) 強度 590 N/mm^2 、 685 N/mm^2 與 785 N/mm^2 等級鋼筋之力學性質，應分別符合鋼筋混凝土用鋼筋中 SD 590/685/785 鋼筋力學性質之規定。
- (2) SD 590/685/785 鋼筋之力學性質應符合表 3.5.2.1 之規定。

表 3.5.2.1 SD 590/685/785 鋼筋之力學性質表

符號	力 學 性 質							
	降伏 強度 ^α N/mm ²	抗拉 強度 N/mm ²	$\frac{\text{實際抗拉強度}}{\text{實際降伏強度}}$ R_{SR}	達降伏 強度上 限之應 變 ^β	試片	伸長率 %	彎曲 角度	彎曲 直徑
SD 590A	590~ 675	696 以上	1.18 以上	0.014 以上	2 號 14A 號	12 以上	90°	標稱直徑 之 4 倍
SD 590B	590~ 650	738 以上	1.25 以上	0.014 以上	2 號 14A 號	12 以上	90°	標稱直徑 之 4 倍
SD 685A	685~ 785	808 以上	1.18 以上	0.014 以上	2 號 14A 號	10 以上	90°	標稱直徑 之 4 倍
SD 685B	685~	856	1.25 以上	0.014	2 號	10	90°	標稱直徑

	755	以上		以上	14A 號		以上		之 4 倍
SD 785	785 以上	930 以上	—	—	母材	2 號 14A 號	8 以上	180°	標稱直徑 之 3 倍
					電焊 處 ^γ	2 號 14A 號	5 以上		—

註：1. ^α 參考 CNS 2111，降伏點不明顯時以 0.2%橫距法測定。

^β 參考 CNS 2111 及 2112，拉伸試驗時，以伸長計求出伸長量除以標點距離之軸向平均應變，對應負載達降伏強度上限之應變值不得少於 0.014。

^γ 鋼筋混凝土用 SD 785 鋼筋應於直線段對焊，對焊續接不得位於彎曲處。

2. 拉伸試驗結果，其實測抗拉強度小於最小抗拉強度規定值 14 N/mm² 以內，實測降伏強度小於最小規定降伏強度值 7 N/mm² 以內，實測降伏強度大於最大規定降伏強度值 7 N/mm² 以內，或其伸長率小於最小伸長率規定值 2.0 % 以內者，得進行重驗。

3.5.3 錨定與續接

- (1) SD 590/685/785 鋼筋之錨定與續接檢驗須符合國家標準，若引用其他國家之相關規範標準，惟須依審查單位認可之標準為之。
- (2) SD 590/685 鋼筋之錨定與續接分別採用機械錨定與續接器續接為原則，其他經試驗成果證實可行之錨定或續接方法者不在此限。
- (3) SD 785 鋼筋可採用標準彎鉤作為端部錨定及使用搭接對鋼筋進行續接，鋼筋標準彎鉤細節與搭接長度依「結構混凝土設計規範」之規定決定。

3.6 高強度混凝土構材

3.6.1 一般事項

- (1) 鋼筋強度大於 490MPa 者應避免使用續接搭接，惟經可靠的分析數據、適當的實驗結果、或可信的研究成果證實可行者不在

此限。

- (2) 鋼筋強度大於 490MPa 者，其材質不利於電焊，故此類鋼筋應避免採用電焊進行搭接或對接續接，惟經實驗結果證實該接合能提供作為主筋或箍筋所需之強度與韌性要求者不在此限。
- (3) 高強度鋼筋混凝土構材之鋼筋端部錨定應避免採用彎勾錨定，而採機械錨定為原則，以降低鋼筋端部錨定處之鋼筋擁擠程度，提升混凝土澆注品質。
- (4) 結構構材之混凝土保護層、鋼筋間距與鋼筋比限制等，應符合「結構混凝土設計規範」之相關規定。

3.6.2 力學性質

- (1) 高強度鋼筋混凝土之彈性模數、乾縮、潛變、裂縫、鋼筋續接與鋼筋於混凝土中之握裹及錨定等基本力學性質，可利用可靠的分析數據、適當的實驗結果或可信的研究成果，確認「結構混凝土設計規範」中力學模型的可行，或建立可靠、合理且適用於結構分析與設計之力學模型。
- (2) 高強度鋼筋混凝土構材之軸力、撓曲與及剪力等相關強度設計值，可利用可靠的分析數據、適當的實驗結果或可信的研究成果，確認「結構混凝土設計規範」中力學模型的可行性，或建立可靠且合理之力學模型計算之。惟結構分析與設計中所採用之力學模型應與實際構材之受力變形行為相符。
- (3) 基於「強柱弱梁」之結構設計原則，結構構材之設計亦應符合「結構混凝土設計規範」之耐震設計中，僅允許梁構件端部或基面層上部之柱底發生彎矩塑鉸之塑性機制，其相鄰構材與梁柱接頭在塑鉸強度發生時應保持彈性。

3.6.3 高強度鋼筋混凝土之錨定和握裹

- (1) 梁主筋和柱主筋的錨定形式原則上為直通配筋、彎曲錨定或為

鋼板錨定形式。

(2)主筋應具有足夠的錨定長度去抵抗架構設計變形時之應力。

3.6.4 高強度鋼筋混凝土之圍束

圍束箍筋可區別為，降伏塑鉸計畫範圍和其以外範圍應，應採用有效圍束主筋和混凝土之形狀和配置。

第四章 耐震設計與分析方法

4.1 適用範圍

使用含高強度鋼筋及高強度混凝土之超高層鋼筋混凝土造建築物，應由地震時可預期為整體降伏形之降伏機構的明快架構所構成者，本章提供結構設計可行方法之一。

4.2 用語

降伏機構：承受地震力等水平力的結構，構材形成降伏塑性鉸，隨著結構物水平位移的增加形成水平強度的增大變成極小狀態的機構。與塑性力學中彈塑性構架變成強度增大為零的機構不同。

全體降伏形：如梁先行降伏型，塑性變形導致之水平位移不會集中於特定層的降伏形。

部分降伏形：如柱降伏型，塑性變形導致的水平位移集中於特定層的降伏形。

降伏塑性鉸：斷面發生彎曲降伏，產生塑性旋轉變形的部位。

塑性鉸計畫構材：計畫降伏塑性鉸的構材。作用地震力等之載重時預定會形成降伏塑性鉸。

非塑性鉸構材：不計畫降伏塑性鉸的構材。作用地震力等之載重時不可形成降伏塑性鉸。

外力重心位置：根據設定之靜力地震力分布所決定之水平載重的合

力作用點位置(將水平力視為重力所稱的重心位置。)

使用界限位移(角)：中小度地震力及風壓力作用時，使用上不會產生障礙的位移(角)。由設計者所訂定，層間位移角不得大於 1/200。

反應界限位移(角)：設計地震力所導致反應位移(角)的上限值。

架構設計位移(角)：對於載重，特別是地震載重的不確定性、結構物的各種差異性，為了確保耐震設計上的安全性，設計時以大於反應界限位移(角)的值作為設定於結構物的位移(角)。根據靜力側推分析水平力之和與靜力外力之重心位置的變形關係曲線上，可確保達反應界限變形為止的面積(作功量)的 2 倍以上面積(作功量)的架構變形，由設計者訂定。

可靠強度：考慮計算式的精度、材料強度的差異性等所計算出作為極限強度下限值的構材強度。

上限強度：考慮計算式的精度、材料強度的差異性等種種強度上升因素所計算出作為極限強度上限值的構材強度。

平均強度：計算出作為極限強度平均值的構材強度。

強度增減係數：計算可靠、上限強度時，乘上平均強度之係數。

4.3 耐震設計基本原則

- (1) 超高層鋼筋混凝土建築之耐震設計應採用動力分析確認其要求性能。
- (2) 耐震設計之基本原則，係使建築物結構體在中小度地震時滿足使用性功能，設計地震時滿足安全性功能，最大考量地震時則應滿足側向強度要求以及適當的崩塌機制。

4.4 耐震設計之判定基準

對於耐震設計規範所述之三種地震水準以及達到架構設計位移時，架構的水平變形和架構、構材的狀態應滿足表 4.4.1 之規定。

表 4.4.1 地震時架構的水平變形和架構、構材的狀態

等級	位移角	構材	架構狀態
中小度地震	層間相對側向位移角在使用界限位移角以內	原則上所有構材不發生降伏	
設計地震	外力重心位置的反應位移角在反應界限位移角以內，且層間相對側向位移角為反應界限位移角的1.5倍以內	容許構材降伏	強度不可下降
架構設計位移		(1) 塑鉸計畫構材確保韌性能 (2) 非塑鉸構材確保具充分強度不會形成塑鉸	
最大考量地震	最大反應位移角於架構設計位移角以內		

- 使用界限位移角為 1/200 以下，由使用者設定。
- 反應界限位移角為 1/120 以下，由使用者設定。
- 架構設計位移為，根據靜力側推分析之水平力和與作用外力重心位置之位移關係曲線上，將反應界限位移為止之面積的兩倍以上面積作為可確保的架構變形。由設計者定之。

4.5 結構物的模擬方式

- (1) 建物的模型化時，除了應適當評估架構的結構特性外，也應適切考慮地震時預設之架構降伏機構、反應變形等，進行模型化。
- (2) 建物的地震動力分析，原則上將結構體模擬成立體構架來評

估，如果能適當呈現構件的非線性特性，動力分析可簡化成簡單的質點與彈簧模型。

- (3) 建物原則上將包括基礎結構部份、周邊地盤部分形成一體來進行模擬。但是適切考慮地盤-基礎-建物系之互制效果的模型不在此限。

4.6 構材之反復受力特性

- (1) 構材或斷面模型化時，應考慮材料的變動性，計算勁度、強度、變形等評估式的差異性等計算可靠強度與上限強度，根據各強度決定反復受力特性。
- (2) 計算構材之遲滯迴圈能量消耗時，應選擇適當的遲滯迴圈特性，最好能利用試驗數據適切的加以驗證。

4.7 地震設計的方向性

- (1) 檢核結構安全時應就作用於任何方向的單軸地表振動與單軸靜態水平力來進行。
- (2) 結構有明顯可見的偏心現象時，應進行雙軸向動力分析。
- (3) 考慮垂直振動的效應，建議低層部的柱軸力可增加垂直載重下軸力的 20%。

4.8 根據靜力分析之耐震性能的確認

4.8.1 設計地震力及其豎向分配

靜力分析之設計地震力根據「建築物耐震設計規範」所規定。地震力之豎向分配根據「建築物耐震設計規範」所規定或根據建物之振動特性做適當的設定。

4.8.2 架構的水平強度

於架構設計變形時，確認架構之極限層剪力強度大於 4.8.1 所設定

之設計用地震力的層剪力。

4.8.3 降伏機構的保證

- (1) 架構設計變形時，確認架構不會形成預定外之降伏機構。
- (2) 非塑鉸部位的強度確認其大於下述規定之必要彎矩、軸力、剪力、握裹力。
 - 降伏塑鉸以外的必要強度應使用塑鉸計畫部位的彎曲上限強度來計算。
- (3) 降伏塑鉸應對確保下述所規定之變形能力進行檢討。
 - 降伏塑鉸於形成架構設計變形以前，確認不致發生彎矩及軸力導致的壓壞以及剪力導致的破壞或握裹破壞。
- (4) 塑鉸計畫部位未形成降伏塑鉸部位，可作為非塑鉸部位檢討確保上項(2)之強度，或作為降伏塑鉸檢討確保上項(3)之變形能力。

4.9 基礎結構

基礎結構之承載強度和側向抵抗強度各應滿足表 4.9.1 及表 4.9.2 的規定。

表 4.9.1 基礎承載強度之設計規定

載重等級	應力狀況	沉陷	基樁之上舉力
長期載重	小於長期載重下之容許承載應力	對上部結構不會造成破壞	小於 W_p
中小度地震力	小於短期載重下之容許承載應力	對上部結構不會造成破壞	小於 $(2T_u/3+W_p)$
架構設計變形	小於極限承載應力 (定義為造成沉陷量達樁直徑 10%之	無過大傾斜或造成上部結構的變形	小於 (T_u+W_p)

	載重)		
--	-----	--	--

W_p ：考慮浮力時之樁自重

T_u ：極限抗拉拔強度

表 4.9.2 基礎側向抵抗強度之設計規定

載重等級	規定	備註
長期載重	所有構件皆維持彈性	當側向變形影響到上部結構時應加以檢核。 側向變位容許值可由工程師自行選定。
架構設計變形	可容許部份降伏，但整體側向抵抗強度不可減弱	

4.10 根據動力反應分析之耐震性的確認

- (1) 對於中小度地震，各層的層間相對位移角小於使用界限位移角，且原則上各構材不會產生塑性鉸。
- (2) 對於設計地震力，於外力重心位置之位移角應小於反應界限位移角，各層之層間相對位移角為其 1.5 倍以下，且架構不會形成預定外之降伏機構。

4.10.1 耐震設計分析方法

- (1) 耐震設計常使用之分析方法有：a. 歷時分析法 b. 彈性反應譜法 c. 性能設計法。
- (2) 實際進行設計時，應選擇適當且符合分析目的之簡單模型。

4.10.2 動力分析模型

- (1) 進行動力分析所採用的振動分析模型有：a. 等值剪力型、b. 等值彎曲剪力型、c. 等值架構型、d. 構材模型
- (2) 根據建築物平面形狀，可分為：a. 平面模型 b. 立體模型

4.10.3 構件分析模型

進行構材模型非線性分析時，結構物構件應使用適當的分析模型。

用於模擬結構物主要構件有 a. 梁單元素模型 b. 柱多軸彈簧模型 c. 牆分析模型。

第五章 預鑄混凝土構材之結構性能要求

5.1 適用範圍

5.1.1 總則

- (1) 本章所稱之預鑄混凝土構材為預鑄複合混凝土之鋼筋混凝土造構材。
- (2) 預鑄混凝土構件之設計應符合第 5.2 節之性能目標，為達到該目標性能，可參考相關規範、研究成果、或依可信之實驗結果或分析數據等，經法定之審查單位認可後方可應用。
- (3) 本章所指之預鑄混凝土構材的構材為結構用構材，包括柱、梁、樓版及剪力牆。
- (4) 預鑄混凝土構材應能與現場澆注混凝土接合一體化，其接合部則必需確保鋼筋的連續性。
- (5) 包括預鑄混凝土構材之整體結構的設計載重，及相關構材應力、變形與裂縫寬度的計算，應符合結構混凝土設計規範之規定。

5.1.2 名詞定義

使用狀態：在經常作用之載重下，不損害日常使用性的臨界狀態。

極限狀態：使用期間內對於極少作用的大載重，結構物不發生倒塌的臨界狀態。

垂直載重：靜載重、活載重等引致之垂直力。

地震載重：由地震載重及垂直載重的組合載重。

塑鉸(範圍)：容許地震載重所引致之彎矩產生塑性變形的部位(範圍)。

預鑄混凝土：於構件最終位置以外地方澆注的混凝土。預鑄混凝土

有可分為固定工廠製造者，與工址內或周邊之敷地內設置的製造設備所製造者，本指針對此兩者沒有特殊的區別。

現場澆注混凝土：於構件最終位置所澆注的混凝土。現場澆注混凝土與「現地澆注混凝土」使用上具相同的意思。

預鑄鋼筋混凝土構材：含預鑄混凝土部份之鋼筋混凝土構材。柱、梁(包括小梁)、樓板、剪力牆、以及柱梁交叉部其他的構材。預鑄鋼筋混凝土構材有時僅稱為預鑄混凝土構材。

現場澆注鋼筋混凝土構材：於構件最終位置澆注硬化之混凝土所形成之構材。有時僅稱為現場澆注混凝土構材。

預鑄混凝土合成梁：將預鑄混凝土梁和現場澆注混凝土構材於結構上一體化的梁。

預鑄混凝土合成剪力牆：將預鑄混凝土壁板、預鑄混凝土柱，或者預鑄混凝土梁使用現場澆注混凝土等，使其結構上成為一體的剪力牆。

預鑄混凝土合成樓板：將預鑄板和現場澆注混凝土於結構上一體化的樓板。預鑄混凝土合成板有時簡稱為合成樓板。

現場澆注混凝土樓板：於現場將混凝土一體化澆注的樓板。

構材交叉部：柱·梁交叉部，牆·樓板交叉部，梁·小梁交叉部、梁·樓板交叉部等之構材和構材的接續處。

預鑄混凝土接合部：設置於預鑄混凝土構材內、預鑄混凝土構材間、或預鑄混凝土構材和現場澆注混凝土構材間，對預鑄混凝土構材的結構性能產生影響的鄰近部分。預鑄混凝土的接合部有時簡稱為接合部。

標準現場澆注混凝土構材：與預鑄混凝土相同材料、斷面尺寸、配筋，且無預鑄混凝土接合部之一體建造的假想現場澆注混凝土構材。

材軸直交接合部：預鑄混凝土接合部之中，為了將構材於軸方向分

割而設置的接合部。

材軸平行接合部：預鑄混凝土接合部之中，特別是，位於預鑄混凝土構材內，與構材軸平行連續的接合部。

預鑄混凝土合成剪力牆的水平接合部：預鑄混凝土合成剪力牆內之預鑄混凝土接合部之中，邊梁和牆之間水平方向所連續設置之接合部，有時僅稱為水平接合部。

接合元件：構成預鑄混凝土接合部之部分當中，結構材料或結構材料的不連續部分，構成應力傳遞路徑者(或意圖使其不產生特定的應力)。例如境界面直交鋼筋或預鑄混凝土和現場澆注混凝土之澆注接續面上的混凝土的不連續部分。

預鑄混凝土接合面：構成預鑄混凝土接合部的混凝土等因澆注接續等形成的不連續面。預鑄混凝土接合面有時僅稱為接合面或境界面。

接合筋：透過預鑄混凝土接合面，期待能於預鑄混凝土和現場澆注混凝土間以傳遞應力為目的而所配置的鋼筋。

鋼筋續接：沿軸向不連續的鋼筋間，為使鋼筋所產生之拉力、壓力、剪力以及其複合應力能傳遞的方法。例如，搭接續接、焊接續接、機械性續接等。

5.2 性能要求

5.2.1 性能目標

- (1) 預鑄混凝土構材應於接合部配置適當的接合元件，使其 (a) 勁度、(b) 強度及 (c) 回復力特性等力學性能，與現場澆注混凝土構材相同，且須與現場澆注混凝土構材具同等的耐久性與耐火性。
- (2) 具有 5.2.2 節至 5.2.4 節所示之力學特性，及 5.2.5 節所示耐久性、耐火性的預鑄混凝土構材，可視為與現場澆注混凝土構材具同等的性能。

- (3) 各種預鑄構件及接合部之設計，經相關研究或本節第(4)款證實具有與現場澆注混凝土構材同等性能者，亦可視為具 5.2.2 節至 5.2.4 節所示之構材結構性能。
- (4) 爲了與現場澆注鋼筋混凝土構材具同等性能，應先定出預鑄混凝土構材接合部的合理設計方法和適用範圍，再根據適當的實驗和解析方法驗證，確認依其設計法所獲得的構材符合與 5.2.2 節至 5.2.4 節所規定的結構性能時，則可視為根據該設計法設計之預鑄混凝土構材與現場澆注混凝土構材具有同等性能。

5.2.2 使用狀態之垂直載重下構材之結構性能

- (1) 在使用狀態之垂直載重作用下，預鑄混凝土主要結構構材中，柱、梁、剪力牆及構材接合部，對於(a)開裂寬度，(b)撓度，必須具有必要之使用性能。
- (2) 在使用狀態之垂直載重作用下，預鑄混凝土次要結構構材中，小梁、樓板，對於(a)開裂寬度，(b)撓度，(c)振動，必須具有必要之使用性能。
- (3) 不可因使用狀態之垂直載重作用，而導致預鑄混凝土構材的接合部產生有害的殘留變形。

5.2.3 極限狀態之垂直載重下構材之結構性能

極限垂直載重下，預鑄混凝土構材，不可形成崩塌機構，且不發生構材掉落之性能。

5.2.4 達到極限狀態之地震載重過程中構材之結構性能

- (1) 對於構架達到極限狀態之地震載重過程中，預鑄混凝土構材必須具有下述(2)至(7)的性能。
- (2) 當構架的極限狀態下，設計時考慮彎曲破壞以外的破壞而產生損傷之構架構材(稱為「彎曲破壞以外的構材」)，必須具有下

- 述之性能。
- a. 強度為標準現場澆注混凝土構材的同等以上。
 - b. 勁度與標準現場澆注混凝土構材沒有明顯的差異。
- (3) 於架構的極限狀態下，在降伏塑鉸範圍內設置材軸直交接合部的構架構材(稱為「降伏塑鉸範圍接合構材」)，必須具有下述之性能。
- a. 降伏強度為基準現場澆注混凝土構材的同等以上。
 - b. 強度為基準現場澆注混凝土構材的同等以上。
 - c. 對於設計變形範圍內的反復變形，維持基準現場澆注混凝土構材的同等以上強度。
 - d. 彎曲降伏時的變形，與基準現場澆注混凝土構材沒有明顯的差異。
 - e. 對於設計變形範圍內的反復變形，復元力特性與基準現場澆注混凝土構材沒有明顯的差異。
- (4) 於架構的極限臨界狀態下，構材內的一部分發生降伏塑鉸，但降伏塑鉸範圍內不包括材軸直交接合部的構架構材(稱為「非降伏塑鉸範圍接合構材」)，必須具有下述之性能。
- a. 構材發生彎曲降伏時的構材變形與現場澆注混凝土構材沒有明顯的差異。
 - b. 確實發生彎曲降伏，彎曲降伏前不發生這個以外的破壞。
- (5) 於架構的極限臨界狀態下，構材內確實不發生降伏塑鉸的構架構材(稱為「非降伏構材」)，必須具有下述之性能。
- a. 構材之設計應力時的構材變形，與現場澆注混凝土構材的變形沒有明顯的差異。
- (6) 主要的結構構材中，對於地震時載重，架構達到極限臨界狀態時任何部分皆未達降伏強度之構架以外的構材(稱為「非構架構材」)，必須具有下述之性能。
- a. 架構即使因地震力而產生變形，預鑄混凝土構材也不會發生

掉落。

(7) 構材交叉部，必須具有下述的性能。

a. 和現場澆注混凝土構材具有幾乎同等的勁度和強度。

5.2.5 耐久性、耐火性

(1) 預鑄混凝土構材，必須確保與標準現場澆注混凝土構材具同等以上之耐久性。

(2) 預鑄混凝土構材，必須確保與標準現場澆注混凝土構材具同等以上之耐火性。

5.3 設計原則

5.3.1 預鑄混凝土構材接合部以外部份的設計原則

(1) 預鑄混凝土構材除了接合部以外部份，應該與現場澆注之混凝土構材相同，必須滿足結構混凝土規範中有關彎曲應力、剪應力、握裹、錨定以及變形限制的相關規定。故應該考慮(a)和現場澆注混凝土構材之鋼筋位置的差異，(b)預鑄混凝土和現場澆注混凝土之抗壓強度與鋼筋握裹強度的不同。

(2) 預鑄混凝土構材之設計時，應該考慮(a)構材製作及施工時之容許誤差，(b)施工之順序，(c)溫度變化，(d)混凝土之乾燥收縮。

5.3.2 預鑄混凝土接合部的設計原則

(1) 預鑄混凝土接合部的設計，應依下述步驟進行以滿足 5.2.3 節到 5.2.5 節所規定預鑄混凝土構材必要的性能。

a. 假定具適當勁度和韌性之接合要素的種類、配置和個數。

b. 考慮構材形狀和材料特性，使用考慮力平衡和接合要素上所產生之應力和變形關係的適當模型，計算於接合要素上所產生的應力。

- c. 確認上述 a. 所假定接合要素的強度大於接合要素上所產生的應力。
- (2) 接合元件之設計應考慮使用與極限狀態下之強度需求，及對應不同受力型式之強度容量，此接合元件之強度需求與容量可依附件 A 之建議計算，或依可靠之計算或實驗結果決定之。
- (3) 作用於混凝土境界面之壓力，根據接觸面壓應力或支壓力來傳遞。作用於混凝土境界面之軸力和剪力之組合應力，隨著作用應力和容許變形，以摩擦、接觸面壓應力來傳遞，或是選擇剪力摩擦、剪力鍵或插銷作用。作用於鋼筋之軸力的傳遞，選擇直接續接器或間接續接器。預鑄混凝土接合部的模型，因應實際載重的大小非考慮非線性不可。
- (4) 預鑄混凝土接合部的模型應考慮(a)構材製作及施工的容許誤差 (b)隨著架構的塑性變形產生之支撐構材的移動 (c)鋼筋位置的錯誤 (d)混凝土乾燥收縮量之不同 (e) 壓縮強度、握裹強度不同等之預鑄混凝土構材和現場澆注混凝土構材間的不同等影響。
- (5) 考慮包括構架之接合部位置、種類、個數，評估接合元件的變形導致對構材回復力特性的影響，應注意將該影響盡量減低。

5.3.3 設計時對構材製造及構材組立的考量

- (1) 預鑄混凝土構材設計時，需考慮構材於製作過程中之(a)作業載重、(b)儲存方法、(c)容許誤差、(d)混凝土模板的運用、(e)搬運等，使施工容易且能確實執行。
- (2) 預鑄混凝土構材設計時，需考慮構材組立時之(a)容許誤差、(b)施工載重、(c)與現場澆注混凝土構材之模板的配合、(d)吊升計畫、(e)決定位置的容易性、(f)作業空間、(g)現場焊接、(h)現場混凝土的澆注等，使施工容易且能確實執行。

5.4 細部規定

5.4.1 適用範圍

本章所規定之鋼筋配置細節僅適用於本指針規定的預鑄混凝土構材，若有不足，另依結構混凝土設計規範之相關規定辦理。

5.4.2 鋼筋續接

- (1) 鋼筋續接原則上不得使用於塑鉸範圍內。但根據計算或實驗結果證實可確認安全性時，梁鋼筋續接可使用於塑鉸範圍內。
- (2) 鋼筋續接原則上不可使用於柱梁接合部。但根據計算或實驗結果證實可確認安全性時，頂層 T 形或 L 形之柱梁接合部可容許鋼筋續接。
- (3) 當預鑄混凝土內配置之鋼筋和現場澆注混凝土內配置之鋼筋進續接時，預期能與標準現場澆注混凝土具同等之應力傳遞條件，現場澆注混凝土內部配置之鋼筋與接合面之間距，原則上應為現場澆注混凝土之粗骨材最大粒徑的 1.25 倍以上。

5.4.3 錨定

- (1) 預鑄混凝土和現場澆注混凝土之接合筋的錨定，當未進行特別的檢討時，依據下述規定配置。此錨定長度以接合面為計算起點。
 - a. 根據剪力摩擦傳遞剪力時，鋼筋直徑 25 倍以上的直線錨定，或投影錨定長度為鋼筋直徑之 10 倍並設置標準彎鉤。
 - b. 根據插銷作用的剪力傳遞時，錨定長度確保為鋼筋直徑的 8 倍以上。

5.4.4 配筋規定

- (1) 於柱或梁構材，期待由直交於材軸直交接合部之接合面的主筋插銷作用傳遞剪力時，於接合面近旁配置與接合面平行的補助

鋼筋。

- (2) 預鑄混凝土構材接合部所使用之接合鋼筋的直徑為，構材最小尺寸的 0.15 倍以下。

5.4.5 鋼筋保護層

- (1) 預鑄混凝土構材之鋼筋保護層厚度，應符合結構混凝土設計規範之相關規定。
- (2) 柱及梁之主筋保護層厚度，應至少為主筋直徑的 1.5 倍以上。
- (3) 鋼筋從預鑄混凝土構材突出時，此鋼筋或於現場與此鋼筋續接之鋼筋保護層厚度，應符合結構混凝土設計規範中現場澆注混凝土之保護層厚度規定。
- (4) 埋入混凝土中之鋼板保護層厚度其最小值為 50mm，設計保護層厚度與鋼筋的情形相同。

第六章 施工與管理

6.1 通則

6.1.1 適用範圍

本章適用於採用符合第三章性能要求之高強度鋼筋混凝土材料與構材施工之高層建築結構。

6.1.2 適用原則

- (1) 設計者之設計圖說須明示其依本指針規定所採用之指定材料、特殊構材、特殊的鋼筋續接器及錨定工法等，並指出其適用之處所和適用之工法等，必要時須製訂補充施工規範。
- (2) 施工者須與設計者充分溝通於檢討構法及施工性，經設計者同意後提出完整之整體施工計畫及重要工項之分項施工計畫與品質管理計畫。
- (3) 建築及結構設計須經中央主管建築機關指定之技術審查機構審查

通過，並確認施工者之技術能力及其施工計畫之可行性後始能取得建築執照。

- (4)製造與施工須由設計監造者與施工者執行嚴謹之一、二級品管，未來另須由中央主管建築機關認可之民間(施工)確認檢查機構辦理建築確認、中間檢查及完了檢查，以確保施工品質。

6.2 特殊施工法之必要性

超高層建築使用超高強度鋼筋混凝土時，為了品質的安定、工期的縮短、提升作業的安全性等，通常採取構材預鑄化、循環工法等一些特殊的施工法。因應採用之工法須製訂一套施工規範及施工計畫。

6.3 混凝土之發包、製造及輸送

6.3.1 一般事項

- (1)混凝土之製造，原則上於預拌混凝土工廠內進行。
- (2)預拌混凝土工廠，使用符合CNS A2042(預拌混凝土)之規定並通過預拌混凝土廠驗證制度的工廠。

6.3.2 預拌混凝土工廠之選定

預拌混凝土工廠應滿足下述之條件，選定可製造、供給所定品質的高強度混凝土，且具備有優良品質管理能力者。

- (1)得到預拌混凝土廠驗證制度(GRMC)表示認定之工廠，可判斷具有使用之高強度混凝土的製造能力。
- (2)有可能取得第3章所規定之混凝土材料者。
- (3)工廠內常駐有取得GRMC認定資格之技術者(混凝土品管師、混凝土試驗技術員及混凝土產製技術員等專業人員證書)，採取混凝土之製造及品質管理有直接關係的體制，具可供給良好品質之混凝土之體制者。
- (4)工廠位於規定時間以內混凝土之澆置可結束的搬運距離內。

6.3.3 預拌混凝土之發包

預拌混凝土發包時，確認其符合CNS A2042(預拌混凝土)或GRMC有關高強度混凝土之認定，承造人與製造者協議以下事項。

- (1) 水泥的種類及品質
- (2) 骨材的種類及品質
- (3) 粗骨材的最大尺寸
- (4) 根據骨材之鹼性反應性的區分
- (5) 水的區分
- (6) 混合材的種類、品質及標準的使用量
- (7) 其他的材料
- (8) 混凝土的鹽化物含有量
- (9) 空氣量
- (10) 混凝土的最高或最低溫度
- (11) 水灰比的上限值
- (12) 單位水量的上限值
- (13) 單位水泥量之下限或上限值。
- (14) 混凝土的標稱強度或管理強度、判定基準強度以及保證這些的材齡。
- (15) 混凝土配比方法
- (16) 拌合方法(材料的置入順序、拌合時間及拌合量)
- (17) 混凝土之輸送路徑和輸送時間
- (18) 預拌混凝土得驗收檢查方法
- (19) 製造管理的方法

6.3.4 預拌混凝土的製造管理

- (1) 混凝土的製造依照製造者根據CNS A2042(預拌混凝土)或JIS A 5308-2003(預拌混凝土)的規定製作之公司內手冊，或取得GRMC認

定之高強度混凝土製造手冊來進行。

- (2)製造者依照CNS A2042(預拌混凝土)或JIS A 5308-2003(預拌混凝土)之規定、公司內手冊、高強度混凝土製造手冊進行製造管理，以及確認特別指示的事項，反應之後作業的同時，其結果迅速向施工者報告。
- (3)施工者必要時應派遣品質管理擔當者至工廠。會同必要事項的管理、檢查。

6.3.5 預拌混凝土的輸送

混凝土的輸送以開始拌合後的 90 分鐘以內卸貨為標準，至澆注完成之時間限度為 120 分鐘以內。

6.4 預鑄構材之組裝

6.4.1 總則

- (1) 本章適用於預鑄構件之驗收及裝設、組立以及接合。
- (2) 預鑄構件之驗收及裝設、組立以及接合，基於施工計畫書製作出包括安全計畫之施工要領書。
- (3) 預鑄構件之驗收及裝設、組立以及接合，須指定一有決定權之作業指揮者，並根據其指示進行。
- (4) 作業指揮者，作業開始前關於施工要領書所規定之作業內容，應讓全體關係者徹底了解。

6.4.2 驗收

- (1) 構件之驗收根據施工計畫書進行。
- (2) 將預鑄構件暫置於現場時，應設置承受台使其不致產生有害的裂縫、破損、沾污等，同時講求安全對策。

6.4.3 預鑄構件之裝設、組立及結合

- (1) 預鑄構件之裝設、組立根據施工要領書進行。
- (2) 預鑄構件之接合種類及方法，依位置不同根據設計圖說進行。
此外，預鑄構件之接合，依據施工要領書進行。
- (3) 鋼筋與鋼材之接合有，焊接接合、機械式續接、瓦斯壓接續接或搭接續接，根據鋼筋續接器續接施工規範草案。
- (4) 垂直之預鑄構件，架設、組立、接合時應注意下述 a. ~e. 事項，以便能確保結構上之一體性。
 - a. 預鑄構件於所定位置精度良好架設的同時，組立時更須堅固的組立以求得所定之垂直精度。
 - b. 預鑄構件之接合，以接合部補強筋來補強。
 - c. 預鑄構件和現場搗灌混凝土的一體性，根據接合面補強筋或凸出物等來確保。
 - d. 預鑄構件間之細縫，於內側端部設置截角(Taper)，其間隙填充混凝土以求其一體性。此外，爲了防止漏漿，將細縫寬度設置為所定值之下，或進行塞縫使其無漏漿之情形。
 - e. 預鑄構件應以支撐工程支承，使其不致於因現場搗灌混凝土之壓力，而引起裂縫或破損等。
- (5) 水平的預鑄構件，架設、組立、接合時應注意下述 a. ~e. 事項，以便能確保結構上之一體性。
 - a. 預鑄構件原則上於垂直的現場搗灌混凝土達到所定強度後再進行架設、組立。
 - b. 預鑄構件使用具充分強度之支撐工程，於所定位置、高度及水平進行精度良好的架設、組立及接合。
 - c. 預鑄構件之承座以 15~30cm 為標準。此外，其精度為 $\pm 10\text{mm}$ 。
 - d. 預鑄構件間及預鑄構件和周邊構件之接合部，配置與預鑄複合混凝土構件內之配筋量相同程度量之接合部補強筋。
 - e. 預鑄構件間之細縫，於內側端部設置截角(Taper)，其間隙填充混凝土以求其一體性。此外，爲了防止漏漿，將細縫寬度

設置為所定值之下，或進行塞縫使其無漏漿之情形。

6.4.4 預鑄構件之驗收及架設、組立以及接合的品質管理、檢查

預鑄構件之驗收及架設、組立以及接合的品質管理、檢查根據6.4.3。

6.5 施工計畫及施工管理

為提昇 NEW RC 建築結構耐震品質，其建築結構之耐震設計與施工工程品管，除依相關法規已有明定者從其規定外，應依據核定之施工管理計畫書及建築物耐震設計規範第七章耐震工程品管及附錄之規定辦理，以保障公共之安全。

6.5.1 製造廠之核准

當承載結構載重之構材及其組件之製造在製造廠執行時，這些製造之項目須經特別監督。

(1) 製造與完成步驟

監造者須確認製造廠維持依核准之施工規範或文件來進行細部製造、品質管制程序及製造廠監督管制。

例外：若製造廠依據下列之規定而受核准，則不須作特別監督。

(2) 製造廠之核准

若製造廠依規定申請無須特別監督而被核准時，本規範之特別監督可不必執行。此種核准與否係依據製造廠之書面製造程序及品質管制手冊是否有經過依據核准之特別監督單位所作之週期性之監督。於製造完畢後，被核准製造廠應提送一份證明書，證明其製品有依據核准之施工規範或文件製造。

6.6 施工品質之管理

承造之施工廠商應提出由負責人及專任工程人員簽署之施工計畫，

施工計畫書中之內容除建築主管機關之規定者外應包含品質管制計畫，提出品質管制計畫報告書。

於施工期間承造人將施工品質管制作業之結果按時彙整成品質管制結果報告書，送請相關監督人審查簽認。由起造人送交主管機關備查。

施工品質管制計畫內容至少應包括：

- (1) 品質管制預定表。
- (2) 工程品質管制表。
- (3) 自主檢查表。

施工品質管制計畫報告書至少應包括：

- (1) 一般工程概要。
- (2) 使用之材料與施工方法。
- (3) 試驗與檢查部位。

6.7 施工品質之確認

承造之施工廠商應提送下列資料，送請相關監造人及結構特別監督人作為品質確認作業之用。

- (1) 結構施工品質管制人員，其資格應具結構專業技師資格或經結構施工品質管制訓練通過具有證明者，可於結構專業技師指導下執行結構施工品質管制。
- (2) 施工品質管制計畫。
- (3) 施工品質管制計畫報告書。
- (4) 施工品質管制結果報告書。
- (5) 接受到施工品質保證計畫之簽收及依據執行。

結構特別監督人於施工完成前，應提供施工品質確認計畫書，其內容至少應包括：

- (1) 耐震系統有依規定執行施工品質管制。

- (2) 特別監督及試驗依據相關施工規範執行。
- (3) 試驗之型式及頻率。
- (4) 特別監督之內容及頻率。
- (5) 規定之試驗及特別監督報告之提送頻率及提送單位。
- (6) 於施工完成後，完成施工品質確認報告書，提送起造人及建築師及建築管理機關。

参考文献：

1. 和泉信之：日本における超高層鉄筋コンクリート造建築物の構造計画と耐震設計の現状, 2008. 09
2. フジタ技術研究報告第 41 号：超高強度コンクリートの製造技術に関する実験的研究, 2005
3. 菊田繁美：超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート柱の耐火性能に関する研究, 戸田技術研究報告 第 32 号
4. 杉本訓祥 等：150N 級高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱部材の耐震性能, 2008
5. 小室 努：超高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱の圧縮特性に関する研究
6. 木村暁子 等：高強度鉄筋コンクリート柱の高軸力下におけるせん断性状に関する実験的研究, 2002
7. 和泉信之：システム—超々高層 RC 住宅の開発—高性能 RC 造超高層住宅の構造
8. 内政部建築研究所：協同研究案「超高強度鋼筋混泥土建築設計施工指針之研擬」, 98 年
9. 内政部建築研究所：新世代超高強度鋼筋混泥土造建築技術研討會座談會
10. 日本建築基準法及其施行令
11. 日本經濟新聞, 2009. 09. 12
12. 日本「住宅資料白皮書」
13. 日本土木学会：鉄筋定着継手指針, 2007
14. Hiroyuki Aoyama : Design of Modern Highrise Reinforced Concrete Structures, University of Tokyo, Japan