

高强高性能工程结构材料与现代工程结构 及其设计理论的发展

叶列平，陆新征，冯鹏，Asad Ullah Qazi，汪训流，林旭川

(清华大学土木工程系，北京 100084)

摘要：介绍了近年来高强高性能工程结构材料的发展现状，从结构体系和结构功能的需求论述了高性能工程结构材料在现代工程结构中的合理应用原理和方法。重点研究了高强钢筋对提高混凝土框架结构抗震性能和减轻结构的地震损伤程度的积极作用。通过静力弹塑性推覆分析和弹塑性动力时程分析方法，对在框架柱中分别使用高强钢筋和普通钢筋的混凝土框架结构的抗震性能进行了对比分析研究。分析结果表明高强钢筋配筋结构具有更优越的抗震性能，主要表现在高强钢筋配筋混凝土框架结构底层柱端塑性铰的出现显著推迟，在大震作用下可以形成更合理的屈服破坏机制，地震动力响应与普通钢筋混凝土结构基本相同，且震后残余位移小，有利于震后结构修复。最后，针对高强高性能材料工程结构与传统材料工程结构在受力性能上的差异，以及高强高性能材料结构体系的受力性能特征，提出了工程结构安全储备理论和结构设计概念及理论的发展。

关键词：高强高性能混凝土，高强高性能钢材，工程结构，安全储备，设计理论，意外事件，结构抗震

High Strength/Performance Structural Materials and the Developments of Modern Engineering Structures and the Design Theory

YE Lieping, LU Xinzheng, FENG Peng, Asad Ullah Qazi, WANG Xunliu, LIN Xuchuan

(Department of Civil Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084)

ABSTRACT

This paper firstly presents the latest development of high strength/performance structural materials in recent years. The rational applications and examples of high strength/performance structural materials in the structural systems to obtain high performance are discussed and presented. The positive functions of high strength reinforcement used in reinforced concrete frame structures, that can enhance the structural performance against earthquake and reduce the structural seismic damage, are investigated in detail with nonlinear pushover analysis and dynamic analysis. The results show that the high seismic performance of the reinforced concrete frames, including a delayed appearance of plastic hinges at the bottom story columns feet, to form a rational failure mechanism under strong earthquake, and a small residual displacement after earthquake that cause an easy retrofitting after earthquake, can be obtained by replacing normal strength reinforcement with high strength reinforcement in the columns. Finally, the development of the safety and design theory for the structures using high strength/performance materials are discussed.

Key words: High strength/performance concrete; High strength/performance steel; Engineering structures; Structure safety; Design theory; Accidental event; Earthquake resistance.

国家自然科学基金重点项目(编号 50238030);教育部科技创新工程重大项目培育资金项目(编号 704003);高等学校博士学科点专项科研基金项目(编号 20040003095)资助。

1 引言

工程结构材料的发展是工程结构技术和理论发展的基础。在目前和未来相当长时期内, 土木工程结构的主要材料将仍然是混凝土和钢材。因此, 高性能混凝土和高性能钢材是工程结构材料发展主要方向。

自从 1824 年英国人阿斯普丁 (J. Aspdin) 发明硅酸盐水泥, 到 1872 年美国纽约建造第一座钢筋混凝土房屋, 混凝土结构作为现代工程结构的主要形式距今仅 130 多年的历史。

虽然铁的出现可上溯到古代, 但 1859 年贝塞麦转炉炼钢法出现至今也不到 150 年。1883 年美国的 W. B. Jenney 在芝加哥建造了 11 层的钢结构住宅保险大楼和 1889 年法国巴黎的 300m 高艾菲尔铁塔, 成为现代钢结构的标志。

众所周知, 长期以来工程结构中使用的混凝土材料和钢材强度较低, 并具有显著的弹塑性受力特征。基于这种工程材料的力学性能, 在过去的 100 多年中, 随着人们对工程结构材料弹塑性受力性能和结构弹塑性承载能力认识的不断深入, 工程结构设计理论经历了从弹性容许应力法到目前的考虑弹塑性极限承载能力的基于可靠度理论的极限状态设计法的发展历程。应该说, 目前的结构分析理论和设计方法已发展得十分成熟和完善。然而应该指出的是, 目前的结构弹塑性分析理论和设计方法的发展是基于现有材料技术所能提供工程应用的低强度弹塑性材料性能基础上的, 更应该注意到的是, 结构材料进入塑性, 意味着产生某种程度的损伤。事实上, 这种因材料达到强度而进入弹塑性阶段所引起的损伤, 在工程结构的正常使用阶段通常是不被接受的。因此, 考虑材料弹塑性受力性能的结构设计理论和方法, 实际上只是利用材料塑性阶段的变形能力和承载潜力作为工程结构在意外事件时的安全储备。

弹塑性结构分析理论和方法固然是先进的, 但是复杂的和困难的, 也难以被工程技术人员所很好的理解和掌握。如前所说, 弹塑性结构分析理论和方法、及其相应的结构设计理论和方法形成的背景是, 在迄今为止的工程材料技术发展历史阶段, 不能为大量土木工程结构提供价廉物美的高强度工程材料。由于工程结构弹塑性受力性能的复杂性, 特别是对于可能遭遇如罕遇地震作用等意外事件情况的复杂工程结构, 使得迄今为止也不能建立令人满意的工程结构抗震设计理论和方法。

随着工程结构材料技术的进步, 目前高强高性能工程材料已经可以以合理的价格提供土木工程结构应用。然而, 高强高性能工程材料的力学性能与传统混凝土和钢材的弹塑性性能有很大差别, 其中一个重要的受力性能就是高强高性能工程材料的塑性变形能力较小, 甚至是弹脆性的 (如 FRP 材料)。已经熟悉结构弹塑性理论和方法的研究者们和工程技术人员, 甚至不能接受这种塑性变形能力小的高强高性能材料作为工程结构材料, 也就是说现有的基于弹塑性理论的设计方法和结构安全度理论, 束缚了工程技术人员积极推进和推广高强高性能工程材料, 成为高强高性能混凝土和高强高性能钢材工程应用的一个理论上的障碍, 这实在是一种理论和技术的惯性阻力。也可以说, 现有的基于弹塑性结构分析理论和设计方法已不适应现代高性能工程材料结构的发展了。

如果时间可以倒流, 在 100 多年前的材料技术水平就能够为土木工程结构提供所需要的高强高性能工程结构材料, 且这些材料的塑性变形能力很小, 那么不知现在的工程结构分析理论、方法和设计理论是否还会涉及弹塑性? 笔者认为, 弹性理论和基于可靠度理论的容许承载力设计方法, 这种简单而方便的方法, 可能会成为工程结构设计的主要方法, 尤其是工程结构的抗震设计方法就会变得更加简单 (弹性反应谱方法就足够了)。

既然是这样一个结论, 那么随着高强高性能材料的不断发展和应用, 弹性理论和基于可靠度理论的容许承载力设计方法, 就会成为未来先进的工程结构设计理论和方法。这不是历史的倒退, 而是高强高性能工程材料技术的进步所带来的结构设计理论和方法的解放。

尽管如此, 因为低强材料良好的塑性性能能够减小结构的动力响应, 低强高性能材料在

未来的工程结构中也有其特殊的作用，人们在弹塑性理论中所获得的结构知识依然具有重要意义。

本文首先介绍高强高性能混凝土和高强高性能钢材的发展现状，及其推进和推广应用高性能混凝土和高性能钢材的意义，并从结构体系角度阐述高强高性能混凝土材料和钢材的合理应用原理和方法，重点介绍高强配筋混凝土结构的受力性能和抗震性能，最后介绍可考虑不同受力性能的统一结构安全储备理论，并对结构设计分析理论的发展进行了论述。

2 高性能混凝土和高性能钢材的发展现状

2.1 高强高性能混凝土

1) 高强和超高强混凝土

高强高性能混凝土具有强度高、弹性模量高、耐久性好、耐磨性强、抗渗性强、抗冻性好，并具有流动性好、可泵性好、低坍落度损失等良好的施工性能。推进和推广应用高强高性能混凝土，可减小结构构件尺寸，有效减轻构件和结构自重，对发展高耸结构、高层结构具有重要意义，并可显著提高混凝土结构的耐久性，具有长期的综合经济性^[1]。

目前我国一般将 C50 以上的混凝土称为高强混凝土，C80 以上的混凝土称为超高强混凝土。

由于高强高性能混凝土所具有的优异的力学性能和良好综合性能，上世纪 90 年代，国外发达国家积极开展高强高性能混凝土的研究和应用。德国钢筋混凝土协会于 1995 年颁布的《高强混凝土指南》，最高强度达到了 C115，是目前国际上强度等级最高的技术标准。挪威在高强混凝土方面也走在世界前列，于 1995 年颁布的《混凝土结构设计标准》(NS3473)中使用的混凝土最高达到了 C105^[2]。在工程应用方面，1998 年德国 Rockkennsra 的 Potash 矿山使用了强度达 105MPa 的超高强混凝土^[2]。1998 年挪威建成的世界上最深的钻井平台——挪威 Troll 平台使用立方体抗压强度超过 100MPa 的超高强混凝土^[3]。为了提高公路的耐磨性，北欧国家的许多高速公路也采用高强混凝土，抗压强度达到 135MPa^[2]。在建筑工程中，加拿大 1983 年建造的特利亚 La Lanretienne 高层建筑，采用 120MPa 超高强混凝土；1989 年美国西雅图太平洋第一中心使用了 130MPa 的混凝土。此外，超高强混凝土还运用于核电站冷却塔及安全壳、大跨桥梁、地下隧道等。国外使用超高强混凝土的典型工程如表 1。

表 1 国外高强及高强混凝土工程应用实例

工程名称	达到强度	建造年代
加拿大特利亚 La Lanretienne 建筑	120MPa	1983
德国 Rockkennsra 的 Potash 矿山	105MPa	1988
美国西雅图双联广场	135MPa	1988
瑞典 Abeton 城电杆	100MPa	1990
日本 Takenaka 箱形桁架步行桥	100MPa	1993
日本巴西利特 21 北区高层住宅	100MPa	1997
马来西亚吉隆坡双塔石油大厦	100MPa	1998

表 2 国内超高强混凝土工程应用实例

工程名称	混凝土强度等级	工程建造年
北京财税大楼首层柱	C110	1998
沈阳皇朝万鑫大厦	C100	建设中
国家大剧院部分柱子	C100	建设中

我国经过上世纪 80 到 90 年代的系统研究, C50 以上的高强混凝土已得到推广应用, 目前《混凝土结构设计规范 GB50010-2002》中的混凝土强度等级标准已达到 C80。此后, 尽管对超高强混凝土也有所研究, 但缺乏系统研究, 特别是在结构性能方面的研究十分缺乏, 在工程应用方面就更为少见 (见表 2), 与国外发达国家存在一定差距。主要原因是, 一方面可供实际工程应用的超高强混凝土商品化还有一定的技术困难, 另一方面超高强混凝土的力学性能脆性显著, 按传统设计方法, 考虑脆性折减系数后, 在承载力方面的优势不显著。但这些原因均忽略了超高强混凝土在耐久性方面优势。

目前, 国内外的研究者已在实验室里研制出 C150 以上的混凝土, 但是距离实际工程应用还需要做很多研究, 包括材料层面的研究和结构层面的研究。尽管超高强混凝土具有高强度、高弹模、高耐久性和高耐磨性等综合优势, 但其脆性特性成为阻遏其工程应用的一个力学缺陷。现有的基于弹塑性理论的设计方法和结构安全度理论, 成为高强混凝土和高强钢材工程应用的一个理论上的障碍。不过值得指出的是, 钢筋混凝土结构的延性不是取决于混凝土, 而是主要取决于钢筋的配筋率和延性。而且, 从结构方面也有很多方法可以克服和改善高强混凝土的脆性, 如约束混凝土、钢管混凝土、钢纤维混凝土等。事实上从解决工程实际问题来说, 超高强混凝土的应用不一定要直接利用它的高强度, 而更在于利用它的高弹模、高耐久性和高耐磨性。

2) 纤维混凝土

其实, 混凝土材料的最大缺陷是其抗拉强度与其抗压强度不对等, 抗拉强度远小于抗压强度。在混凝土中参入各种纤维形成纤维混凝土, 可显著提高混凝土的抗拉强度和受拉延性。纤维可以是金属纤维、无机非金属纤维、合成纤维或天然有机纤维等^[4]。纤维增强复合材料可上溯到我国古代使用稻草来砌筑土墙。

与普通混凝土相比, 纤维混凝土的抗拉强度、抗折强度、抗剪强度均有显著提高, 但一般情况下纤维对抗压强度的提高有限。更重要的是纤维混凝土开裂后的变形性能明显改善, 材料韧性明显提高, 极限应变有所提高, 受压破坏时基体裂而不碎, 适合于抗冲击和抗爆工程。此外, 纤维混凝土还具有抗疲劳性, 在耐久性、耐磨性、耐腐蚀性、耐冲刷性、抗冻融和抗渗性方面都有不同程度的提高^[4]。

1979 年美国学者研制出流动性砂浆渗浇钢纤维混凝土 (SIFCON, Slurry Infiltrated Fiber Concrete), 抗压强度达到 238MPa, 抗拉强度达到 38.5MPa, 其受压韧性达到普通混凝土的 60 多倍, 主要用于保险柜、现浇混凝土路面、防爆结构等。1986 年, 丹麦研制成功的一种中等含量钢纤维混凝土, 其抗压强度达到 220MPa, 抗拉强度达到 10MPa, 锚固强度是普通混凝土的 3.5 倍左右^[5]。

我国近年来钢纤维混凝土的研究和应用已趋成熟, 同时在钢纤维高强和超高强混凝土研究方面, 1991 年东南大学采用基体抗压强度 80MPa 混凝土, 掺入体积率为 2% 的钢纤维, 得到了抗压强度超过 100MPa 的超高强混凝土^[6]。同年, 湖南大学研究出了抗压强度在 200MPa 以上的钢纤维超高强混凝土^[5]。

3) 活性粉末混凝土 RPC

上世纪 90 年代初, 法国的 Bouygues 公司研制出一种超高强度、超高韧性和高耐久性的超高性能混凝土——活性粉末混凝土 (Reactive Powder Concrete, 简称 RPC)^[7]。RPC 由级配良好的石英砂作骨料、水泥、硅灰、高效减水剂以及一定量的钢纤维 (后来也有参其他纤维) 等组成, 因去除了大颗粒骨料, 并增加了组分的细度和活性而得名。RPC 分为 RPC200 和 RPC800 两个强度等级, RPC200 的抗压强度达 170~230MPa, 需经 90 蒸气养护, RPC800 的抗压强度可达 500~800MPa, 需经高温高压养护。RPC 的密度大、空隙率低, 抗渗能力强, 耐久性显著提高, 同时流动性大, 比普通混凝土和现有高性能混凝土的性能有了质的飞跃。我国目前研制的 RPC, 抗压强度可达到 140MPa。

RPC 除具有超高强度和优异的耐久性外，还具有较高的韧性和良好的变形性能。以 RPC200 为例，抗压强度达到 170MPa~230MPa，是高强混凝土的 2~4 倍。抗拉强度可以达到 50MPa，是高强混凝土的 5 倍。抗折强度达到 30~60MPa，是高强混凝土的 6 倍左右^[8]，其断裂韧性是普通混凝土的 250 倍（见图 1）。

研究表明，RPC 梁的抗弯强度与自重之比已接近钢梁，与高强钢绞线结合，加上所具有的良好耐火性和耐腐蚀性，综合结构性能已可超过钢结构。图 2 为美国、加拿大、瑞士、法国共同开发建成的连接加拿大魁北克和美国的 RPC 桁架步行桥，采用 RPC200 预制构件，跨度达 60m，结构非常轻盈。构件尺寸与钢桥几乎相同。

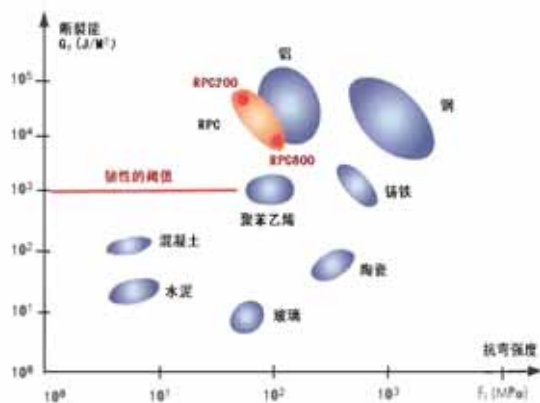


图 1 RPC 混凝土的韧性与其他材料的对比

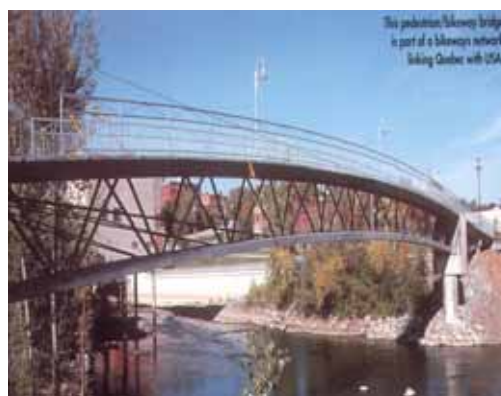


图 2 用 RPC 建造的人行桥

4) 工程化的纤维增强水泥基复合材料

由于粗骨料与水泥砂浆界面是混凝土中的最薄弱环节，因此近年来美国 Michigan 大学采用高性能纤维增强水泥砂浆，研制出一种工程化的纤维增强水泥基复合材料 (Engineered Cementitious Composites, 简称 ECC)。其生产工艺类似与纤维混凝土，但不使用粗骨料，纤维体积含量一般不超过 2%。由于 ECC 是基于细观层面的纤维增强机理，采用的是极细的高性能乙烯 (PVA) 纤维和聚乙烯 (PE) 纤维，基于材料细观力学设计理论和技术增强水泥砂浆，因此极大的改善了拉伸延性，甚至有类似金属材料的拉伸强化现象 (见图 3)，其极限拉伸应变可达 5~6%，与钢材的塑性变形能力几乎相近，是具有象金属一样变形的混凝土材料 (见图 4)，这是由于高性能纤维使得裂缝分散及其细密，裂缝宽度仅 200 μ m，并不会因这些细小的裂缝而影响其承载能力，在很大的变形下，外观损伤很小 (见图 5)^[9]。由于缺少粗骨料，ECC 的抗压强度类似于混凝土，抗压弹性模量较低，但受压变形能力比普通混凝土大很多 (见图 6)。此外，ECC 的耐火性和耐久性也被证明超过普通混凝土。

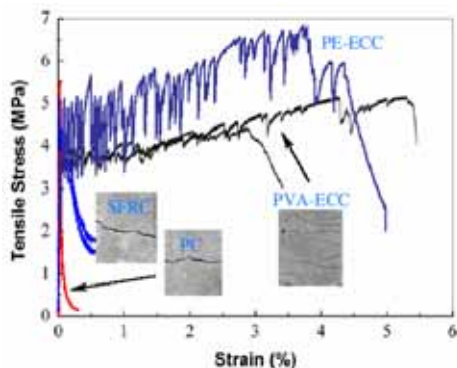


图 3 混凝土、钢纤维混凝土和 PVA-ECC 及 PE-ECC 的受拉应力 - 应变关系对比



图 4 ECC 弯曲性能试验，像金属一样变形

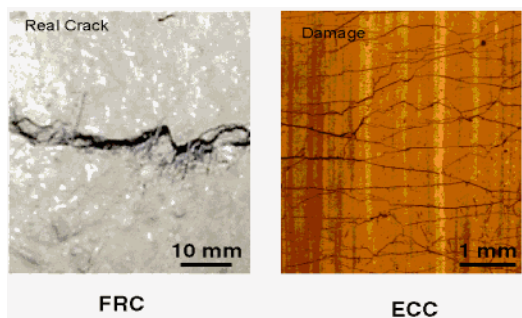


图5 普通纤维混凝土与ECC裂缝的对比

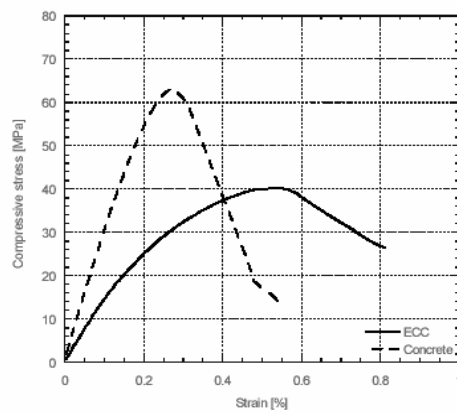


图6 混凝土与ECC受压应力-应变关系对比

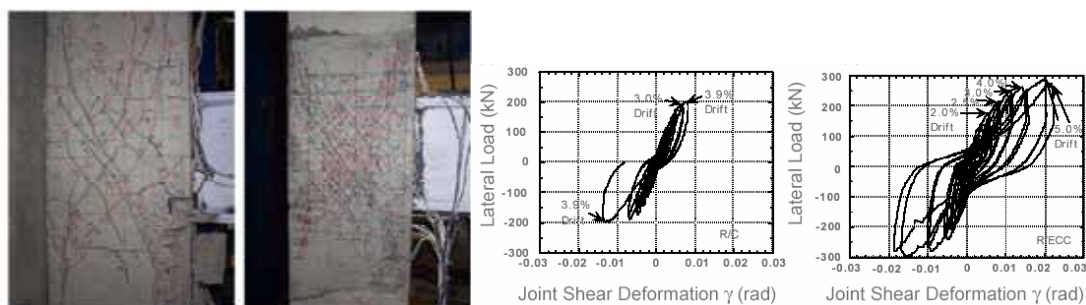


图7 S梁-RC柱节点与S梁-ECC柱节点抗震性能的对比

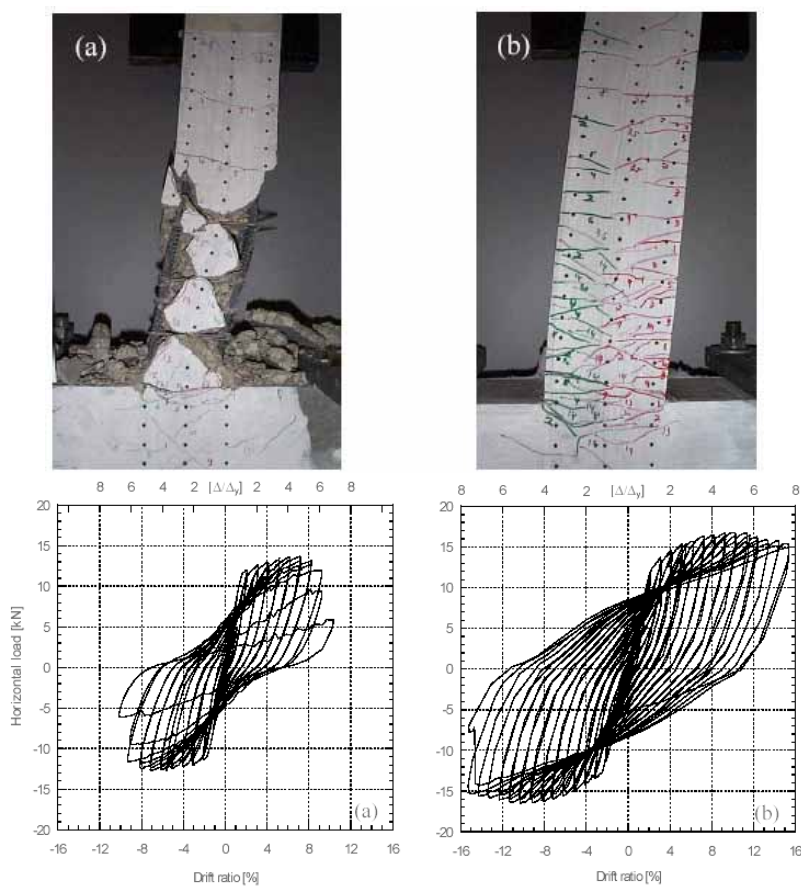
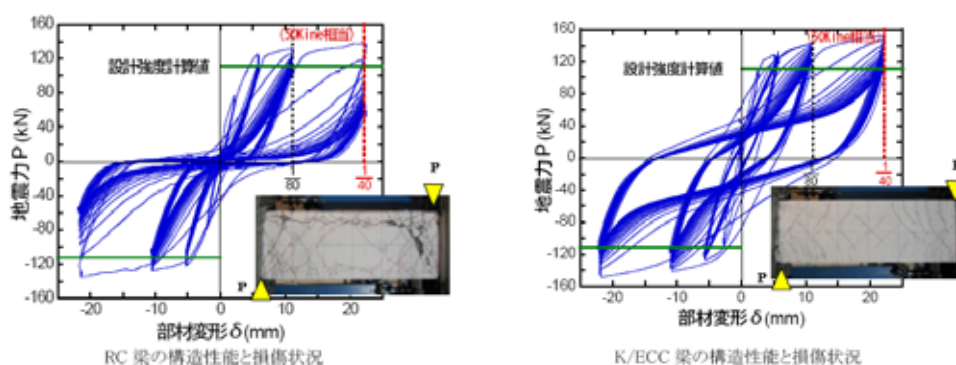
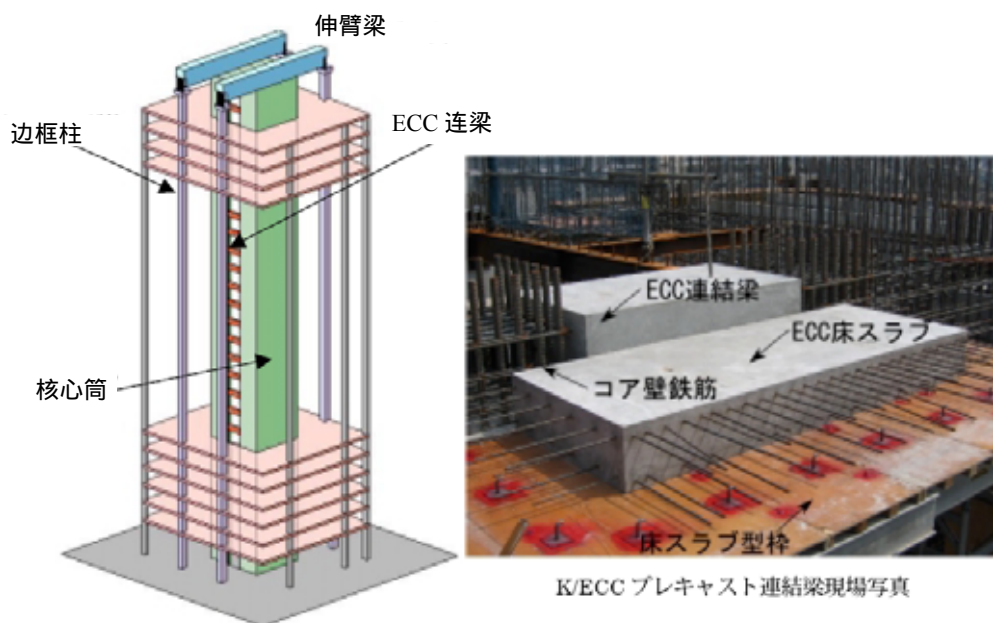


图8 反复荷载作用下普通RC构件与配筋ECC构件受力性能的对比

可以认为 ECC 是一种具有高韧性的延性混凝土，具有很大的吸收能量的能力，因此 ECC 可以显著改善混凝土结构的抗震性能和抗剪性能，可用于抗震结构、抗冲击结构、结构裂缝控制和耐损伤工程结构^[10]。ECC 可用于结构中受力复杂的部位，如图 7 的 S 梁-混凝土柱节点，采用 ECC 后，其点抗震性能得到显著改善^[11]。由于 ECC 具有与钢材基本一致的变形能力，ECC 可用于混凝土结构中一些塑性变形较大的构件和部位，如在塑性铰区采用 ECC，可在很大的塑性变形阶段保持塑性铰的完整性，使塑性铰具有更稳定塑性滞回耗能能力。图 8 是普通钢筋混凝土受弯构件和仅配纵筋 ECC 构件（无箍筋）在反复荷载下受力性能的对比，可见配筋 ECC 构件的塑性铰区在发生很大的塑性变形情况下仍保持较好的完整性，并具有稳定的滞回性能和滞回耗能能力，承载力退化小，且外观损伤很小^[12]。这种“低损伤性”特别有助于抗震结构，使得结构能够在大地震的反复作用下也不遭受严重损伤，震后结构可免于修复或减少修复。日本首先将 ECC 用于高层建筑联肢剪力墙的连接梁，利用其在大变形下和剪力作用下良好的耗能性能作为结构中耗能构件，减小大震下结构地震响应，提高结构的抗震性能，并可使得结构震后实现免修复（见图 9）。



(a) 反复荷载下 RC 连梁与 ECC 连梁受力性能的对比



(b) ECC 预制连梁及应用

图 9 日本 ECC 连梁的研究、应用与施工

2.2 高性能钢材和钢筋

1) 高性能钢材

目前，高强高性能钢材的发展趋势主要有（图 10）^[13, 14]：

- (1) 高强度等级钢材和超厚板钢材，以满足建筑高层化和大跨距的发展需求；
- (2) 低屈强比钢和极低强度钢，以提高结构的抗震性能；
- (3) 高效焊接钢，提高钢材焊接性能，尤其是提高大厚度钢板的焊接性能；
- (4) 耐火结构钢，可节省钢结构耐火被覆成本，提高钢结构抗火性能；
- (5) 耐候钢，提高钢结构的防腐涂装和耐久性能。

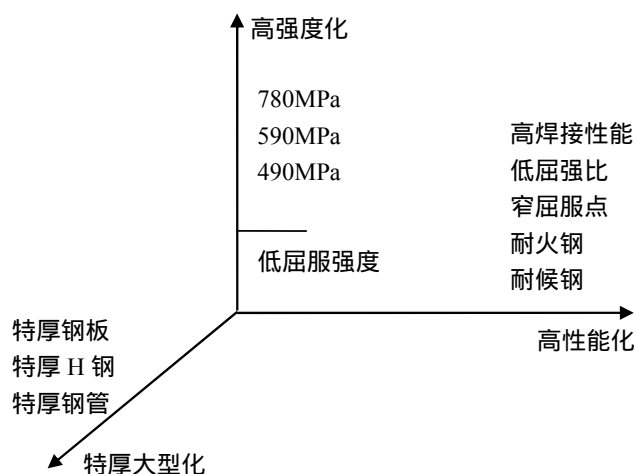


图 10 高性能钢材的发展

随着建筑结构的高层化和大跨距的发展，高强度和大厚度钢板成为高性能钢材的首先发展目标。国外目前主要使用 490MPa 级和 590MPa 级钢材，780MPa 级钢材也正在积极推广使用。与此同时，厚度超过 40mm 时也能保证钢材力学性能、并具有良好焊接性能的建筑用特厚钢板和特厚 H 型钢也已研制成功，钢板厚度达 90~100mm，H 型钢翼缘厚度达 70~90mm。国外高强高性能钢材的性能见表 3。

我国现行的标准《低合金高强度结构钢》(GB1591-94)有 5 个强度等级，即 Q295、Q345、Q390、Q420、Q460，目前的主要建筑用钢为 Q235 和 Q345(相当于 490MPa 级)。

除高强度和大厚度钢材外，高性能钢材还体现在：低屈强比、低强度高延性、高焊接性能、耐火性能、耐候性能，其中与结构受力性能有关的是低屈强比钢材和低强度高延性钢材。

屈强比是指钢材屈服强度与抗拉强度的比值。若近似认为地震作用下框架梁承受等梯度弯矩作用，则屈强比越小，梁端达到抗拉强度极限时，梁端进入屈服的塑性铰区长度就越大，结构的塑性耗能能力就越强。因此，低屈强比钢材能更好的发挥钢材的塑性变形耗能能力，提高结构的抗震安全性。目前，日本已开发出屈强比小于 0.8 的 590MPa 和 780MPa 的高厚钢板（80~100mm）（见表 3）^[13]。为充分保证结构实现预期屈服机制，满足抗震结构在预期塑性铰区的耗能能力，在满足低屈强比条件下，屈服强度的变异性（窄屈服点）也是一个重要的方面，这需要对钢材原材料和生产工艺的严格控制^[15,16]。

在追求高强度钢材的同时，作为专门耗能用的极低屈服强度高延性钢材也在日本研制成功，其屈服强度约 100MPa，而延伸率可达到 50~60%，其屈强比仅为 0.45~0.55（见表 4）^[13]。这种钢材用于制作专门的滞迟型耗能阻尼器（见图 11）。

除上述在力学性能方面所具有的各种高性能钢材外，为提高钢结构的防火性能和耐腐蚀性能，20 世纪 80 年代日本通过在钢中添加微量的 Cr、Mo、Nb 等合金元素开发出了强度达 390~490MPa 的耐火耐候钢。这种钢材在 600 高温下一定时间内(通常为 1~3 小时)，其高温屈服强度为常温标准值的 2/3 以上；而在常温下，其各种性能与普通焊接结构钢相同，

无论加工或焊割，还是在服役使用中表面擦撞或火灾后，其耐火耐候性不变。我国也研制出低屈强比高强度建筑用耐火钢，室温屈服强度达到 490MPa，屈强比 0.76，延伸率大于 17%；600 温度时屈服强度达到 367.9MPa，大于 2/3 室温屈服强度^[17]。

表 3 建筑用高强度钢的力学性能

强度级别	板厚(mm)	f_s (MPa)	f_b (MPa)	屈强比	α (%)
590MPa	19 ~ 100	440 ~ 540	590 ~ 740	0.80	20
780MPa	25 ~ 100	620	780 ~ 930	0.85	16

表 4 低屈服强度和极低屈服强度钢的力学性能

钢号	规格(mm)	f_s (MPa)	f_b (MPa)	α (%)
LY235	10 ~ 40	215 ~ 245	300 ~ 400	40
LY100	6 ~ 12	90 ~ 130	200 ~ 300	50

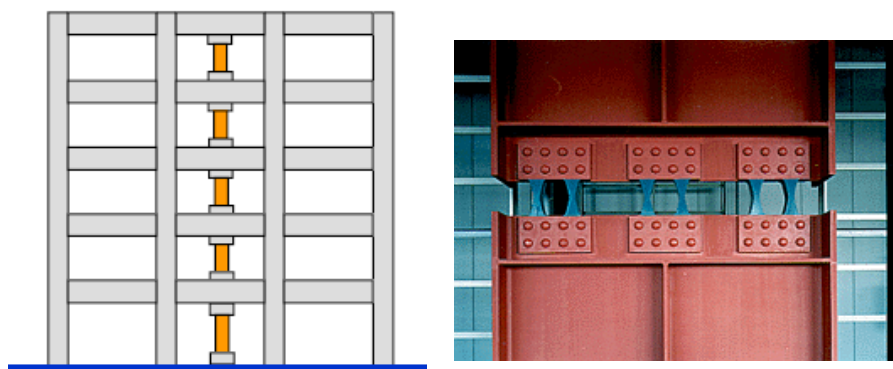


图 11 极低屈服强度高延性钢材耗能阻尼器

2) 高性能钢筋

目前，国际上 200、300 级钢筋已基本淘汰，400 级钢筋成为普遍应用的品种，而发达国家钢筋的强度已达到 500 级或更高。同时，对钢筋的延性也提出分级要求，均匀伸长率(δ_{gt})一般要求不小于 5% (强屈比不小于 1.08)，抗震要求不小于 7% (强屈比不小于 1.15，也不大于 1.35)，最低限度为 2.5% (强屈比不小于 1.05)。预应力配筋则全部采用中高强钢丝钢绞线，并向高强(1860MPa)、低松弛(25%)方向发展。

我国上世纪五、六十年代使用低碳钢筋(HPB235)；七十年代通过低合金化(20MnSi)使强度提高 40%(HRB335)；八十年代进一步微合金化(20MnSiV)强度又提高 20%(HRB400)。目前，强度再提高 25%的 HRB500 级钢筋已具备生产能力^[18,19]。

低强度钢筋不仅导致配筋密集(例如在节点处)，难以浇筑混凝土，而且导致安全度水平也难以进一步提高。实际上，随着强度的提高，钢筋的强度价格比逐渐提高，低强钢筋的经济效益反而最差。尽管在混凝土梁中应用高强钢筋，会因为裂缝和变形控制要求使得强度不能得到充分利用，但承载力储备却大为提高^[20]。事实上，目前在工程应用中已经注意到，在同样的荷载水平下，其实混凝土梁的裂缝宽度并没有试验梁中裂缝宽度大，这是由于实际工程中混凝土梁两端还受到结构中其他构件的约束。从本文后面给出的关于结构体系中高性能材料的应用原理角度，框架梁中宜采用普通低强钢筋，使用高强钢筋主要是为了减少配筋密集程度(但还是需要配置一定的普通钢筋)，且对于简支梁可提高其承载力安全储备程度。另一方面，在混凝土柱中应用高强钢筋，将可显著提高柱端塑性铰屈服转角，从而有利于避免形成柱铰屈服破坏机构，这一问题将在本文第 4 部分专门介绍。

上世纪九十年代，我国采用国际标准开始生产高强钢丝和钢绞线，强度达到 1570~1860MPa，2000MPa 以上的预应力钢筋也已试制成功。这些高效预应力筋（如三股钢绞线、螺旋肋钢丝等）不仅高强，而且有相当好的延性（均匀伸长率 δ_{gt} 大于 4~5%）和锚固性能。其最明显的优势是高强度和高效率，强度价格比提高 40%以上，而且不会发生脆性断裂破坏。表 5 和表 6 是我国目前钢筋和中高强钢丝、钢绞线的基本性能。

表 5 热轧钢筋的基本性能

级别	牌号	规格 d/mm	屈服强度 f_y/MPa	抗拉强度 f_b/MPa	伸长率 $\delta_s/\%$
I	HPB235	8~20	235	370	25
II	HRB335	6~25, 28~50	335	490	16
III	HRB400	6~25, 28~50	400	570	14
IV	HRB500	6~25, 28~50	500	835	10

表 6 中高强钢丝钢绞线的基本性能

类型	牌号	规格 d/mm	屈服强度 $f_{0.2}/MPa$	抗拉强度 f_b/MPa	伸长率 $\delta_{100}/\%$
低合金钢丝	YD800	5		800	4
	YD1000	7		1000	3.5
	YD1200	7		1200	3.5
预应力钢丝	应力消除钢丝 刻痕钢丝 螺旋肋钢丝	4~9	620~1500	800~1770	3~4
预应力钢绞线	二股	5~12			
	三股	6.2~12.9	1250~1580	1470~1860	3.5
	七股	9.5~15.2			

2.3 高强高性能材料的应用与可持续发展

作为土木工程结构的主要材料，无论是钢材，还是混凝土，都是一种能源消耗性的材料，目前我国每年烧砖毁田 8000 平方公里、1 吨钢铁消耗标准煤 1.66t；水 48.6m³、1 吨水泥消耗标准煤 178kg；同时放出约 1 吨二氧化碳，消耗了大量自然资源，并在相当程度上污染了环境，对环境生态造成一定影响。此外，因达到耐久性极限或不能继续使用等原因，工程结构拆除也会造成大量的固体废弃物。在这样的背景下，从上世纪 90 年代开始，出于对有限资源的节约和对环境保护意识的不断增强，可持续发展成为政府的重要战略目标，并逐渐形成“可持续性工程”和“绿色工程”的概念。基于这一目标，有效降低资源和能源的消耗，提高我国工程结构的耐久性，节约工程结构材料的使用量，提高我国工程结构的安全水准，应积极推进和推广高强高性能材料的应用。

早期采用钢材和混凝土建造的许多工程项目，尤其是大型基础设施工程项目，由于各种原因出现了影响其耐久性和使用寿命的问题，大量的养护和加固费用支出使得人们认识到工程结构耐久性的重要性。同时，随着我国经济高速发展，大规模工程建设还将持续相当长的时间。由于所具有的独特性能和经济性，在未来相当长的时期内，混凝土和钢材将仍然是工程结构材料的主体。如果在这一时期不重视工程结构的耐久性和安全性，将在未来不长的时间内，因维修加固这些工程，也造成大量的资源消耗。

高强高性能混凝土不仅强度高,并具有耐久性好、抗渗性强、抗冻性好,与高性能钢材的有效结合,一方面可适应现代工程结构的向高层和大跨发展需要,减小结构构件尺寸,有效减轻构件或结构自重,不仅可以节约材料用量,减少资源消耗和材料生产过程中的污染物排放,更重要的是可显著提高混凝土结构的耐久性,延长工程结构使用寿命,其所带来的长期经济效益和可持续发展是难以用具体指标来衡量的。

如果能将我国混凝土结构的主导受力钢筋强度提高到 400~500MPa (HRB400 级和 HRB500 级),则可节约钢筋用量 30%^[19]。

我国在第六个五年计划时已完成 HRB400 级钢筋的研制和生产,但至 2002 年,上述钢筋的用量仍不足 10%^[19]。其原因,一方面有技术规范不配套的问题;另一方面有我国新技术推广应用体制方面的问题。还有一个问题就是,与高性能材料相适应的结构设计理论发展严重滞后,甚至一些观念还阻遏了高性能材料的推广应用。本文将针对这一问题进行讨论,并简要论述推广应用高强高性能材料的结构受力性能合理性和经济合理性。

3 结构体系与材料性能の利用

3.1 概述

随着高强高性能工程结构材料的发展,高性能材料的多样化,为发展各种高效新型结构体系提供了新的途径。

从结构整体角度来说,结构应满足以下性能目标要求:

- (1) 正常使用情况下的适用性要求;
- (2) 长期使用条件下的耐久性要求;
- (3) 意外情况下的安全性要求;
- (4) 意外事件后的低损伤性要求。

一般来说,按照规范正常设计的工程结构通常是能够满足在正常使用情况下安全性要求。而采用高性能耐久性材料,如高强混凝土和耐候钢,以及利用高强钢筋和高强混凝土形成的高效预应力技术,可以极大的提高结构的耐久性。本文不重点讨论这方面的材料利用问题,而是主要讨论高强高性能材料利用与意外事件下结构的安全性要求和低损伤性要求。

人们对工程结构安全性的要求,通常是要求在遭遇到意外事件时,不产生与其原因不相称的垮塌,或造成不可接受的重大人员伤亡和财产损失。而对工程结构低损伤性要求,则是希望在意外发生后,工程结构不需修复或快速修复后,可以继续使用。

意外事件,如罕遇地震、爆炸、冲击等,往往属于极小概率事件,其量值难以预计,作用方式和形式也具有很大的随机性和不确定性,因此不可能要求象对待一般正常使用荷载作用那样要求工程结构在意外事件发生时仍然无任何损坏,通常是容许结构产生一定程度的损坏,但不能导致垮塌。

另一方面,意外事件作用通常具有显著的动力特性。动力作用对结构影响的重要特性是,其作用量值与结构自身的动力特性有很大关系。结构在动力作用下的性能与静力作用(一般荷载作用通常属于静力荷载)下的性能有很大差别。静力作用量值通常不会随结构的性能变化而变化,因此结构设计时应主要控制其不超过结构的承载力(但需要一定的可靠度)。而动力作用效应的量值会由于结构进入塑性而显著减小。这种动力效应减小来之于两方面,一是结构进入塑性后导致结构的自振周期增大,二是塑性滞回所形成的耗能作用。

因此,结构的塑性是结构能够经受意外事件动力作用所应具备的重要特性要求。但这并不是说整个结构都要采用塑性材料。因为,塑性变形和塑性滞回耗能意味着结构构件的损伤,如果整个结构都进入塑性,即使能够避免意外事件作用下的倒塌,这与结构的“低损伤性”要求是不一致的。而不同的高性能工程结构材料在结构体系中的合理应用,则可以很好解决这个矛盾。

其实，由结构动力学原理可知，一个阻尼很大的弹性结构，其动力响应也很小。而弹性结构体只要不超过其材料强度极限，则不会产生损伤破坏。在动力作用下，材料进入塑性阶段所形成的滞回耗能等效于增大了结构的阻尼。因此在结构体系中，高强高性能材料和低强高性能材料的合理利用，就能够同时实现意外事件作用下的安全性和低损伤性要求。我们提出的结构体系中高强高性能材料的合理利用思想是：结构主体结构构件尽量采用高强高性能材料，使得在意外事件作用下不超过其屈服强度，从而不引起涉及到结构主体的损伤；结构次要结构构件尽量使用低强高性能材料，使得在意外事件作用下，一方面利用其进入塑性来改变结构的自振周期特性，另一方面利用其塑性滞回耗能减小意外事件的动力响应。尽管次要构件进入塑性阶段会造成一定程度的损伤，但这种损伤不会影响主体结构的安全性，且便于修复。以下将结合一些具体由于实例说结构体系于高性能材料的合理利用。

3.2 结构体系的层次性与高性能材料的利用

本文作者在文献[20]中指出，结构应具有层次性，这种层次性既可包含在结构体系中，也可包含在结构构件中。

结构体系的层次性，一是指多重结构体系，二是指结构中不同重要性构件的层次性。

多重结构体系具有两个以上的整体型子结构，当其中一个整体型子结构在意外事件作用下遭受一定程度破坏时，其它整体型子结构依然具备一定的承载能力，能够保持整个结构体系的整体稳定性。显然，不同子结构具有不同的重要性，并应具有不同的安全储备度。对于重要程度高的子结构应采用高强材料，而对于次要子结构则可采用普通材料、且要求具有足够的延性和滞回耗能能力。

如尼加拉瓜美洲银行大厦（见图 12），采用筒中筒结构体系，其中核心筒又由四个小筒通过连梁连接构成，形成了多重结构体系。由于该结构具有很好的层次性，既保证整个结构在正常使用情况下具有良好的工作性能（风荷载下的舒适度），又在遭遇罕遇地震时利用连梁屈服后的塑性和滞回耗能性能减小地震动力响应，并形成良好的抗震耗能机制，大大减小了地震对主体结构的影响。前述日本将 ECC 高性能材料用于核心筒或剪力墙的连接梁，就充分利用 ECC 良好的塑性变形能力和耗能能力进一步提高结构的抗震性能，并可使得连梁具有“低损伤性”，震后可免于维修。

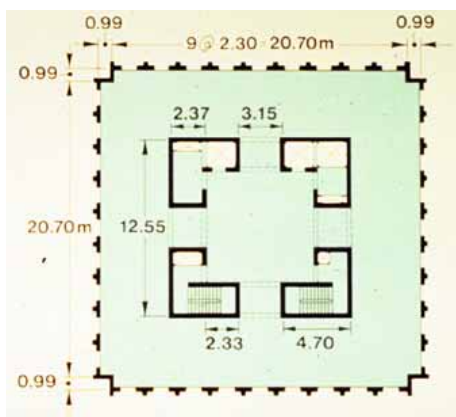


图 12 尼加拉瓜美洲银行大厦结构平面



图 13 北京电视中心

又如北京电视中心（见图 13），采用巨型框架结构体系，其抗震设防目标为：在多遇地震作用下，主框架和次框架都处于弹性状态；在中震作用下，构成巨型框架的桁架梁和巨型柱处于弹性状态，因此采用高性能钢材（Q345GJ），而附属次框架部分结构构件容许在中震下屈服；在罕遇地震作用下，次框架首先屈服消耗地震能量，因此采用普通钢材（Q345）^[21]。

结构体系中，不同的构件，其重要性程度也是有层次性的。正确区分结构体系中的关键

构件、一般构件和次要构件是保证结构在意外事件作用下具有足够安全性的前提。

所谓关键构件是指其破坏容易引起结构大范围的破坏或垮塌的构件。相对于关键构件，结构中的次要构件是指那些破坏后不会导致整个结构严重破坏的构件。次要构件的破坏甚至不会使得结构达到最大承载力或极限变形，或不会导致结构的承载力有很大降低，或者也不会使得结构形成几何可变体系。作为一种特殊的次要构件——赘余构件，将在后面专门讨论。除关键构件和次要构件以外，其它结构构件属于一般构件。一般构件的破坏对整体结构的承载力有一定影响，但不会导致整体结构的承载力产生急剧降低。通常，一定数量的一般构件破坏后才会导致整体结构的严重破坏。

明确结构体系中不同构件的重要性层次，合理采用相应的结构材料，可以使得结构整体具有更优异的结构性能。如，对于钢结构，可使用高强度钢（如 490MPa、590MPa 和 780MPa 钢，我国目前在建筑结构中尚无高强度钢，但已推出 Q235GJ、Q235GJZ 和 Q345GJ、Q345GJZ，比现有的 Q235 和 Q345 的设计强度要高）作为结构的关键构件（如前述图 13 的北京电视中心的巨型框架部分采用 Q345GJ），使整个结构具有更高的承载力，在意外事件作用下具有较小的整体损伤，从而获得整体的合理经济性。对于一般构件，则可采用一般结构钢（如前述图 13 的北京电视中心的附属次框架部分采用 Q345。笔者建议附属次框架梁可以采用 Q235）。而作为结构中起耗能作用的次要构件（耗能构件）通常要求先于主体结构屈服（如连梁），可采用低屈服强度和高延性钢材，以保证结构在意外事件作用下塑性滞回耗能作用。

图 14 为本文作者参与设计的北京通用时代 1#楼，四角采用钢支撑，是结构体系中的主子结构，其抗震设防目标要求在中震下基本处于弹性，但其中的支撑采用 UBB 耗能阻尼器，采用 Q235 钢材。



图 14 北京通用时代 1#楼

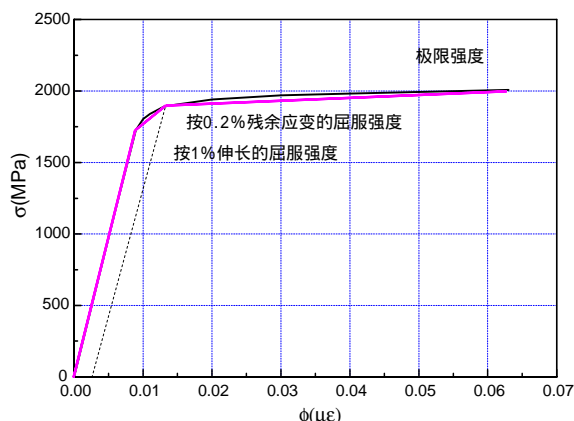


图 15 高强度绞线应力-应变关系

3.3 结构破坏模式与高性能材料的利用

结构在意外事件作用下的性能还在很大程度上依赖于结构的破坏模式。本文作者在文献 [20]中指出，具有整体型破坏模式的结构体系对提高整体结构在意外事件作用下的抗损伤能力和抗倒塌能力才具有实际意义。具有整体型破坏模式的结构体系中，各种结构构件的层次性明确，即具有整体型关键构件、一般构件、次要构件和赘余构件，次要构件和赘余构件的破坏，乃至从结构去除，都不会对整体结构的安全性有重大影响。从结构在意外事件作用下的塑性滞回耗能（相当于结构的等效阻尼）角度来看，整体型破坏模式结构可以使得更多的次要构件或赘余构件进入塑性阶段，有利于更多耗散动力输入能量，减小意外事件作用所产生的不利响应。

以抗震结构为例来说，对于普通框架结构，尽管采取了“强柱弱梁”等抗震设计概念和措施，但柱底塑性铰是难以避免的，同时由于地震作用对结构影响的随机性，其它楼层框架

柱上端出现塑性铰的可能性也难以避免, 因此即使是按“强柱弱梁”设计的框架结构, 也难以避免会出现局部型破坏模式, 至少形成这种局部型破坏模式仍达到一定的概率^[22]。相比而言, 剪力墙结构的破坏具有整体型破坏模式的特征, 这是大量震害经验显示剪力墙结构抗震性能优于框架结构的重要原因之一, 而两种结构关于地震作用大小的“刚柔”之争则相对是次要的。同样, 筒体结构、束筒结构、巨型框架结构等也是具有整体型破坏模式特征的结构, 且便于合理利用不同高性能材料, 是值得发展的结构体系。

为了使得结构具有整体型破坏模式, 可以将结构划分为不同的子结构。对于重要的子结构应优先采用高强高性能材料, 以提高其承载力安全储备, 并使得这些关键子结构对整体结构的破坏模式起到控制作用。如在北京通用时代 1# 楼工程设计中(图 14), 笔者在四个角部桁架部分就采用高等级钢材、并提高安全等级的方法, 以实现结构破坏模式的整体控制。

应该指出的是, 从结构体系整体角度, 高强弹性材料对保证整体结构的承载力、低损伤性和可修复性具有重要意义, 因为:

(1) 高强弹性材料强度高, 结构构件尺寸小, 自重轻, 便于实现超高度和大跨度工程结构, 也有利于较小地震等意外事件作用的动力响应;

(2) 高强弹性材料弹性范围大, 在弹性范围无损伤, 且具有良好的弹性回复能力, 有利于结构在经受大变形后的复位;

(3) 高强弹性材料弹性变形能力大, 尽管高强弹性材料在达到其极限强度时往往具有脆性破坏特征, 但其相应的变形能力与低强材料的延性是相适应的(如由图 15 中高强钢绞线的实测应力应变关系可知, 其极限延伸率已达到 6%, 而工程结构构件中普通钢筋的实际应变利用程度在 3~5%), 当在结构体系中高强高性能材料构件与低强高延性材料构件结合, 有利于整个结构体系形成合理的损伤破坏机制, 有利于减小和抵御意外事件的动力作用;

(4) 在正常使用阶段, 高强弹性材料的应力水平通常远低于其强度, 高强材料结构构件的承载力安全储备高。从安全储备理论来分析, 对于意外事件的作用, 承载力储备要比塑性变形能力储备更有意义。塑性变形能力储备的最重要功能是改变结构自身的动力特性和耗散动力输入能量, 减小结构在意外事件作用下的动力响应, 并使结构尽快停止振动。

因此, 对于整个结构体系, 利用高强高性能材料作为主体结构和关键构件, 以保证整个结构的整体性和承载力, 及其低损伤性; 利用低强高延性材料作为次要构件和赘余构件, 利用其塑性变形和滞回耗能能力, 减小意外事件作用引起的结构动力响应, 是合理利用高性能材料, 形成高性能结构体系的重要方法和发展方向。

3.4 赘余构件与高性能材料的利用

尽量形成超静定结构, 特别是利用赘余构件增加结构的超静定次数, 是提高结构安全储备, 增强结构抵御意外事件作用能力的重要的结构上的措施。

赘余构件是一种特殊的次要构件, 在正常使用情况下通常不起承载作用或只起很小的作用。但赘余构件可增加结构的刚度, 以满足结构指出使用情况下的适用性要求, 如抵抗风荷载下引起的结构振动。在意外事件作用下, 赘余构件的破坏、甚至退出(从结构中去除)不会影响整个结构的完整性。赘余构件可以看作是结构在遭遇意外事件作用时的自动保险, 即以赘余构件的损伤和破坏来达到保全和避免主体结构的严重震害和破坏。虽然赘余构件的采用可能违背工程经济与简洁的概念, 但作为一种特殊的结构安全储备措施, 对于结构抵御不可预测的意外作用具有重要作用^[23]。许多消能减震结构, 特别是采用位移型阻尼器的消能减震结构, 位移型阻尼器实际上都是赘余构件。对于抵抗意外事件作用来说, 合理设置赘余构件的概念, 可能比计算设计更为重要。

根据上述赘余构件的功能, 赘余构件应先于主体结构构件破坏, 且赘余构件应具有足够的塑性变形能力, 使得其破坏后仍可在一定程度上保持结构的整体性, 并利用其塑性变形和

滞回耗能能力来减小意外事件作用下的动力响应。由于要求赘余构件先于主体结构构件破坏，因此赘余构件的安全度不应提高，反而应该降低，这与前述不同重要程度构件层次性材料合理选择原则是类似的，即赘余构件应采用低强度高延性的高性能结构材料，但又可以采用一些更特殊的高性能材料，如：极低屈服强度钢材，就可以专门用于作为结构中的赘余构件；ECC 材料也是作为混凝土结构中赘余构件的良好材料。如图 16 分别采用极低屈服强度钢材和 ECC 作为结构的位移型滞回耗能阻尼器，这些材料因与主体结构材料基本一致，不仅使得主体结构具有统一性，而且易于施工安装。日本也首先将极低屈服强度钢材用于无粘结耗能钢支撑（见图 17）

为保证赘余构件能在预期的目标下屈服进入塑性阶段，其材料屈服强度的离散性必须得到控制，从而避免因不必要的材料强度偏大而导致赘余构件不能先于主体结构构件屈服。同时，赘余构件材料还必须具有很大的塑性变形能力和低周疲劳性能。这些都可以看作是对结构材料高性能的要求。

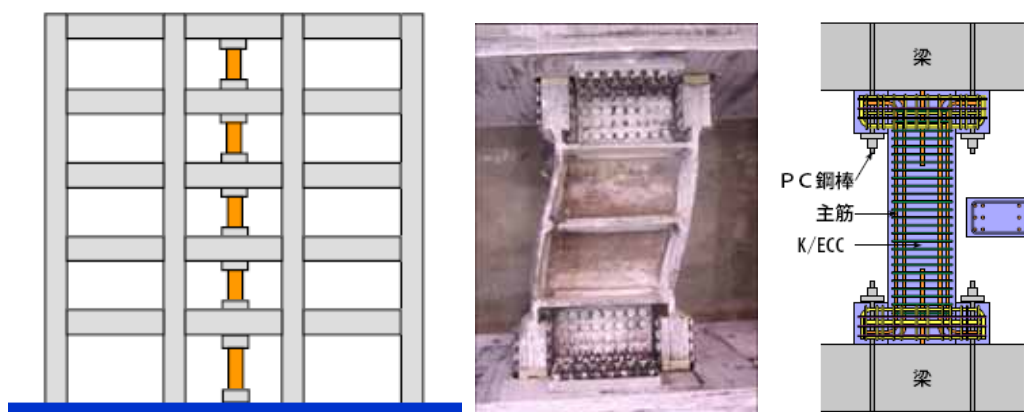


图 16 低强度高延性采用作为结构中的赘余构件

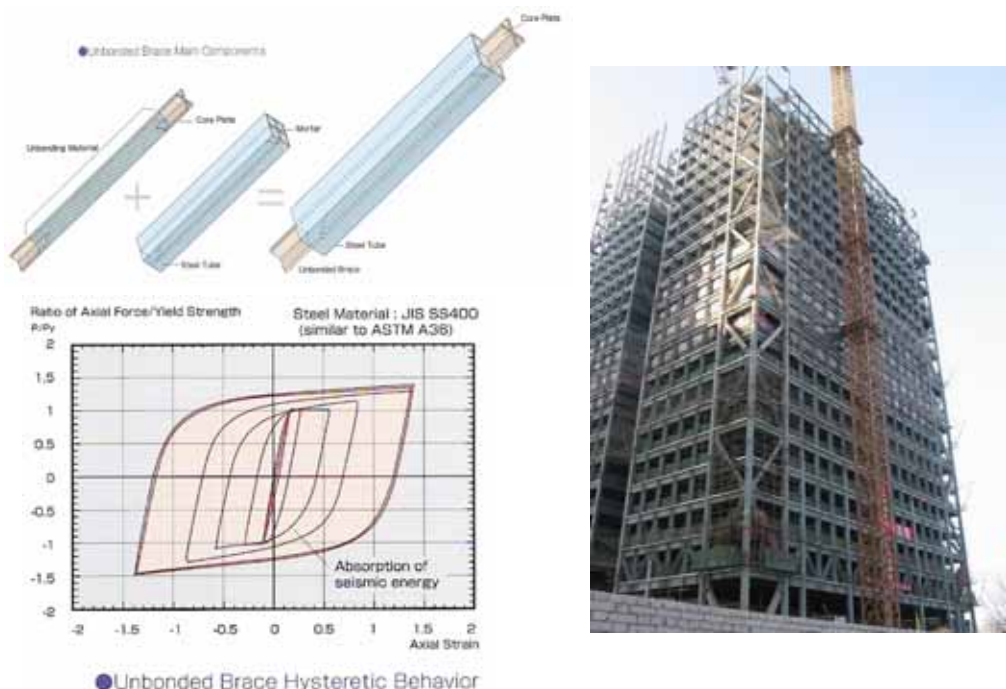


图 17 无粘结耗能钢支撑及其工程应用

3.5 结构构件性能与高性能材料的利用

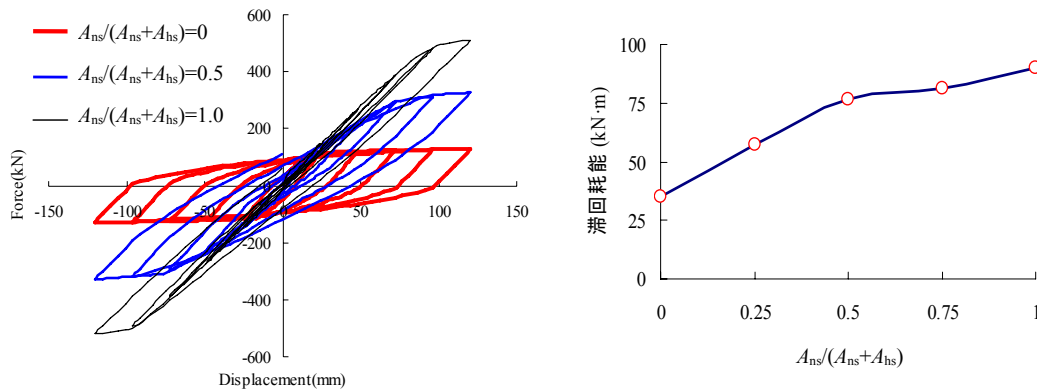
除在整个结构体系中合理利用高性能材料外，也可根据结构构件的受力特点，合理利用

高性能材料，使其具备和适应多种结构性能的要求。以下通过几个具体的例子给予说明。

1) 高、低强钢筋组合配筋混凝土构件

普通钢筋混凝土构件，在钢筋屈服后表现为较好的塑性变形能力，但承载力基本维持不变或有所降低。将部分钢筋用高强钢筋替换，则在普通钢筋屈服后，因高强钢筋尚未屈服，构件的承载力可以继续增大。这可显著提高构件承载力安全储备，而构件的变形能力和塑性耗能能力不会降低，且这种替换也不会显著提高构件的造价。当采用极低强度钢筋与高强钢筋组合配筋，则可形成具有自身滞回耗能阻尼的钢筋混凝土构件。

图 17 所示为高、低强钢筋组合配筋混凝土柱受力性能数值分析结果的对比，高强钢筋为 1860 钢绞线，低强钢筋为普通 HRB335 级钢筋，按面积组合配筋比 $A_{ns}/(A_{ns}+A_{hs})$ 分别为 0（全部高强钢筋）、0.5（部分高强、部分普通钢筋）和 1.0（全部普通钢筋）三种情况进行了分析。柱最大侧移角为 1/25，由图 17a 可见高强钢筋柱的侧移变形能力完全可以达到普通配筋柱的塑性变形能力；而由图 17b 可见，随着高强钢筋配筋比例的增加，柱的滞回耗能能力在 $A_{ns}/(A_{ns}+A_{hs}) = 0.5$ 前呈线性增加。另一方面，随着高强钢筋配筋比例的增加，反复荷载作用后柱的残余变形随之减小，残余变形的减小主要来自于高强钢筋的弹性恢复。由此可见，采用组合配筋（其实全部采用高强钢筋配筋柱的滞回耗能能力最大，且残余变形最小，但配置一定的低强钢筋有利于结构动力特性的改变和良好的综合耗能性能），可以使得钢筋混凝土柱具有更好的抗震性能。有关高强配筋混凝土结构的抗震性能分析将在以下第 4 部分专门详细介绍。



(a) 水平荷载 - 位移关系曲线

(b) 累积滞回耗能

图 17 高、低强钢筋组合配筋混凝土柱在反复荷载作用下的受力性能

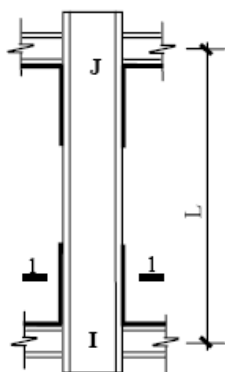


图 18 钢结构梁柱端设置极低屈服强度钢作为分布式阻尼器

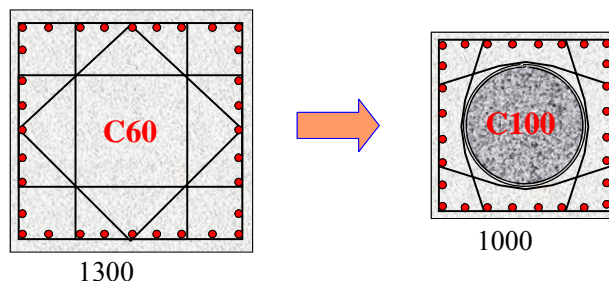


图 19 钢管混凝土叠合柱

2) 分布式滞回耗能阻尼结构构件

基于上述同样思想用于钢结构，将极低强度高延性钢材设置于钢结构梁柱构件端部，可

在结构中形成分布式滞迟型阻尼（见图 18）^[24]，从而可大大提高整个结构的耗能能力，且不影响结构的使用空间。

3) 外包 ECC 混凝土构件

混凝土的低抗拉强度和低断裂应变，通常是造成结构构件外观损伤的主要原因。利用 ECC 的高韧性和高抗拉延性，将其外包与混凝土构件外部，从而可减小构件的外观损伤，显著提高构件的耐久性，同时可相应减小混凝土构件的配箍。如果与前述高、低强钢筋组合配筋相配合，则可形成既具有滞回阻尼耗能、又具有“低损伤性”的混凝土构件。

4) 钢管混凝土叠合柱

高强混凝土通常脆性显著，但采用横向约束可显著改善其脆性破坏特征，尤其是钢管高强混凝土是一种既具有高抗压承载力、又具有良好弹塑性变形能力的构件。但这种构件往往仅在轴压荷载下性能优异，而在弯曲荷载下与普通混凝土构件的承载性能相差不大（当然变形能力可以大大提高）。钢管混凝土叠合柱就是利用这一特性，在施工阶段采用钢管高强混凝土，使得结构的大部分自重产生的压力由钢管高强混凝土承担（并因其高模量而可以分担更多后期增加的轴力），而外包钢筋混凝土则主要承担水平荷载引起内力。这一组合构件方法在沈阳某高层建筑中应用（见图 19），既获得了良好的结构性能，又取得了良好的综合经济效益。

5) CFRP-铝合金组合构件

铝合金具有类似低碳钢的屈服特性，且延伸率可达到 15%以上。CFRP 纤维方向的强度是普通铝合金的 10~15 倍，弹性模量为其 2~3 倍，但 CFRP 基本为线弹性材料，延伸率仅为 1.5%左右。这两种结构材料都具有质量轻、抗腐蚀性好的优点，通过组合能够更好地发挥它们的共同的优势。同时，借助铝合金的机械连接方法可解决 CFRP 构件连接困难的问题，使 CFRP 的利用更为有效。

CFRP-铝合金组合构件与前述高低强配筋混凝土构件和高低强钢材组合构件具有类似的受力性能，在正常使用阶段，两种材料共同受力，随着受力增大，铝合金部分因先进入塑性变形阶段而使得结构的动力特性改变，并形成塑性滞回耗能能力，而 CFRP 部分仍保持弹性，可使得结构能够在意外超载时具有可持续增大的承载能力，并可使得意外超载后结构的变形可以得到恢复。同时，利用铝合金的塑性变形能力还可避免了纯 CFRP 构件的脆性破坏。图 20 为纯铝受弯构件和 CFRP-铝合金组合受弯构件的荷载-挠度试验曲线对比，可以看出 CFRP-铝合金组合构件的承载力和刚度得到很大，且残余变形显著减小。

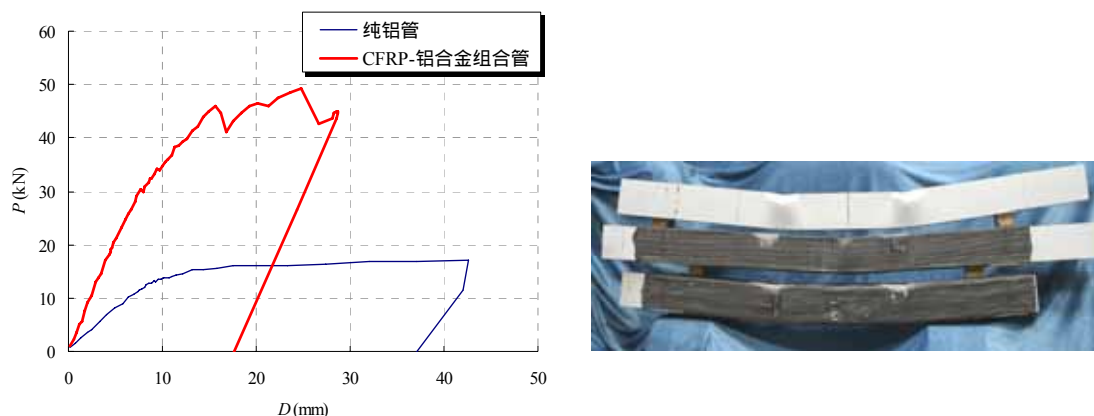


图 20 CFRP-铝合金组合受弯构件及其受力性能

4 高强配筋混凝土框架结构抗震性能分析

4.1 概述

本节采用数值分析方法,对配置高强钢筋与普通钢筋的混凝土框架结构的抗震性能进行了系统全面的对比分析,以深入阐明采用高强材料对结构抗震性能的改善,希望研究结果将有助于高强高性能材料在其他工程结构中的应用。

对于普通钢筋混凝土框架结构,尽管采用体现了构件层次性的“强柱弱梁”抗震设计原则,期望使塑性铰限制在梁端,但如 Paulay 和 Priestley 指出^[25],柱底塑性铰是不可避免的。另一方面,由于普通框架结构的梁柱均采用普通钢筋,框架柱的屈服变形与框架梁的屈服变形相近,加之地震作用的随机性和结构进入弹塑性阶段结构动力特性变化的不确定性,因此其它楼层框架柱上端出现塑性铰的可能性依然存在^[22]。因而对于普通钢筋混凝土框架结构,即使采用了“强柱弱梁”抗震设计原则,仍有可能导致形成楼层破坏机构^[26]。此外, Fischer 和 Li(2003)还指出^[26],因底层柱底部塑性变形过大,即使震后结构不倒塌,结构震后的残余位移也会很大,这将给结构修复工作带来更多困难。因此,减少震后结构残余变形也是结构抗震性能的一个重要目标。

针对普通钢筋混凝土框架结构抗震性能方面所存在的上述问题,本文作者建议通过在框架柱中引入了高强钢筋,来提高框架柱的抗弯承载力和相应的弯曲屈服变形能力,从而增大框架柱和框架梁之间屈服变形差,在变形层次上实现“强柱弱梁”。同时,利用高强钢筋的弹性变形恢复能力,减小震后结构的残余变形,以改善结构的震后可修复性。目前,1860级高强钢绞线已可以以合理的价格提供使用,且仅在框架柱中引入高强钢筋,对整个结构的造价增加很少,但从下面的分析结果可知,其对整个结构的抗震性能将有很大的改善。

事实上,在预应力混凝土结构抗震性能的研究中,人们就已经发现其残余变形远小于混凝土结构,具有复位性能。但由于认识所限,一直认为这种复位性能使得预应力混凝土结构的塑性变形和滞回耗能能力小于钢筋混凝土结构,因而将这种现象认为是预应力混凝土结构抗震性能的一个不利因素。然而如前所述,在一个结构体系中,结构的塑性滞回耗能能力完全可利用结构其它低强度高延性构件来实现。在这个思路下,高强高性能钢筋的应用已不再仅仅局限于提供预应力,而是利用其高强度和弹性恢复能力作为控制结构性能的一种措施。同样,将这种思想引入预应力混凝土结构,将会改变传统预应力混凝土结构抗震性能不如钢筋混凝土结构的观点。另外,需要进一步强调的是,高强钢筋的塑性变形小,并不代表其变形能力小,只要高强钢筋的极限变形能力能够与结构形成破坏机制时结构的极限变形能力需求相适应,就可以认为满足要求,至于结构对于意外事件动力作用所要求的塑性变形和滞回耗能能力,则可以通过结构体系中的其他低强度高延性结构构件来提供。

Ikeda, S 和 Zater, W.A. 等在对混凝土桥柱中施加预应力后的抗震性能的研究中^[27-29],首先意识到采用高强预应力钢筋能够减小桥柱的残余变形。随后进行了专门研究,并主要集中在对用无粘结预应力筋方法来减小桥柱残余变形的问题进行分析和研究(见图 21)^[30-32],并且发现高强预应力钢筋混凝土桥柱在地震反复荷载作用下不会出现反应漂移现象,即指正反方向水平加载时,位移反应幅值相差不会很大^[32]。Kwan W.P. 和 Billington S.L. 利用数值方法对配置在柱子边缘处的无粘结预应力筋不同用量下的单桥柱和顶部相连的双桥柱分别进行了模拟分析^[33,34],指出单纯配置无粘结预应力筋或普通钢筋的方式都是不好的,应采取混合配筋的方式,可使得在减小残余变形和保持适量耗能能力之间找到无粘结预应力筋的最佳用量。

本文作者认为,上述采用预应力的混凝土柱,其复位能力主要来自于高强预应力筋的弹性变形恢复能力,采用无粘结形式只是增强了对整个柱的弹性变形回复能力。因此,本节对高强钢筋配筋混凝土框架结构,只是简单将 1860 高强钢绞线按普通钢筋的方式配置于框架柱中,即可极大的改善抗震性能。

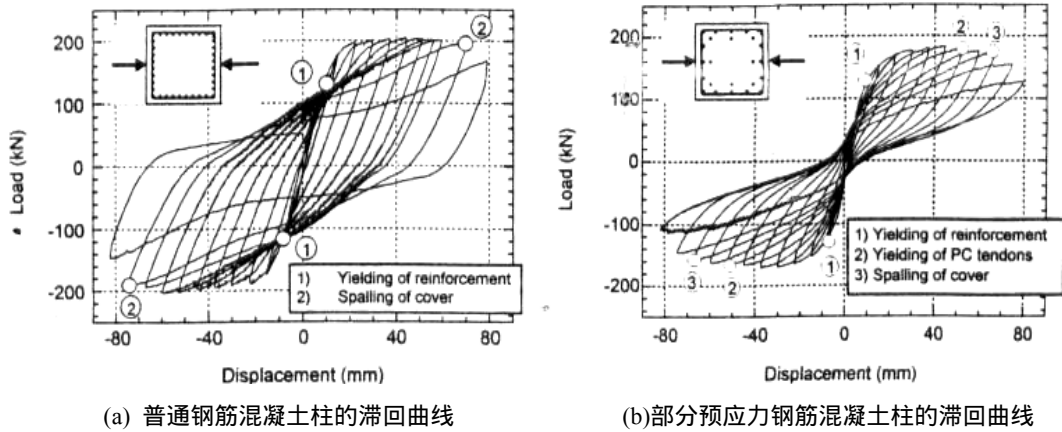


图 21 W.Zatar 等的桥柱拟静力试验结果^[30]

4.2 分析模型和数值方法简介

分别对图 22 所示 6 层和 10 层的两跨混凝土框架结构进行了分析。框架梁、柱截面和总配筋率见表 7。框架梁上均布荷载为 30kN/m。框架柱中采用高强钢筋配筋的框架简称为高强配筋框架（标记为 PF, Passive Frame）。高强配筋框架和普通框架（标记为 OF, Ordinary Frame）的唯一不同点是在框架柱中使用的纵筋不同。普通框架的柱中配置屈服强度为 400MPa 普通钢筋，高强配筋框架的柱中配置屈服强度为 1860MPa 高强钢筋。材料特性见表 8。

框架结构分析采用纤维模型建模，并借助 MSC.MARC 有限元分析软件进行分析^[35]。框架梁、柱截面均划分成 36 条混凝土纤维和处于截面每个角上的 4 条钢筋纤维（见图 23）。混凝土采用原点指向型弹塑性应力应变关系（见图 24），因在极限状态情况下混凝土抗拉强度的贡献很小，忽略不计。钢筋采用弹塑性应力应变关系（见图 25）。钢筋和混凝土的弹性模量分别为 200GPa 和 30GPa。混凝土峰值强度、峰值应变、破坏强度、破坏应变等参数，以及钢筋的强度和屈服应变参数，均见表 8。纵筋的最大极限应变使用 FEMA 356 中的定义，对抗压取 0.02，对抗拉取 0.05。此外，在分析中认为框架梁柱的抗剪承载力足够，忽略剪切变形和剪切破坏的影响。

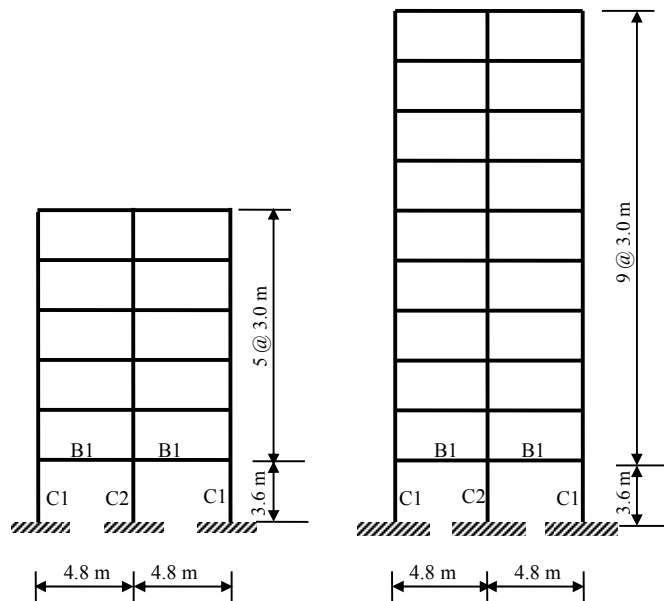


图 22 框架结构尺寸

表 7 框架几何尺寸和纵筋配筋率

框架	楼层	柱		梁	
		截面 (宽度 × 高度) (mm × mm)	ρ^a (%)	截面 (宽度 × 深度) (mm × mm)	ρ^b (%)
六层	1~2 层	C1 (400 × 450)	1.0	B1 (250 × 450)	1.1
		C2 (400 × 500)	1.2		
	3~5 层	C1 (400 × 400)	1.0	B1 (250 × 450)	1.0
		C2 (400 × 450)	1.2		
	6 层	C1 (400 × 400)	1.0	B1 (250 × 450)	0.9
		C2 (400 × 450)	1.2		
十层	1 层	C1 (400 × 475)	1.0	B1 (300 × 450)	1.1
		C2 (400 × 550)	1.2		
	2 层	C1 (400 × 475)	1.0	B1 (300 × 450)	1.1
		C2 (400 × 500)	1.2		
	3~5 层	C1 (400 × 450)	1.0	B1 (250 × 450)	1.0
		C2 (400 × 500)	1.2		
	6 层	C1 (400 × 450)	1.0	B1 (250 × 450)	0.9
		C2 (400 × 500)	1.2		
	7~9 层	C1 (400 × 400)	1.0	B1 (250 × 450)	0.9
		C2 (400 × 450)	1.2		
	10 层	C1 (400 × 400)	1.0	B1 (250 × 450)	0.8
		C2 (400 × 450)	1.2		

注： ρ^a 钢筋总面积/截面毛面积； ρ^b 受拉钢筋面积/有效截面面积。

表 8 混凝土和钢筋材料参数

框架	混凝土					钢筋			
	f_c (MPa)		σ_u (MPa)		ϵ_o	ϵ_u	f_y (MPa)		ϵ_y
	梁	柱	梁	柱			梁	柱	
OF	25	30	15	20	0.002	0.004	400	400	0.002
PF	25	30	15	20	0.002	0.004	400	1860	0.0093

注 1： f_c 混凝土抗压强度. σ_u 混凝土极限强度. ϵ_o 和 ϵ_u 混凝土峰值应变和极限应变

注 2： f_y 和 ϵ_y 纵筋屈服强度和屈服应变

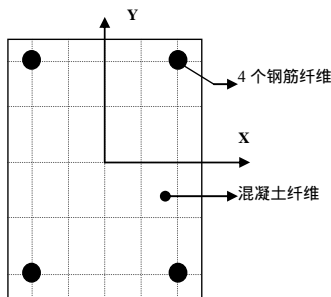


图 23 截面纤维划分

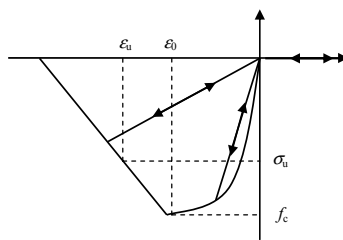


图 24 混凝土应力应变关系

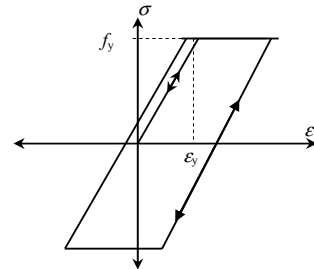


图 25 钢筋应力应变关系

分别采用静力弹性分析方法和弹塑性动力时程分析方法对普通框架和高强配筋框架的抗震性能进行对比分析。静力弹性分析方法按倒三角水平分布荷载施加侧推荷载。弹塑性动力时程分析的地震输入对六层框架取 Northridge 地震加速度记录（见图 26a），对十层

框架取 Superstition 地震加速度记录（见图 26b）。时程分析方法的时间步长为 0.01s，阻尼比 5% 的瑞雷阻尼。6 层和 10 层框架结构的振动基本周期分别为 0.91s 和 1.48s。

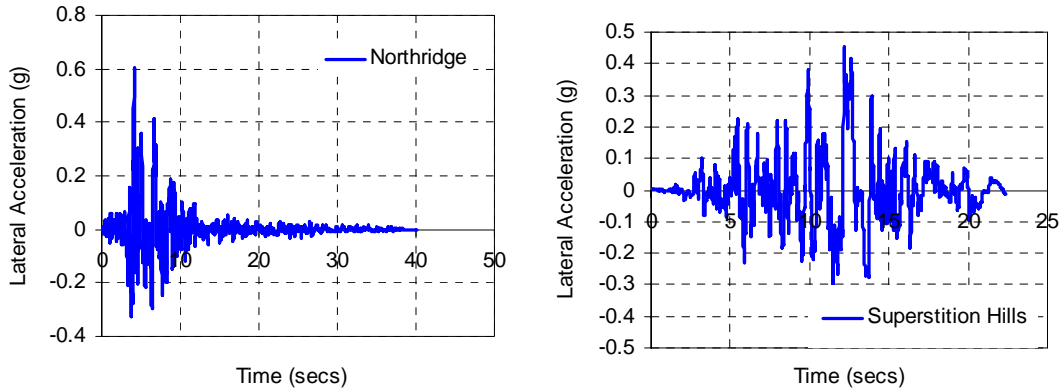


图 26 输入地震加速度时程记录

4.3 破坏程度和破坏机构

为比较两种框架结构的损伤程度，采用框架梁、柱端塑性铰区的变形状态来标记。两种框架的框架梁相同，因此框架梁的损伤程度和损伤标记的定义相同，如表 9。相对于框架梁，框架柱对框架结构整体的重要性程度高，因此同等损伤程度普通框架柱柱端的变形程度要小于框架梁，见表 10。而对于高强配筋框架柱，考虑到混凝土框架柱的损伤主要是钢筋屈服造成的，同时由于高强钢筋的屈服强度和屈服应变远大于普通钢筋，钢筋达到屈服时柱端截面变形很大，因此按表 11 定义高强钢筋框架柱的损伤程度和损伤标记。

表 9 OF 和 PF 中梁的损伤标记和损伤程度

损伤标记	截面材料应变		损伤程度	修复	结构安全	修后性能可靠度
	普通钢筋	混凝土				
1	$\epsilon \ll \epsilon_y$	$\epsilon \ll \epsilon_o$	轻微	不用修		
2	$\epsilon \leq \epsilon_y$	$\epsilon \leq \epsilon_o$	轻度	可修	安全	满意
3	$\epsilon_y \leq \epsilon \leq 0.015$	$\epsilon \leq \epsilon_o$	中度	可修		
4	$0.015 < \epsilon \leq 0.03$	$\epsilon_o < \epsilon \leq \epsilon_u$	比较严重	可修		
5	$0.03 < \epsilon \leq 0.05$	$\epsilon \geq \epsilon_u$	严重	过度		

表 10 普通框架柱的损伤标记和损伤程度

柱端损伤标记	截面材料应变		损伤程度	修复	结构安全	修后性能可靠度
	普通钢筋	混凝土				
1	$\epsilon \ll \epsilon_y$	$\epsilon \ll \epsilon_o$	轻微	不用修		
6	$\epsilon_y \leq \epsilon \leq 0.005$	$\epsilon \leq \epsilon_o$	轻度	可修	安全	满意
7	$0.005 < \epsilon \leq 0.01$	$\epsilon_o \leq \epsilon \leq \epsilon_u$	中度	可修		
8	$0.01 < \epsilon \leq 0.015$	$\epsilon_o \leq \epsilon \leq \epsilon_u$	比较严重	过度	不安全	不满意
9	$0.015 < \epsilon \leq 0.02$	$\epsilon \geq \epsilon_u$	严重	不可修		

表 11 高强配筋框架柱的损伤标记和损伤程度

柱端损伤标记	截面材料应变		损伤程度	修复	结构安全	修后性能可靠度
	高强钢筋	混凝土				
1	$\epsilon \ll \epsilon_y$	$\epsilon \ll \epsilon_o$	微度	不用修		
10	$\epsilon < \epsilon_y$	$\epsilon_o \leq \epsilon \ll \epsilon_u$	轻度	可修	安全	满意
11	$\epsilon < \epsilon_y$	$\epsilon_o \leq \epsilon \leq \epsilon_u$	中度	可修		

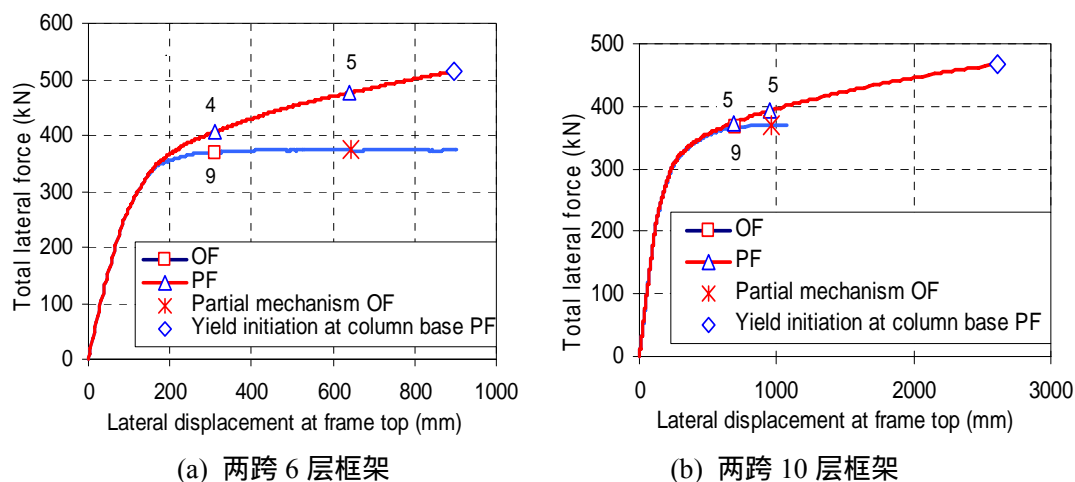


图 27 两种框架的侧推曲线对比

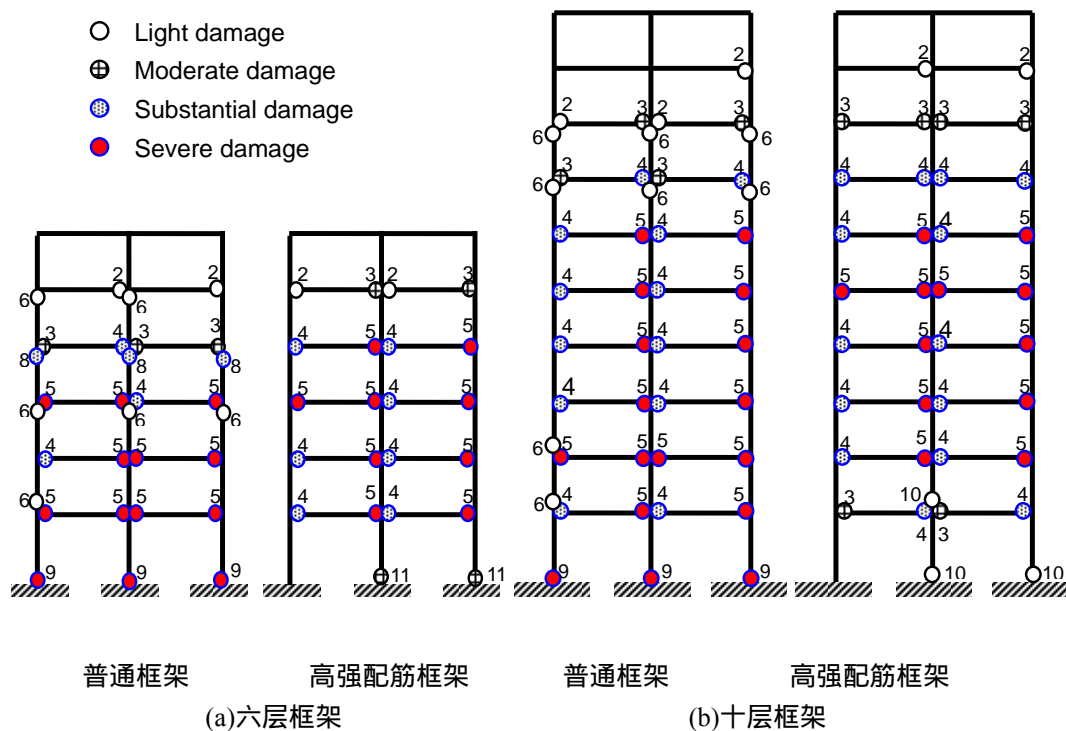


图 27 侧推作用下框架损伤程度对比

4.4 静力弹塑性推覆分析结果

1) 抗震承载力、变形能力和破坏机构

推覆分析得到的两种框架结构基底剪力 - 顶点位移曲线（侧推曲线）的对比见图 27。在侧推曲线上，标记出了普通框架结构出现严重破坏或不可修复破坏时的侧移，以及出现破坏机构时的侧移，并标记出了高强配筋框架在相应侧移时的损伤程度。此外，高强配筋框架结构的框架柱钢筋达到屈服极限时的侧移也做了标记。图 28 给出了普通框架结构形成破坏机构时梁、柱端的损伤程度，并同时给出了相应侧移情况下高强配筋框架梁、柱端的损伤程度。以下给出具体分析结果对比。

对于 6 层框架，由图 27 可见，普通框架结构第一层柱底出现严重损伤时（图 27 中标记 9 的点），其侧向推力为 369kN，顶端位移达到 312mm；在此位移下，高强配筋框架结构的

侧向推力为 406kN, 仅梁端截面损伤较严重, 损伤程度标记仅为 4 (见图 27)。当普通框架结构侧向推力达到 375kN, 顶端位移达到 642mm 时, 因首层柱底截面和 4 层柱顶截面均形成塑性铰, 且其间的框架梁端也均形成塑性铰, 整个结构已形成破坏机构 (见图 28a 左图, 图 27 中标记为); 但在此位移时, 高强配筋框架结构的侧向推力为 475kN, 首层柱底没有出现塑性铰, 但梁端截面出现了严重损伤, 整个结构尚未形成破坏机构 (见图 28a 右图), 其破坏程度标记为 5。此后, 普通框架结构已无法继续承受侧向变形, 而高强配筋框架结构因柱底纵筋尚未屈服, 侧向推力仍可继续增加。在侧向推力达到 513kN, 侧向位移达到 896mm 时, 高强配筋框架结构的柱底才达到屈服, 这一侧向推力几乎是普通框架结构出现破坏机构时侧向推力的 1.4 倍。以上对比结果表明, 当 6 层普通框架结构形成破坏机构时, 高强配筋框架结构仍具有足够的抗侧承载力, 且整体结构的抗震性能仍然是安全可靠的。由图 28(a) 两种框架结构在普通框架结构形成破坏机构时梁柱端的损伤程度的对比可见, 普通框架由于首层柱底和 4 层柱顶出现塑性铰并已达到屈服严重破坏而形成了部分楼层破坏机构; 然而在相同的侧向变形的情况下, 高强配筋框架结构的首层柱底没有屈服, 只有中等程度的损伤。另一方面, 两种框架结构梁端的损伤有些差异: 普通框架结构中, 第一、第二层框架梁损伤的程度更大, 但在第四、第五层情况却恰好相反, 但由于框架梁的损伤对整个结构并不是致命的, 因此从整体结构的损伤程度来说, 高强配筋框架结构的损伤程度显著小于普通框架结构。同时, 从图 28a 可见, 高强配筋框架结构的屈服机制是典型的所希望的梁铰屈服机制。

图 27b 为两种 10 层框架结构侧推曲线的对比, 可以很明显的看出高强配筋框架结构比普通框架结构具有更大的承载能力和变形能力。普通框架结构侧推曲线上损伤标记 9 点所对应的承载力为 366kN, 相应顶点侧移为 696mm, 此时首层框架柱底已产生严重损伤。而在同样侧向位移情况, 高强配筋框架结构仅框架梁端出现严重损伤 (见图中标志 5), 侧向承载力为 373kN。随着侧向位移的增加, 普通框架结构的侧向承载力不再增加, 但首层柱底的破坏程度却随变形增加而不断增加, 在侧向荷载 369kN 和侧向位移 964mm 时, 因出现足够多的梁端塑性铰而形成破坏机构 (见图 28b 左图)。此时, 高强配筋框架结构的损伤仍然集中在框架梁端, 侧向承载力达到 393kN, 且可以继续承受侧向荷载和变形, 直至达到普通框架结构侧向位移的 2.7 倍时, 高强配筋框架结构首层柱底才出现屈服, 整个结构刚开始形成破坏机构, 此时的侧向承载力几乎是普通框架结构的 1.3 倍。此外, 从图 28b 还可以看到, 高强配筋框架结构和普通框架结构中梁端损伤程度基本相近, 且略偏小。

由以上分析可知, 对于 6 层框架结构, 高强配筋框架结构的抗侧承载力显著高于普通框架结构, 且在相同侧移变形情况下, 高强配筋框架结构的整体损伤程度显著小于普通框架结构; 对于 10 层框架结构, 普通框架结构形成破坏机构时, 高强配筋框架结构仅框架梁为严重损伤, 且因框架柱尚未屈服, 结构远未达到其变形能力极限。

2) 性能极限状态

为了进一步比较两种框架结构的抗震性能, 根据 FEMA 356 建议的不同性能水平下梁柱塑性铰转角程度 (见表 12), 在两种框架的推覆曲线上将相应这些性能点标出, 见图 29。由图可见, 对于 6 层框架, 普通配筋框架的生命安全和倒塌极限状态均发生于框架柱, 而高强配筋框架的生命安全和倒塌极限状态均发生在框架梁, 且相应的变形能力也大于普通框架; 对于 10 层框架, 普通配筋框架的生命安全和倒塌极限状态同时发生与框架梁、柱, 而高强配筋框架的生命安全和倒塌极限状态仅发生在框架梁, 且相应的变形能力也大于普通框架。不同性能水准下两种框架的顶点侧移和承载力比较见表 13, 可见在立即可用极限状态情况下, 两种框架具有基本一致的承载力和变形能力, 表面两种框架均可满足小震作用的抗震性能需求, 但在生命安全和倒塌极限状态情况, 高强配筋框架结构的承载力和变形能力均显著大于普通框架。事实上, 由图 27 可知, 即使在更大的变形情况下, 高强配筋框架结构仍具有可持续增大的承载力, 使得结构具有更高的抗震安全储备。

综上，高强配筋框架结构因首层框架柱底钢筋屈服明显推迟，相应出现塑性铰时的侧移变形能力比普通框架结构显著增大，形成破坏机构时的变形能力也大大增加，且因首层框架柱底的高强钢筋使得柱底塑性铰具有更大抗弯承载力，使得整个结构的侧向承载力比普通框架结构显著增加。需注意的是，由于框架柱抗弯承载力的增加，需相应增加框架柱的抗剪承载力，以保证框架柱为“强剪弱弯”，避免受剪脆性破坏，影响高强钢筋强度的发挥。

表 12 不同性能水准下的梁柱端塑性转角极限(rad)

构件	性能水准		
	立即可用	生命安全	倒塌
柱端	0.005	0.01	0.015
梁端	0.01	0.02	0.025

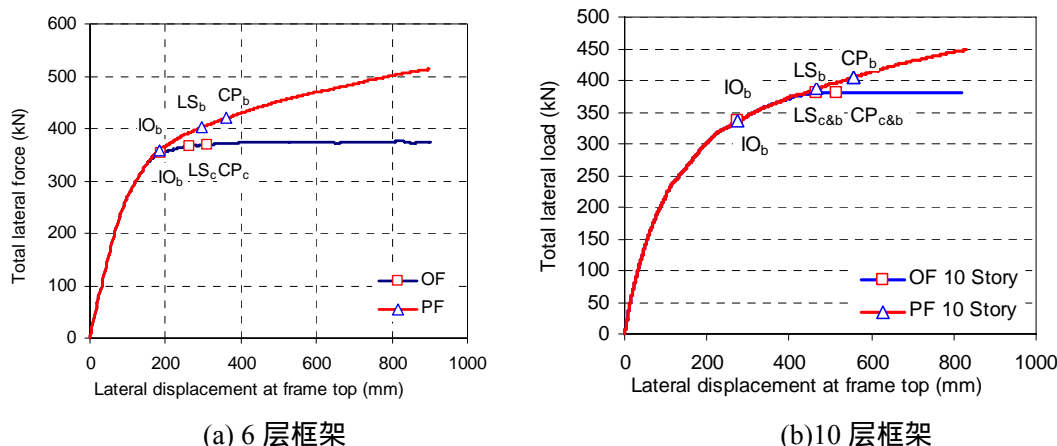


图 29 高强配筋框架与普通框架的不同性能点对比

表 13 不同性能极限状态下两种框架的侧移和承载力对比

框架		性能水准					
		立即可用		生命安全		倒塌	
		顶点侧移 (mm)	总水平力 (kN)	顶点侧移 (mm)	总水平力 (kN)	顶点侧移 (mm)	总水平力 (kN)
6 层	普通框架	189	352	264	367	312	369
	高强框架	185	358	298	402	362	420
10 层	普通框架	274	336	467	380	514	380
	高强框架	274	336	467	387	557	405

3) 残余变形

由于高强钢筋具有更大的弹性恢复能力，高强配筋框架结构在经受较大的弹塑性变形后，其残余变形比普通框架结构要小。为此，进一步对两种框架施加相同侧推位移变形后卸载，卸载时间是结构中任一杆件的混凝土达到极限应变。

6 层框架结构的加载卸载曲线见图 30a，完全卸载的残余位移见图 31a。从图 31a 可以清楚的看出，高强配筋框架结构的残余位移小于普通框架结构，其原因是：开始卸载时，两种框架的框架梁端都达到了混凝土极限应变，但普通框架首层柱底纵筋已经屈服，产生较为严重的损伤（损伤标记 8），具有不可恢复的塑性变形；而高强配筋框架首层柱底纵筋尚未屈服，但混凝土已超过峰值应变，属于轻微损伤程度（损伤标记 10），纵筋仍具有弹性恢复

能力。

10层框架结构的加载卸载曲线见图30b，完全卸载的残余位移见图31b。可以清楚的看出，两种框架卸载后的残余变形基本相同，其原因是：卸载时刻都是两种框架的框架梁端混凝土达到极限应变，此时普通框架的底层柱底纵筋虽然产生一定程度的屈服，但屈服程度不严重，属于中等损伤，损伤标记为7；而高强配筋框架首层柱底纵筋未屈服，只有轻微损伤，损伤标记为1。可以认为，如果框架柱屈服程度不大，两种框架结构的残余变形几乎相同。但如果变形继续增加，则会出现前面6层框架结构的情况。

在下面的弹塑性动力分析结果中，可以进一步看到高强配筋框架结构在震后具有更小的残余变形。

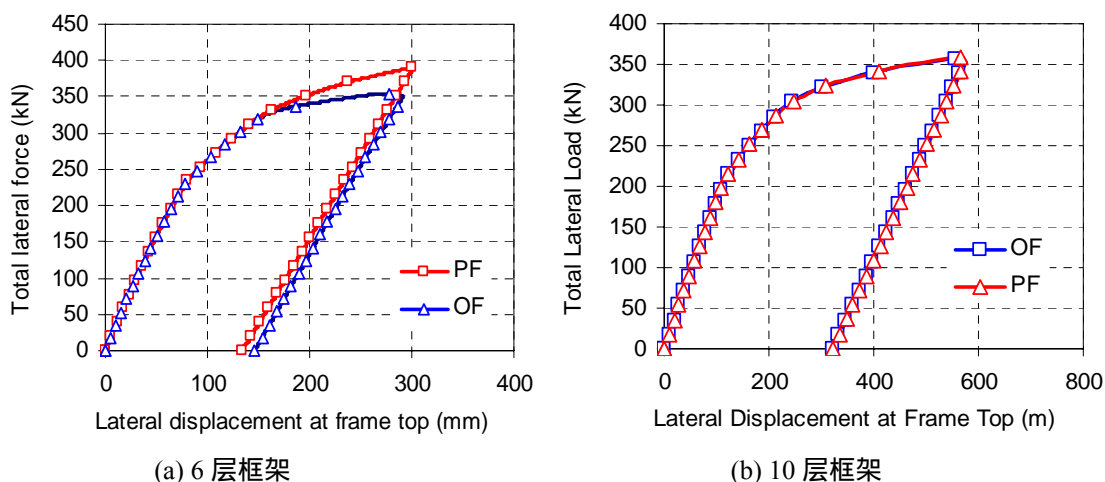


图30 加卸载曲线对比

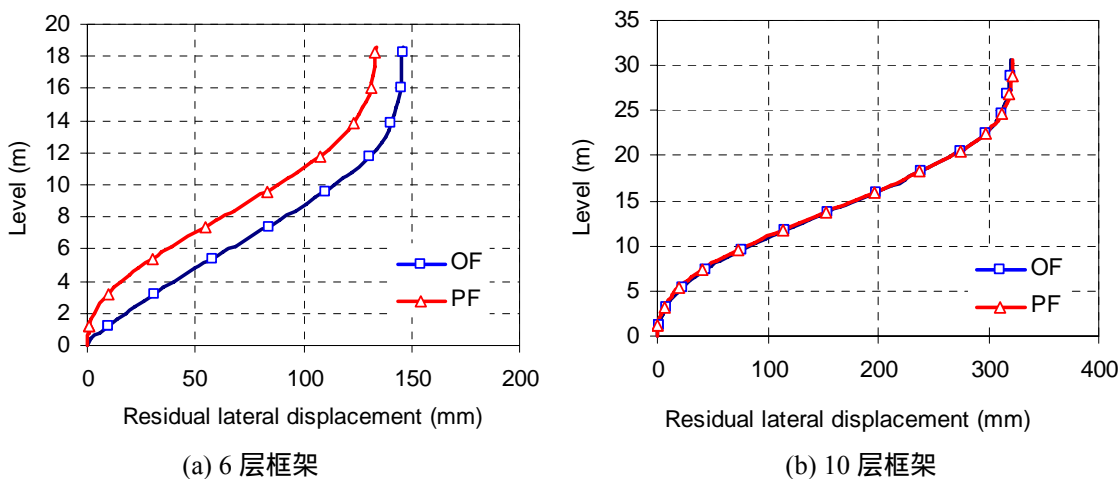


图31 完全卸载时残余位移对比

4.5地震动力响应分析结果

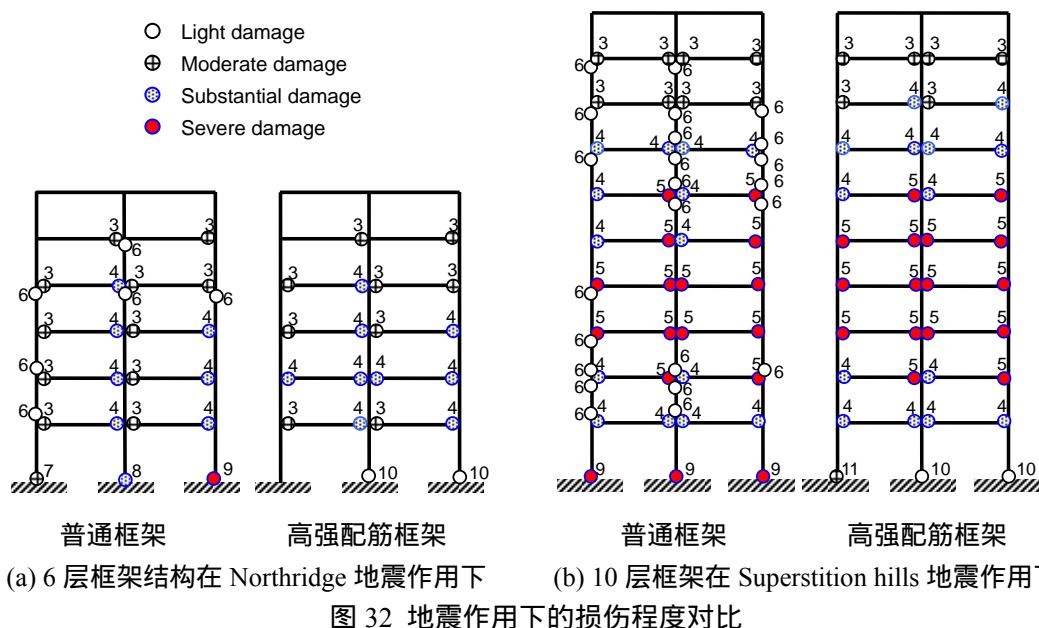
1) 损伤情况对比

图32a为两种6层框架结构在同样地震作用下的损伤情况对比。对于普通框架，底层柱底塑性铰的损伤程度在中等以上，右柱柱底塑性铰已达到不可修复的严重损伤；同时四层柱顶也均出现中等损伤程度的塑性铰，整个结构已接近形成柱铰破坏机构。而对于高强配筋框架，由于框架柱采用高强钢筋，其柱端抗弯承载力比框架梁端的抗弯承载力大很多，因此整个框架的损伤基本均集中在框架梁端，所有的框架柱端钢筋都没有发生屈服，仅底层柱底混凝土超过受压强度，有中度损伤，属于可修复损伤。需要注意的是，高强配筋框架的第二层

框架梁端损伤产生较严重的损伤，比普通框架第二层框架梁端的损伤程度严重一些，这是由于高强配筋框架中框架柱的屈服变形能力提高，对框架梁端的弯曲变形要求也相应提高，但两种框架中所有框架梁的总体损伤程度基本相近，属于可修复损伤。

图 32b 为两种 10 层框架结构在同样地震作用下的损伤情况对比。由图可见，普通框架底层柱底严重损伤，已不可修复，上部楼层框架柱端也多处出现轻度损伤，整体结构接近形成部分柱铰破坏机构。而高强配筋框架结构的所有框架柱端都没有出现屈服，仅底层柱底混凝土超过受压强度，有轻度到中度的损伤，属于可修复损伤，整个结构未形成破坏机构。同样需注意的是，高强配筋框架结构在五层和八层框架梁端的损伤程度高于普通框架。

由以上强震作用下两种框架损伤情况的对比可知，对于普通框架结构，由于框架柱的严重损伤，整个结构已处于形成破坏机构状态，且几乎不可修复的；而对于高强配筋框架结构，因框架柱都没有达到屈服，整个结构可避免破坏机构的形成。



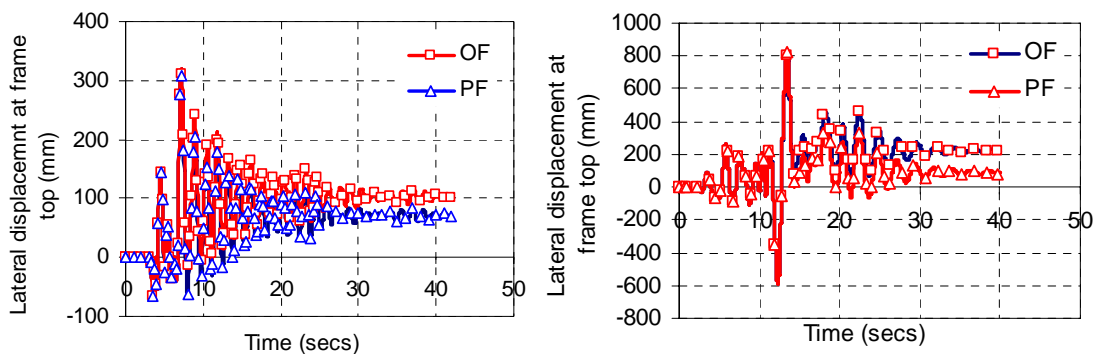
2) 侧移响应、残余侧移和可修复性

两种框架在地震作用下的顶点侧移时程比较见图 33。由图可见，两种框架的最大侧移基本相同，但最大位移时刻以后，普通框架因柱中纵筋过渡屈服，塑性变形很大，整个结构严重偏向一侧；而高强配筋框架结构因柱中纵筋屈服程度较小，且有较大弹性恢复能力，结构偏移程度明显小于普通框架结构。

图 34 为两种框架结构地震结束后的残余侧移比较，可见高强配筋框架结构的残余侧移显著小于普通框架结构，这是因为高强钢筋的弹性使得结构具有一定的复位能力。

除结构在地震作用时需具备足够的抗震能力，避免倒塌破坏外，结构震后的可修复性也是结构抗震性能的一个重要方面。由以上损伤分析结果和残余侧移情况可知，普通框架损伤严重，残余侧移大，不利于结构的震后修复，尤其是当残余变形过大而导致无法修复，有时只能拆除，造成很大经济损失。

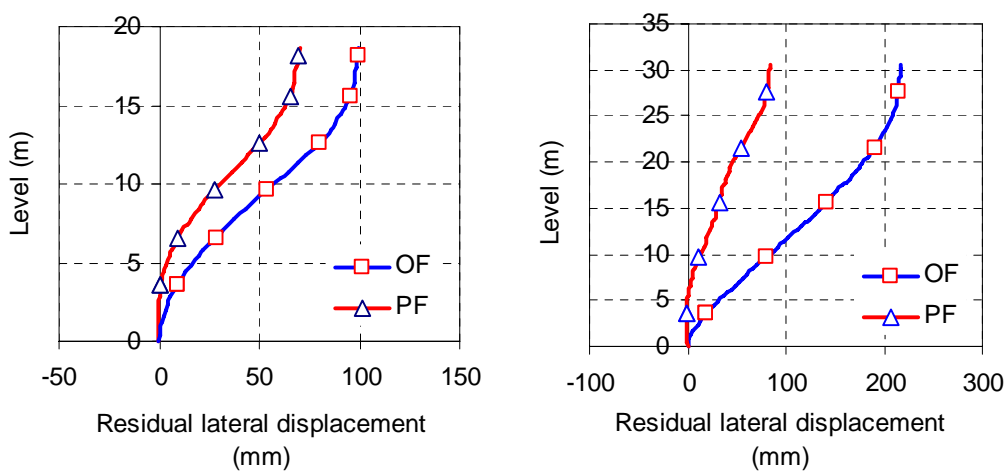
对于高强配筋框架结构，除因底层框架柱外有轻度和中度损伤外，其他楼层的框架柱基本没有屈服和损伤，如果底层框架柱端能够提供更多约束，则就可以避免整个结构的大范围的修复；而普通框架结构，即使通过约束可提高柱端塑性铰的塑性变形能力，但由于框架柱在强震下不能避免的钢筋屈服，残余变形大，其修复难度也会随之增大。



(a) 6层框架 Northridge 地震

(b) 10层框架 Superstition hills 地震

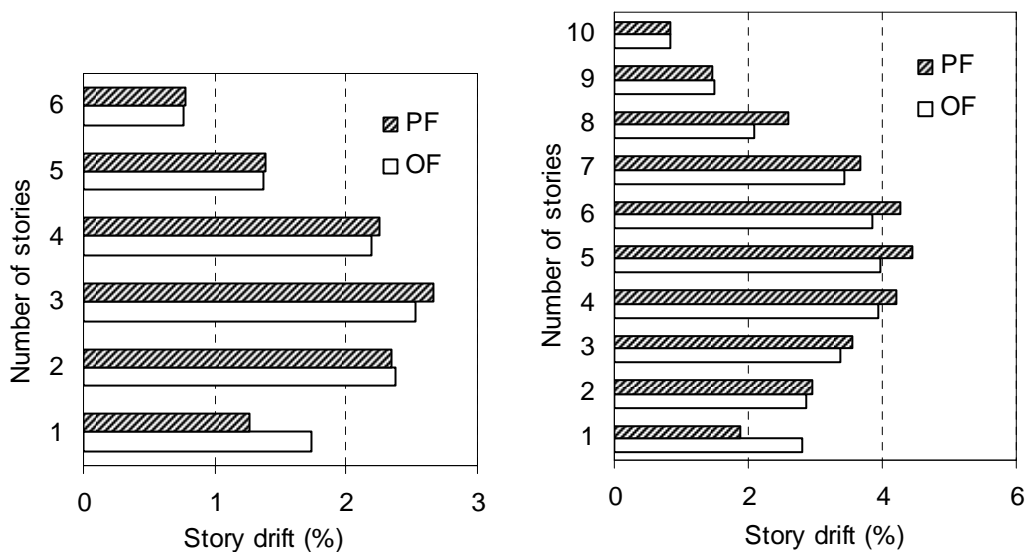
图 33 顶点侧移时程



(a) 6层框架 Northridge 地震

(b) 10层框架 Superstition hills 地震

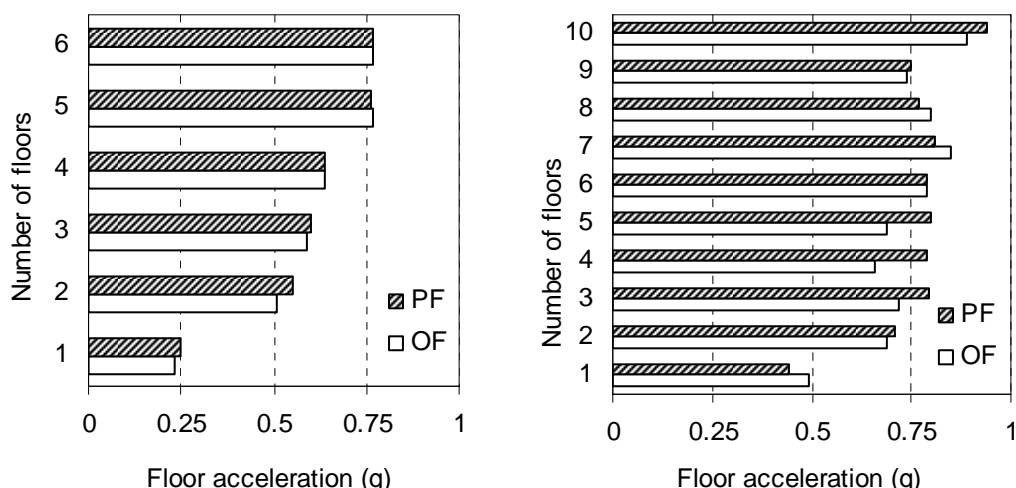
图 34 地震结束时的残余侧向位移



(a) 6层框架 Northridge 地震

(b) 10层框架 Superstition hills 地震

图 35 层间侧移响应



(a) 6层框架 Northridge 地震 (b) 10层框架 Superstition hills 地震

图 36 楼层加速度响应

3) 层间位移和楼层加速度

图 35 为两种框架结构的最大层间位移响应的比较。由图可见，普通框架结构的底层层间位移显著大于高强配筋框架结构，这是因为普通框架结构首层框架柱底部损伤严重所致；两种框架结构的最大层间位移楼层的基本都在结构高度中部，但高强配筋框架的层间位移略大于普通框架，这主要是由于中部框架梁端塑性变形较大引起的；而两种框架顶部楼层层间位移基本接近。需注意的是，上部楼层的层间位移还包含了楼层转动引起的非受力刚体变形。

图 36 为两种框架最大楼层加速度响应的比较。由图可见，两者相差不是很大，在结构高度中部，高强配筋框架的最大楼层加速度响应略大于普通框架，这是由于高强配筋框架塑性程度较小所致。

从以上最大层间位移和楼层加速度响应的分析结果可知，高强配筋框架与普通框架结构的地震响应基本一致，不会因为高强配筋框架柱中的高强钢筋没有屈服而会导致楼层加速度响应增加，并导致楼层层间位移增大。

5 结构设计理论的发展

5.1 概述

结构设计理论包括结构分析理论和安全储备理论。这两方面的理论都与结构材料的力学性能有很大关系。目前的土木工程结构设计理论主要是基于传统具有弹塑性性质的普通混凝土和钢材建立起来的。尽管基于弹塑性理论的结构分析方法依然可适用于高强高性能材料结构，但一些结构设计概念和安全储备理论已不能适应高强高性能材料工程结构的发展。以下针对高性能工程材料结构的受力性能特点，探讨相应的结构安全储备理论，并对目前的基于弹塑性的结构设计理论及其有关设计概念中不适合高性能材料特性的一些问题进行讨论。

5.2 结构安全储备新指标

1) 安全储备的概念

一般来说，按照规范正常设计的工程结构通常是能够满足在正常使用情况下安全性要求。但目前工程结构的安全储备理论是针对采用普通混凝土和钢材、具有理想弹塑性的受力性能结构建立起来的。对于高强高性能材料结构，由于不像传统材料结构具有弹塑性受力特征，现有的结构安全储备理论显然不适用了，而且还会因为错误使用现有的安全储备理论，

可能导致一些错误的设计概念，或导致不合理的设计结果。

工程结构的安全储备是指结构和构件的极限破坏状态与设计目标状态的力学性能指标比值。目前，工程结构的安全储备指标大多采用承载力安全储备系数，即

$$S = \frac{S_u}{S_k} \quad (1)$$

其中， S_u 和 S_k 分别是结构（或构件）的最大承载力和设计目标状态时的受力（见图 37）。

对于具有近似理想弹塑性受力性能的传统工程结构，基于承载力安全储备指标及其安全储备理论，已能够足够解决人们对工程结构安全性的问题，因为：其一，只要承载力安全储备系数 S 足够大，即可以保证工程结构在正常使用情况下不发生因承载力不足而导致的结构损伤；其二，在意外事件发生时，结构所具有足够的塑性变形能力可避免结构的垮塌。

由于塑性变形分析和塑性变形能力确定的困难性，事实上工程师们在结构设计中往往只进行承载力计算，而不进行塑性变形计算，只是通过规范规定的构造措施来保证结构具有一定的塑性变形能力。同时，长期以来（其实也只有 100 多年），面对所能够使用的传统工程材料和长期的工程教育，工程师们（甚至一些研究者们）都认为没有延性的材料是不能作为工程结构使用的，也甚至忘记历史上，人们曾经使用铸铁、石头和木材等这些近似弹脆性材料所建造的大量工程结构，仍然具有足够的安全储备。显然，在利用这些没有什么塑性变形能力的弹脆性材料所建造工程结构时，所采用的承载力安全储备系数 S 应比有塑性变形能力材料的结构取得更高一些，如经典材料力学中所指出的，通常取 $S = 2.0$ 。根据我国现行的《混凝土结构设计规范 GB50010》和《钢结构设计规范 GB50009》所采用的结构可靠度体系估算，传统的具有近似理想弹塑性受力性能结构的承载力安全储备系数约为 1.25（（根据文献 [37] 中承载能力极限状态分项系数的规定，恒载分项系数一般取 1.2，活载分项系数一般取 1.4，考虑活载与恒载的比例 1:3，不考虑材料分项系数，则承载力安全储备系数 $a=1.25$ ）。由此可以看到，经典的承载力安全储备系数 2.0 和目前的工程结构普遍实行的安全储备系数 1.25 之间的差别，主要体现在所使用的材料力学性能上。也就是说，具有塑性变形能力的工程结构，其承载力安全储备系数可以取得小一些，而在钢筋混凝土和钢出现以前的采用脆性材料建造古代工程结构，其承载力安全储备系数应取得大一些。实际上，这种不同受力性能结构的承载力安全储备系数之间的差别，主要是为了保证工程结构在不可预见的意外事件发生时能够避免垮塌的一种安全储备。也就是说，当所使用的材料使得结构具有塑性变形能力，就可以利用其塑性变形能力的储备来代替承载力安全储备。因此，为正确评价结构的安全储备能力，应充分考虑结构的变形能力储备。

鉴于以上的认识，目前使用的具有塑性变形能力的普通工程材料结构，其塑性变形能力也是反映结构（或构件）在意外事件作用下安全储备的一个重要因素。这种考虑变形能力安全储备的指标可表示为，

$$D = \frac{D_u}{D_k} \quad (2)$$

其中， D_u 和 D_k 分别是结构（或构件）达到破坏时的最大变形能力和设计目标状态时的变形（见图 37）。

以图 37 中普通强度材料结构的力-变形关系曲线为例，图中 K 点设计目标状态点（即正常使用状态），相应的力和变形记为 S_k 和 D_k ；SU 点为最大承载力点，相应最大承载力为 S_u ；SD 点为破坏极限点，相应最大变形能力为 D_u 。显然，对于一般的工程结构，最大承载力点 SU 和最大变形能力点 SD 并不是同一极限状态点。

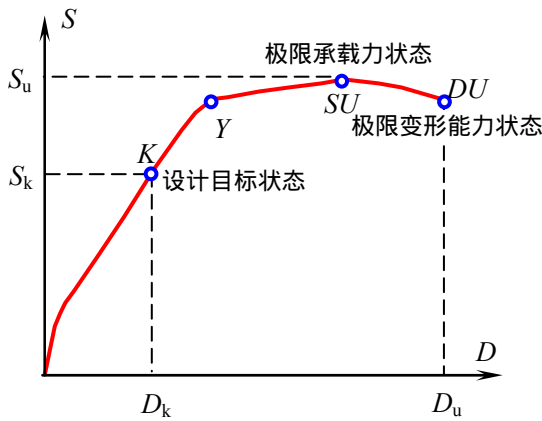


图 37 力-变形关系曲线

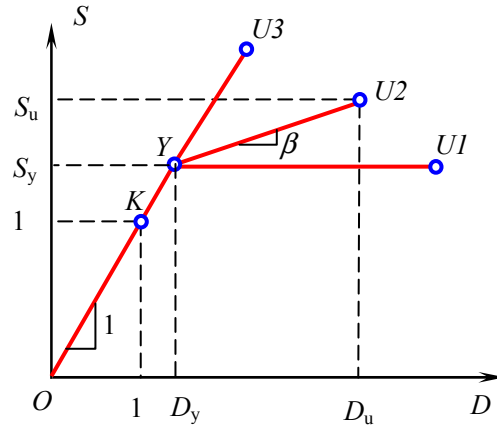


图 38 不同受力特性的力-变形关系曲线

由以上定义可知,承载能力安全储备系数 S 反映了结构相对于设计目标状态的承载能力安全储备程度;而变形能力安全储备系数 D 反映了结构相对于设计目标状态的变形能力安全储备程度。然而,由图 37 可知,结构的安全储备应同时包括承载能力安全储备和变形能力安全储备,即应同时考虑极限状态时承载能力和变形能力相对于设计目标状态的承载力和变形安全储备,只用其中一个指标是不能全面反映结构的安全储备程度。比如,一个具有承载能力安全储备系数 $S=2$ 和变形能力安全储备系数 $D=2$ 的弹性结构,与承载能力安全储备系数 $S=1.25$ 和变形能力安全储备系数 $D=4$ 的弹塑性结构相比,两者的安全储备程度是无法简单用这两个系数进行评价和比较,还需要进一步考虑结构的荷载特征。对于超载程度较大的静力荷载情况,采用承载能力安全储备系数 S 更为合适,因为此时变形能力储备对超载无任何意义。而当考虑结构遭受意外冲击荷载时,则采用变形能力安全储备系数 D 较为合适,因为延性对于缓解冲击引起的动力作用更有意义。不过,应该注意的是,尽管延性可以缓解冲击动力作用效应,但同时具有足够的承载力安全储备依然十分重要,这将在以下分析中可以看到。

2) 等效承载力安全储备系数

由于安全储备系数 S 和 D 不能同时全面反映结构在承载力和变形两个方面的安全储备程度,需要进一步考虑引入更合理的安全储备指标。文献[36]建议采用以下两个指标来评价结构(或构件)的安全储备:

$$\text{变形能安全储备系数} \quad Y = \frac{E_u}{E_k} \quad (3)$$

$$\text{综合性安全储备系数} \quad F = S^m D^n \quad (4)$$

其中, E_k 为设计目标状态时(K点)结构的变形能,即图 37 中 OK 曲线下的面积; E_u 为结构(或构件)在达到破坏时的最大变形能,即图 37 中整个曲线下的面积; $m+n=2$, m 、 n 为根据使用荷载情况设定的权重系数。

变形能安全储备系数 Y 反映了结构(或构件)吸收和耗散能量能力的安全储备; F 指标综合反映了承载力和变形能力的安全储备,通过调节指数 m 和 n 的大小来体现荷载特性结构对承载力安全储备和变形性安全储备需求的权重,如对于静力荷载情况,权重系数 m 大一些,对于动力荷载情况,权重系数 n 大一些。

以上四个安全储备指标比较全面的包含了安全储备的各个方面,针对不同的情况可使用不同的指标。对于理想线弹性材料来说,这四个安全储备指标系数是一致的。

尽管 Y 指标和 F 指标能够较好反映结构或构件在承载力和变形能力两方面的综合安全

储备程度，但 Y 指标不便于直接反映安全储备的工程概念；而 F 指标只是将 S 指标和 D 指标简单相乘，没有明确的物理意义和解释。为此，本文提出以下等效承载力安全储备系数，

$$S_{eq} = \frac{Y}{D} \quad (5)$$

图 38 为不同具有弹塑性受力性能结构的力-变形关系曲线，图中的力-变形关系曲线是以设计目标状态 K 点的承载力和变形为基准标准化给出的（即取 $S_k=1, D_k=1$ ），因此极限状态点的承载力值就是 S 指标，变形值就是 D 指标。图 38 中 OYCU3 为线弹性结构的力-变形关系曲线，根据式(5)的定义，指标 S_{eq} 即等于承载力安全储备系数 S 。

图 38 中 OYU1 为理想弹塑性结构力-变形关系曲线，这种受力性能是目前普通材料结构所经常近似采用的。图 38 中 OYU2 为强化型弹塑性结构的力-变形关系曲线，这种关系曲线是高强高性能材料结构所常见的，其中 Y 点为屈服点， $U2$ 点为破坏极限状态点。屈服点 Y 相对于设计目标状态点 K 的承载力储备系数为 $S_y/S_k=S_y$ ，其中 S_y 为屈服承载力储备系数； AE 段斜率与 OA 段斜率之比为 k ，则由式(5)定义可得 $OBAE$ 弹塑性结构（或构件）的等效承载力安全储备系数 S_{eq} 为，

$$S_{eq} = \frac{2S_y D - S_y^2 + \beta(D - S_y)^2}{D} \quad (6)$$

对于理想弹塑性的情况，屈服后的强化刚度系数 $\beta=0$ ，此时若取 $S_y=1$ ，即设计目标状态与屈服状态一致，则由式(6)可得，

$$S_{eq} = 2 - \frac{1}{D} \quad (7)$$

由上式可知，当 $S_{eq} = 2$ 时， $D = \infty$ ，见图 3。这是一个十分有意思的结果。如前所述，对于具有弹脆性特征的结构，按经典材料力学中所指出的，安全系数通常取 2.0，即 $S=2.0, D=2.0$ 。如果取此时的设计目标点作为结构的屈服点，即屈服承载力储备系数 $S_y = 1.0$ ，将结构改为理想弹塑性结构，则由(7)式可得，变形能力安全储备系数 D 要求无限大，即意味着在设计目标状态点屈服的结构，其延性需求为无穷大才能满足传统经典线弹性结构的承载力安全储备系数等于 2 的需要。这从另一个方面说明了经典线弹性结构安全度的工程意义，即对于以静力荷载为主的结构（经典结构设计理论尚未发展到考虑动力荷载），塑性变形是没有意义的，只有依靠承载力储备。同时，对于符合经典线弹性特性的结构，由于结构在正常使用情况下处于弹性阶段，因此其结构分析理论只需要借助于弹性分析方法。

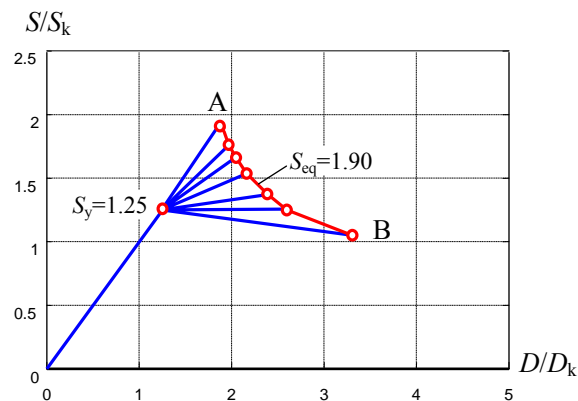


图 39 $S_y=1.25, S_{eq}=1.9$ 的极限状态点

对于弹塑性结构，基于正常使用情况下的承载力安全储备的考虑，不可能在设计目标状态下使结构达到屈服。通常要求结构的屈服承载力应高于设计目标时的承载力，即屈服承载力储备系数 $S_y > 1$ ，本文称 S_y 为“基本承载力安全储备系数”。这一安全储备系数具有重要

的工程意义。事实上如前所述,对于目前工程中常用的钢筋混凝土和钢这类弹塑性材料的结构,按我国工程结构设计规范,基本承载力安全储备系数 S_y 约为 1.25。

图 39 中 AB 曲线表示不同弹塑性受力性能结构具有相同基本承载力安全储备系数 $S_y=1.25$ 和等效承载力安全储备系数 $S_{eq}=1.9$ 的极限状态曲线(按(6)计算得到结果)。由图可见,利用等效承载力安全储备系数 S_{eq} ,可较好的统一不同弹塑性受力性能结构在承载能力和变形能力两方面的安全储备程度,且 S_{eq} 指标与传统线弹性结构的承载力安全储备概念一致,便于工程理解。需指出的是,图 39 中 AB 曲线是针对特定超载荷载特性的极限状态曲线,如何超载荷载特性不同,AB 曲线也会不同,如对于撞击荷载,到达极限状态 AB 曲线的各种弹塑性力-变形关系曲线下的面积相等,即变形能相等;对于地震作用,则可根据地震过程中能量耗散能力相等的条件得到极限状态 AB 曲线。

5.3 结构的承载力和延性与结构的安全储备

在正常使用情况下,结构上的荷载作用往往以静力形式为主,通常超限幅度有限,材料小于预期设计强度的离散程度也很有限,且荷载作用超载程度和材料强度的偏低程度都是可以预期的,并通常采用概率方法给出荷载作用和材料强度的设计取值(包括标准值和分项系数)。因此,一般来说,按照规范正常设计的工程结构通常是能够满足在正常使用情况下安全性要求。所以,事实上人们对工程结构安全性的要求,往往是针对可能遭遇到意外事件作用下的工程结构不产生与其原因不相称的垮塌,或造成不可接受的重大人员伤亡和财产损失的需求。对于意外事件,如罕遇地震、爆炸、冲击等,其作用的特性一方面是其量值难以预计,二是具有显著的动力特性。在意外事件发生时,通常是容许结构产生一定程度的损坏,但不能垮塌。

本文提出的将结构安全储备分解为基本承载力安全储备系数 S_y 和等效承载力安全储备系数 S_{eq} ,符合上述结构正常使用情况下的安全储备和意外事件情况下的安全储备这两种不同的安全储备需求,使得工程结构的安全储备具有更明确的工程意义。

基本承载力安全储备系数 S_y 主要解决结构在正常使用情况下的荷载作用超载和材料强度可能偏低的情况,可以通过合理的概率统计分析方法获得相应的失效概率,因为不超过结构的屈服强度,其计算分析理论仅需依据弹性方法。

对于意外事件,通常无法采用统计方法获得作用的量值及其相应的概率,往往需要工程师根据长期工程积累,凭借经验把握确定(前一段关于结构安全系数凭经验确定还是基于概率可靠度理论确定的争论在这里得到了统一^[39])。同时,结构在意外事件作用下通常是容许结构产生一定程度的破坏,即结构将进入弹塑性阶段,需要同时考虑结构弹塑性阶段的强化所增加的承载力和弹塑性阶段的变形能力。结构在破坏阶段的塑性变形能力通常用延性大小反映。结构的延性对结构抵御意外事件作用的意义有以下几方面:

(1) 实际意义上结构的破坏是以结构达到极限变形能力为依据的。延性是结构抗破坏能力的重要指标。足够的延性能力有利于避免结构的突然倒塌。因此应将延性大小纳入结构安全储备予以考虑,才能全面反映结构的安全储备程度。

(2) 对于超静定的结构,次要构件和赘余构件的足够延性,有利于结构的充分内力重分布,也有利于提高整体结构的承载力,增加整体结构的安全储备。

(3) 意外事件作用往往具有动力特性,结构的塑性变形能力和滞回耗能能力对缓解结构动力响应具有有利影响,这是延性对结构抵御意外事件的重要作用。

(4) 从结构冗余度观点来看,脆性构件的破坏通常导致与该构件相关联的所有冗余度均丧失,而延性构件的破坏则不会导致与该构件相关联的所有冗余度同时丧失,即延性构件对于维持整体结构的冗余度具有重要作用。

需引起注意的是,在讨论结构延性问题时,不能仅仅局限于延性系数,而要将结构

的延性与结构的破坏模式联系起来。从结构整体抵御意外事件的能力和保证整个结构的安全储备能力来说, 整体结构的延性大小更为重要。整体结构的延性与结构中构件的延性既有联系、又有区别, 它反映的是整体结构在某种荷载下的宏观变形能力。具有整体型破坏模式的结构, 结构中大部分构件的延性得以充分发挥, 结构的耗能能力大; 而局部破坏模式, 即使局部破坏部位构件的延性很大, 结构的安全储备也不大, 相应结构的耗能能力也小。比如说, 延性系数达到 6 的框支结构或形成柱铰机制的框架结构, 其抗震性能不可能好于延性系数只有 3 的剪力墙结构。

长期以来, 人们将承载力安全储备和变形能力安全储备简单的割裂, 而没有从两方面同时予以考虑。即通常在讨论安全储备时往往只考虑承载力储备 (即基本承载力安全储备), 而在讨论延性时又指是在承载力基本保持不变情况下 (通常指屈服承载力) 的变形能力。这种在仅满足基本承载力安全储备的情况下, 仅根据延性大小来评价结构在意外事件作用下的安全性是存在较大的问题。如考虑两个具有同样等效承载力安全储备系数 S_{eq} 的结构: 一个结构的屈服承载力小, 但延性大; 另一个结构的屈服承载力高, 但延性小; 显然在意外事件作用下, 屈服承载力高、延性小的结构的损伤程度要比屈服承载力小、延性大的结构的损伤程度要小。因此, 强调提高结构的承载力安全储备对结构安全性具有以下几方面的意义:

(1) 对于主要构件, 特别是整体型子结构, 提高承载力安全储备比提高变形能力安全储备更重要, 因为这些构件一旦达到其屈服承载力, 即使其随后的变形能力再大, 也难以避免结构的整体破坏, 且破坏后果往往是较严重, 至少是难以修复的。而对于次要构件和赘余构件, 增加延性则是十分重要的。

(2) 现行的结构安全储备理论和结构设计理论, 是在传统低强材料结构的基础上发展起来的。在如罕遇地震等意外事件作用下, 仍要求低强材料结构处于弹性状态是不经济的。因此, 现行的结构抗震设计理论容许结构在罕遇地震下产生一定程度的损坏, 以利用损坏结构构件的塑性变形能和滞回耗能来耗散能量, 减小意外事件作用引起的动力响应, 避免结构的倒塌。随着材料技术的发展, 高强高性能材料已经可以以合理的价格应用于工程结构, 在这样的背景下, 没有理由限制高强结构材料在结构中的应用。高强材料的应用可以使得结构 (特别是结构中的关键构件) 具有更高的承载力安全储备, 有利于减小结构在意外事件作用下的损伤程度。如前述在框架柱中采用高强钢筋的框架结构在地震作用下, 可以完全避免框架柱中出现塑性铰, 形成真正意义上的梁铰破坏的整体型破坏模式, 并且结构的整体损伤程度和残余变形显著减小, 有利于震后的结构修复。

5.4 结构设计理论和设计概念的改进

目前基于传统结构材料的弹塑性结构设计理论及其有关设计概念中, 存在着许多不适合高强高性能材料结构发展的一些问题, 并可能阻遏工程结构设计理论的发展。

应该认识到, 以往我们在讨论结构的承载力和延性的时候, 往往将两者作为一个结构同时需要满足的两个指标, 而没有从结构体系中不同结构构件的功能和意外事件作用引起结构的效应去分析。事实上, 根据结构动力学原理, 理想的结构应该是具有高阻尼比的弹性结构。这种结构在动力荷载作用下, 动力效应小, 且最终可以恢复到初始位置 (复位)。这样的结构, 弹性结构体和阻尼是结构体系的两个不同的部分, 可以用不同方式获得。在结构体系中, 那些低强大延性的结构构件屈服后, 通常就具有增加结构体系阻尼的效果 (称为塑性滞回耗能阻尼), 这些构件的屈服、甚至破坏, 只要不影响弹性结构体的完整性, 结构就可以有效地抵御意外事件的作用, 而且弹性结构体的承载力越大就越好。显然, 要使得弹性结构体具有更大的承载力, 就需要采用高强高性能材料。

另一方面, 对于一个具有高阻尼比的弹性结构, 其结构分析理论和设计方法, 尤其结构动力分析理论和结构抗震设计方法将会变得十分简单, 因为只需要弹性理论和基于反映谱的

振型分解方法即可。因此, 基于高强高性能材料发展的现代工程结构, 结构设计概念和设计理论将会变得更为明确和简单。

基于高性能材料的现代工程结构的设计概念是: 在整个结构体系中, 根据不同结构构件在结构体系中的作用和功能, 采用高强高性能材料或低强高性能材料。高强高性能材料一般用于结构的主要子体系或主要构件, 使主体结构尽可能保持弹性; 低强高性能材料则主要用于结构体系中赘余构件和次要构件, 以增大结构在意外事件情况下的结构阻尼, 减小意外事件发生时的结构动力响应。

需注意的是, 高强高性能材料的变形能力并不比低强高性能材料小很多。况且, 可以利用合理的结构形式, 将低强高性能材料用于结构体系中相对变形较大的部位, 可以更充分地发挥低强高性能材料的塑性耗能作用。

结构的主要子结构体系或主要构件采用高强高性能材料, 不仅可减小主体结构部分的结构构件尺寸, 而且利用其高强弹性性能可使结构整体受力性能基本表现为弹性特征, 这一方面可以使得结构的整体损伤程度较小(与普通结构材料相比, 结构的自身损伤和残余变形都显著减小), 另一方面也使得结构分析可近似采用弹性方法, 从而简化结构设计计算。

基于高性能材料的现代工程结构的设计理论是: 由于结构的主要子体系或主要构件采用高强高性能材料, 当在意外事件作用下, 次要构件或赘余构件屈服进入塑性阶段后, 整体结构的受力性能更象前面所述的高阻尼弹性结构, 因此借助于弹性理论进行简化分析即可。而正常使用荷载作用下, 结构次要构件或赘余构件不屈服, 依然是按照弹性理论进行结构分析。需注意的是, 结构在正常使用情况和在意外事件作用下结构的受力特性是不同的, 在正常使用阶段结构的刚度更大一些。

此外, 由于结构的整体性能受到高强高性能材料为主体结构的弹性性能的控制, 也更易于实现结构性能目标的控制, 符合目前基于性能结构设计发展的需要。

6 结语

随着近年来材料技术的发展, 高强高性能工程结构材料已可以以合理的价格提供给工程结构应用, 各种高强高性能材料的研究和应用也已经有了长足的发展。随之而来的是问题, 如何正确并合理应用各种不同性能的高性能材料, 同时应注意到其受力性能与传统低强工程材料工程结构的差别, 以及由此对基于传统低强工程材料发展成熟并已为广大结构工程师们和研究者们所熟悉的结构设计理论和方法的不适用于高强高性能工程结构体系的挑战。本文结合各种高性能工程材料的特性和工程结构功能的需求, 论述了发展合理工程结构的途径, 以及工程结构设计理论的发展, 取得以下主要成果:

(1) 应根据结构体系的层次性, 将高强高性能材料用于结构主体子结构, 而将低强高性能材料用于结构次要子结构, 而且这种设计概念可以引申到结构构件层次。由此, 可以使得结构具备同时具有抵御意外事件作用所需要的能量耗散能力和整体结构的低损伤性要求, 并通过在框架柱中采用高强钢筋的高强配筋混凝土框架结构的详细算例阐明了这一特性。

(2) 针对高强高性能工程结构的受力特性不同于传统工程结构的问题, 本文发展了结构安全储备理论, 提出了基本承载力安全储备和等效承载力安全储备的两层结构安全储备体系, 以分别解决正常使用情况下的结构安全储备问题和意外事件情况下的结构安全储备问题, 指出了正常安全储备系数确定的科学性和意外事件下安全储备系数确定的经验性。所建议的安全储备理论体系, 不仅合理的考虑了结构塑性变形能力对抵御意外事件的作用, 也具有与传统承载力安全储备相一致的概念。

(3) 基于以上两个成果, 高强高性能工程结构可简化为高阻尼弹性结构, 从而使得结构的分析理论和设计理论也得到简化。这种简化是基于高强高性能材料的发展和合理应用的结果。虽然从某种程度上可以说, 这一发展结果将结束人们长期以来无高强材料可用、而只能

使用低强材料所不得不引入弹塑性结构分析理论和方法的历史。不过, 弹塑性结构分析理论和方法所揭示的结构塑性在抵御意外事件动力作用方面的贡献, 也被融合到这种所发展了的适用于高强高性能材料结构的弹性分析和设计理论中。可以说, 弹性结构分析理论在高高高性能结构中的应用, 印证了科学理论的螺旋型发展的模式。

参考文献

- [1] 陈肇元, 高强混凝土及其应用, 清华大学出版社, 1992, 北京
- [2] 蒲心诚. 超高强高性能混凝土[M]. 重庆: 重庆大学出版社, 2004
- [3] 杜婷, 郭太平, 林怀立, 刘中心, 周志强. 混凝土材料的研究现状和发展应用[J]. 混凝土, 2006(5): 7-9
- [4] 黄承逵, 纤维混凝土结构[M]. 北京: 机械工业出版社, 2004.
- [5] 林小松, 杨果林. 钢纤维高强与超高强混凝土[M]. 北京: 科学出版社, 2002.
- [6] 孙伟, 严云. 钢纤维硅灰高强混凝土的力学行为及界面特性[J]. 中国科学 A 辑, 1992, (2).
- [7] 刘小平, 活性粉末混凝土的特性及其发展前景[J]. 混凝土与水泥制品, 2006, (3): 17-18
- [8] 覃维祖, 曹峰. 一种超高性能混凝土——活性粉末混凝土[J]. 工业建筑, 1999, V29(4): 16-18
- [9] Fischer, G. and V. C. Li, Influence of Matrix Ductility on Tension-Stiffening Behavior of Steel Reinforced Engineered Cementitious Composites (ECC), ACI Structural Journal, Vol. 99, No. 1, Jan.-Feb., 2002, pp104-111
- [10] Victor C. Li “ Engineering Cementitious Composites for Structural Application” Journal of Materials in Civil Engineering-May 1998.
- [11] Gustavo Parra-Montesions and James K. Wight, Seismic Response of Exterior RC Column to Steel Beam Connections, Journal of Structural Engineering-October 2002.
- [12] Gregor Fischer, Hiroshi Fukuyama and Victor Li 2003, Effect of Matrix Ductility on the Performance of the Reinforced ECC Column Members under Reversed Cyclic Loading Conditions” ACI Structural Journal, Vol. 99, No. 6, 2002, pp. 781-790
- [13] 孙邦明, 杨才富, 张永权, 高层建筑用钢的发展, 宽厚板, 2001, Vol.7, No.3, 1-6
- [14] 王锡钦. 高功能结构用钢板的发展[J]. 建筑钢结构进展, 2002, (1): 16-22
- [15] 侯宝隆. 建筑钢材的发展趋势[J]. 钢结构, 2001, (1): 61
- [16] 柴昶. 我国建筑钢结构用钢材的现状与展望[J]. 钢结构, 2001, (1): 1-6
- [17] 贾大朋等, 低屈服比高强度建筑用耐火钢控轧控冷试验, 轧钢, 2003, Vol.20, No.3, 1-4
- [18] 徐有邻. 我国混凝土结构用钢筋的现状与发展, 土木工程学报, 1999, Vol.32No.5, 3-9
- [19] 徐有邻. 混凝土结构用钢筋的合理选择[J]. 建筑结构, 2000, 30(7): P52 ~ 54
- [20] 叶列平, 陆新征, 冯鹏等, 简论结构抗震的鲁棒性, 第十届高层建筑抗震技术交流会论文集, 2005年12月, 广州
- [21] 束伟农, 柯长华等, 北京电视中心主楼巨型结构设计, 建筑结构, 2006, Vol.36, No.6, 1-5
- [22] 蔡健, 周靖, 方小舟, 基于结构性能系数的抗震设计方法, 城市于工程安全减灾研究与进展 (周锡元主编), 中国科学技术出版社, 2006, 北京 335-339
- [23] M.J.N. 普瑞斯特雷, F. 塞勃勒, G. M. 卡尔维, 桥梁抗震设计与加固, 人民交通出版社, 袁万城等译, 北京, 1997
- [24] 彭凌云, 周锡元, 闫维明. 建筑结构的分布式阻尼减震方法, 东南大学学报, 2005, Vol.35, 增刊 (I), 45-48
- [25] Paulay, T., and Priestley, M. J. N. 1992. Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. John Wiley and Sons, Inc., pp. 98-106

- [26] Gregor Fischer and Victor C. Li “Intrinsic Response Control of Moment Resisting Frames Utilizing Advanced Composite Materials and Structural Elements” *ACI Structural Journal*, V. 100, No.2, March-April 2003
- [27] Ikeda, S., Seismic behaviour of reinforced concrete columns and improvement by vertical prestressing, Challenges for Concrete in the Next Millennium, *Proceedings, XIIIth FIP Congress*, Vol. 1, Rotterdam, pp 879-884, 1998
- [28] W.A. Zatar and H. Mutsuyoshi, Dynamic response behavior of partially prestressed concrete piers under severe earthquake, *Annual Meeting of JSCE*, 1998
- [29] W.A. Zatar and H. Mutsuyoshi, inelastic response behavior of partially prestressed concrete piers, *Proceedings of the Seventh East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering & Construction*, August 27-29, Vol. 2, pp 1217-1222, 1999
- [30] W.A. Zatar and H. Mutsuyoshi, Control of residual displacements of RC piers by prestressing, *Seminar on Post-Peak Behavior of RC Structures Subjected to Seismic Loads*, October 25-29, Vol. 2, pp 305-319, 1999
- [31] W.A. Zatar and H. Mutsuyoshi, Reduced residual displacements of partially prestressed concrete bridge piers, *WCEE 12*, paper No.1111, 2000
- [32] W.A. Zatar, H. Mutsuyoshi, Residual Displacements of Concrete Bridge Piers Subjected to Near Field Earthquakes, *ACI Structural Journal*, November/December, 2002, pp 740-749
- [33] Kwan W.P. and Billington S.L., unbonded post-tensioned bridge piers. I: monotonic and cyclic analyses, *J. of Bridge Engineering*, ASCE, March/April, pp 92-101, 2003
- [34] Kwan W.P. and Billington S.L., unbonded post-tensioned bridge piers. II: seismic analyses, *J. of Bridge Engineering*, ASCE, March/April, pp 102-111, 2003
- [35] 陆新征, 缪志伟, 江见鲸, 叶列平. 静力和动力荷载作用下混凝土高层结构的倒塌模拟, *山西地震*, 126(2), 2006: 7-11
- [36] 冯鹏, 叶列平, 黄羽立, 受弯构件的承载力、延性及变形性指标的研究. *《工程力学》*, 2005, Vol.22, No.6, 28-36
- [37] 中华人民共和国国家标准,《建筑结构可靠度设计统一标准 GB50068 - 2001》,中国建筑工业出版社, 2001, 北京
- [38] 叶列平, 林旭川, 冯鹏, 高强钢筋混凝土梁受弯承载力的安全储备及其经济性分析, *《建筑结构》增刊*, Vol.36(S1), 2006, 5-72~5-75
- [39] 陈肇元, 杜拱辰, 结构设计规范的可靠度设计方法质疑, *《建筑结构》*, 2002, 32(4): 64-69

第一作者简介：

叶列平, 1960-, 浙江温州人。1988年6月于东南大学获工学博士学位。1997年3月 - 1998年3月日本东京大学客座研究员。现任清华大学土木工程系教授，博士生导师。

主要从事混凝土结构基本理论、钢筋混凝土结构、高强混凝土结构、预应力混凝土结构、高层建筑结构抗震与减震分析理论和设计方法、纤维增强复合材料及其工程应用、混凝土结构加固技术和计算理论等领域的研究工作。

担任国际土木工程FRP复合材料学会理事；中国工程建设标准化协会混凝土结构标准技术委员会委员；中国土木工程学会混凝土与预应力混凝土分会理事；中国建筑学会抗震防灾分会常务理事；中国振动工程学会结构控制专业委员会常务委员等。

负责国家自然科学基金、国家自然科学基金重点项目、国家杰出青年海外青年学者合作基金（国内合作者）、国家高技术研究发展计划（863计划）项目子项各1项和30余项科研项

目。发表论文120余篇，SCI收录9篇，ISTP收录11篇，EI收录29篇，独立编著和参加编著5本专著和教材。获1995年北京市优秀青年教师、2000年宝钢教育优秀教师奖、教育部自然科学一等奖（排名1）等奖励。