

断层剪力墙高层建筑抗震设计理论与关键技术

王全凤^① 黄庆丰^① 王凌云^②

(^① 华侨大学土木工程学院, 福建 泉州 362021; ^② 东南大学土木工程学院, 江苏 南京 210096)

摘要 断层剪力墙高层框架-剪力墙结构是一种新型的高层结构, 对它的动力特性和抗震性能还不是很清楚, 有必要寻求新的分析方法和计算理论. 文中介绍断层剪力墙高层框架-剪力墙结构弹塑性动力反应、结构弹塑性抗震性能与设计理论, 以及其设计的关键技术, 提出结构弹塑性动力性能和抗震性能分析与评价的新思路. 该理论可用于断层剪力墙高层结构抗震设计及研究, 也可进一步发展应用于分析解决结构减振耗能、振动控制和基础隔震等问题.

关键词 断层剪力墙, 框架-剪力墙结构, 抗震设计, 性能评价, 高层建筑

中图分类号 TU 973⁺.31; TU 973⁺.16

文献标识码 A

1 问题的提出

高层建筑形式上的复杂化、单元种类的多样化, 需要新的高层结构体系来不断适应现代高层建筑功能的要求, 断层剪力墙高层框架-剪力墙结构就是为满足这种要求而出现的一种新型结构体系. 在实际工程中, 经常遇到由于建筑功能的要求或其他原因, 要减少结构上部剪力墙的尺寸, 甚至完全取消, 即断层剪力墙结构. 这种断层剪力墙高层框架-剪力墙结构是一种新型的高层结构, 其特点是采用“非全高”的剪力墙来满足现代高层建筑使用功能的要求. 这就提出新的问题, 即这种剪力墙中断是否会降低结构的抗侧移刚度, 对剪力墙和框架的相互作用是否产生严重影响, 以及是否会形成新的薄弱层, 等等. 在防震减灾和工程实践中, 提高各类结构物的抗震性能仍然是目前普遍采用的有效途径. 结构抗震的理论方法发展到现今阶段, 一般结构体系的抗震设计已有相应的计算理论和方法. 但是, 对工程实际中出现的新型复杂结构体系, 计算其地震反应及设计中应注意的问题成为迫切需要研究解决的难题, 抗震分析方法和计算理论还有待于进一步的研究. 如果剪力墙被证明可以不通到顶, 转换层在一定技术指标内就不必加强, 剪力墙混凝土用量也将减少, 可以节省工程造价. 同时, 对于建筑结构顶部的空间布置也更趋灵活. 更为重要的是, 由于不加强转换层, 也就避免了结构出现新的薄弱层.

2 国内外研究现状

高层框架-剪力墙结构的上部剪力墙的中断, 即结构刚度分布不均匀. 国内外学者对其是否严重影响高层框架-剪力墙结构的抗震性能, 以及是否产生鞭梢效应的观点并不一致. 国内学者普遍认为, 框架-剪力墙结构剪力墙的顶部中断, 将造成刚度的突变, 形成薄弱层. 在刚度突变的地方会引起地震应力集中并导致变形过大, 因而剪力墙的布置, 原则上不应中断. 假如基于建筑功能的要求必须断层, 则转换层应进行加强. 对于转换层加强是否出现负作用的问题, 我们认为, 转换层加强会带来结构整体刚度重分布及内力传递路径的突变. 对于结构是否会出现新的薄弱层, 以及出现薄弱层的地方等方面的研究几乎还是空白. 虽然也有学者通过振动台试验研究认为, 有些剪力墙可以不通到顶, 剪力墙在上部中断对结构的侧向刚度不会造成太大的影响, 对于顶部位移的影响可以忽略. 此外, 他们还认为转换层的

收稿日期 2005-10-25

作者简介 王全凤(1945-), 男, 教授, 博士, 主要从事高层建筑抗震设计的研究. E-mail: qfwang@hqu.edu.cn

基金项目 国家自然科学基金资助项目(50578066); 福建省自然科学基金资助项目(E0410023)

截面设计只跟分配到的绝对地震作用有关,不必进行特殊加强^[1]。但是,有哪些剪力墙可以不通到顶,以及柔弱顶层的破坏机理都没有提及。国内外还有人对框架-剪力墙结构考虑剪力墙上部中断的情况进行研究^[2~4],但未从转换层和相邻层的刚度比与地震作用的关系上提出。剪力墙中断后,转换层是否加强的具体技术指标迄今除个别文献涉及这一问题外,还未开展深入的研究。

当高层建筑下部楼层与上部楼层刚度差异较大时,就必须在结构改变的楼层设置转换层,转换层结构不能用通常的结构分析方法来进行分析和设计。大震作用下,建筑结构往往处于弹塑性工作状态,结构物的局部构件在滞回运动中损伤退化,部分振动能量以声、热等形式向系统外释放。结构刚度、强度退化及对外释放能量使结构系统的振动能量迅速重分布,形成时变参数动力系统。现有常用的结构动力响应时程分析技术解决这类问题很困难,或者分析结果与实际偏差较大,因而工程抗震普遍采用概念设计或结构模型振动台试验分析结构弹塑性抗震性能。一般认为,结构弹塑性时程分析比其他方法能更好地计算结构的弹塑性响应。

在结构弹塑性动力分析时,多数文献采用将动力方程中的非线性项(如非线性阻尼)作为外部荷载处理。这种方法比较简单,但没有考虑时变非线性动力系统的参数激励效应,分析结果不能完全反映系统的实际动力响应,甚至造成计算不稳定。动力非线性方程求解,一般采用迭代法处理系统非线性刚度和系统变形的相互影响。对于计算单元数众多的弹塑性结构动力系统,要在结构弹塑性时程分析过程中嵌入迭代过程。考虑结构时变割线刚度与运动状态相互影响,进行弹塑性分析的同时要处理其他一些技术问题,将面临极大困难。目前,复杂非线性动力系统数值分析方面的资料很少,文[5]介绍比较模糊,也没有列出参考文献,而这一问题的解决在许多工程领域都有重要意义。

20 世纪 90 年代,美国地震工作者提出了基于性能和基于位移设计思想的静力弹塑性分析方法(Push-Over 法)^[6],并受到广泛重视。基于性能分析的优点是,可以根据结构变形确定出结构的薄弱位置,从而采取相应措施提高结构的抗震性能,但不足的是分析过程不能完全模拟结构的实际振动过程。目前,中国建筑科学研究院、东南大学等单位也进行了一些振动台试验研究,但由于断层剪力墙高层框架-剪力墙结构的薄弱部位需加强的范围,以及对刚度突变的限制条件等尚未确定,对转换层结构的动力特性和抗震性能还不是很清楚。转换层上、下刚度突变的影响、内力传递路径突变的程度,以及水平地震作用下带转换层高层建筑结构的地震作用计算和地震反应分析有待进一步研究^[7]。迄今为止,人们对底部大空间剪力墙结构^[8]、底部框支剪力墙结构^[9]和底部框-剪砌体结构^[10]的抗震性能与分析方法的研究相对较深入,而对上部大开间框架-剪力墙结构的研究还有待加强。

3 设计理论

3.1 结构弹塑性动力响应分析的方法

3.1.1 简化方法 20 世纪后半期,出现了许多结构弹塑性位移简化算法,如等代能量法、加藤能量法、弹塑性位移谱^[11]和塑性内力重分布法等。其中,能量分析方法一直得到发展和应用^[12,13],对结构弹塑性抗震性能分析起了一定的作用,而塑性内力重分布法至今仍是我国建筑抗震设计规范(GB 50011—2001)推荐的方法。

3.1.2 线性动力方程时程分析方法 时程分析是结构动力学研究的基本问题,研究成果较多,大致可分为差分型和积分型两类。常用的差分型方法有平均加速度法、Houbolt 法、Newmark 法、Wilson- θ 法和中心差分法等。在 Wilson- θ 法中,当 $\theta=1.37$ 时是无条件稳定算法^[14]。积分型算法参见文[15],它提出基于 $2N$ 类算法的精细积分法,取得了很高的计算精度,目前已经开始应用于求解非线性动力问题^[16]。类似的还有积分型直接积分法^[17]、样条函数法等^[18]。

3.1.3 非线性动力方程时程积分的一般性方法 一般认为,时程分析方法能较好地反映抗震结构的非线性动力响应性能。目前在系统局部屈服后,常采用基于切线刚度动力平衡分析。对于系统阻尼中的非线性部分,则等效为荷载处理;而对于主动变刚度结构,一般采用将控制器作用等效为力作用处理。这些方法的计算较为简单,但并不完善。例如,对理想弹塑性结构动力系统,若基于切线刚度动力平衡,则可以得到状态方程为

$$\dot{Z}(t) = AZ(t) + B\ddot{u}_g(t) + D, \quad (1)$$

在式(1)中, $Z(t)$ 为结构状态向量; $\ddot{u}_g(t)$ 为地面加速度时间序列; A 为结构状态矩阵, 为常数矩阵; B, D 均为常系数矩阵. 若基于割线刚度动力平衡分析, 理想弹塑性系统的割线刚度矩阵随时间变化, 相应可导出状态方程

$$\dot{Z}(t) = A(t)Z(t) + B\ddot{u}_g(t). \quad (2)$$

在式(2)中, 结构状态矩阵 $A(t)$ 是一时变函数矩阵. 显然, 基于切线刚度动力平衡分析忽略了系统时变刚度激励, 常造成计算不稳定. 采用细分时间步长并不能减少此类误差积累, 反而增大了计算量, 在实际应用中较困难. 另一种分析途径(一般性方法)是, 将非线性系统在任意瞬时位置用广义坐标 $p_i(t)$ 描述, 并导出如下形式的系统运动方程^[19,20], 有

$$\ddot{p}_i(t) = M^{-1}BF + M^{-1}G, \quad (3)$$

在式(3)中, M, D 和 F 分别为系统的广义质量、广义外力和广义内力矩阵; B 为耦合系数矩阵, 与系统广义速度、广义延伸率和系统内力有关. 式(3)在理论求解时无任何限制, 是一般化的系统动力响应分析技术; 而实际应用时, 在建立数学模型和编写程序上将面临很大困难, 且式中的 B 是耦合矩阵, 需采用迭代计算逼近精确解, 对计算机能力要求较高. 其在核电、交通、航天和军事等领域已有应用, 但技术方法一般作为技术机密和竞争手段, 无商业性的通用程序.

3.1.4 卸载分析思想 (1) 系统的力平衡与系统状态. 结构分析时, 要求结构状态(变形和运动状态)与动力平衡方程相匹配. 若计算方法本身使计算状态偏移, 则相应的动力平衡受到扰动, 必然产生计算误差, 动力计算最终也可能出现不稳定. 同理, 若确定出计算状态偏移量, 则可进一步确定计算扰动量, 修正动力平衡方程可提高求解精度和稳定性. (2) 系统状态与能量分布. 结构系统稳定平衡时, 其变形或运动状态总是与一定的能量分布状况相对应. 结构状态偏移量可用能量分部差异量描述. 一方面, 可通过补充能量方程描述结构状态偏移量^[21], 确定相应的计算扰动量和修正原来的结构动力方程, 从而减少计算误差和提高计算稳定性. 另一方面, 可以通过补充能量方程描述结构受扰动作用效应, 并通过修正原来的结构动力方程, 从而确定出结构计算状态的偏移量. 文[22]采用卸载分析思想协调运动约束条件(计算假设加速度线性变化)和平衡方程, 这在很大程度上提高了 Wilson- θ 时程分析法的计算精度和计算稳定性.

3.1.5 模态分析法^[23] 模态分析由传统线性位移实模态、复模态理论发展到广义模态, 并逐步被引入到非线性结构振动分析领域. 其优点是有清晰的物理意义和过程, 存在问题与分析结果的取值精度有关, 容易忽略高阶模态影响. 模态分析方法拓展到求解非线性系统动力分析, 仍面临许多问题, 目前尚处于发展阶段.

3.1.6 基于性能的分析方法 20 世纪 90 年代, 在美国地震工作者提出了基于性能和基于位移的设计思想后, 静力弹塑性分析方法(Push-Over 法, 1975 年由 Freeman 等提出)受到了广泛重视^[24,25]. 该法采用静加荷载模拟地震加速度激励下结构受到水平惯性力作用, 根据结构变形确定出薄弱位置, 从而在设计阶段采取相应措施, 提高结构抗震性能.

3.1.7 计算机动力仿真分析 实际结构在地震作用下破坏的原型试验几乎是不可能. 1984 年, 武藤清采用考虑节点域纯剪切框架分析方法, 对一幢高层建筑作了动力仿真分析, 取得突破性成果. 2000 年, 李康宁等^[26]采用 Multi-Spring 模型, 模拟强振作用下严重破坏但不倒塌的结构性能. 叶献国^[27]建立构件破坏单元, 实现了钢筋混凝土框架结构破坏全过程模拟. 结构计算机动力仿真试验有重要和现实的工程意义, 是结构抗震研究的一个重要方向, Push-Over 法实际上是一种简单的计算机仿真方法.

3.2 结构弹塑性动力响应分析的理论模型

3.2.1 恢复力模型 一般地, 恢复力模型以拟采用的单元力学模型为目标, 根据大量构件或结构试验总结归纳提出的. 恢复力模型也是一个广义概念, 既可用于层间模型描述层位移-剪力关系, 也可用于杆系模型描述杆端转角-杆端弯矩关系, 或用于分量模型描述分量的本构关系. 常用的恢复力模型有理想弹塑性模型、Clough 双线型、Takeda, Aoyama, Muto 和 Roufaiel 等三线型、Nakata 曲线形, 以及 Park 等提出的结构损伤模型等^[28~30]. 上述模型进一步拓展到多轴加载条件, Pecknold, Aoyama 和杜宏彪等分别开展过这方面工作, 分析多方向地震作用加载. 此外, 结构空间分析也采用和发展了纤维模型、多弹

簧模型等,并已成功应用到结构三维动力计算中^[31].

3.2.2 钢筋混凝土结构破坏准则 工程抗震的另一个重要问题是,如何评价结构遭遇地震时的损伤程度,如何定义结构破坏,以及如何评价已损伤结构抵御余震作用的能力.目前的普遍看法是,结构或构件抵抗最大地震响应能力和结构累积损伤破坏界限将互相影响,随着累积损伤增加,最大响应破坏控制界限不断地降低.同样,随着最大响应增加,累积损伤破坏控制界限也不断下降.上述两种结构或构件的破坏类型,以及评价它们之间相互影响关系的方法,即构成了抗震结构双重破坏准则的内容.在时程分析中,采用以累积耗能为指标的结构损伤模型^[32,33]来评价,或者基于可靠度方法导出破坏指数评价^[34].累积耗能包括结构滞回运动过程中的累积塑性变形能和累积释放弹性能两部分,实际应用时,一般用累积塑性变形能表示累积耗能.对钢筋-混凝土结构,容许累积耗能的极限受结构组成和构件构造影响很大,指标的可靠性分析显得十分重要和复杂.1981年,Banon等^[32]首先提出结构双重破坏准则,并将结构损伤程度表示为最大变形和累积耗能的函数.根据这一准则,1985年Park等^[33]建立了最大变形和累积损伤线性组合的结构损伤模型.其他常用的有最大反应破坏准则、延性破坏准则和能量破坏准则等.国内学者对此也进行了大量研究,王光远等^[34]提出了模糊破坏准则,欧进萍等^[35]根据结构损伤模型,分析了余震作用下的结构抗震性能等.

4 关键技术

4.1 结构分析

目前,在进行弹塑性结构动力响应时程分析时,一般不考虑结构损伤退化对外释放弹性能影响效应,而如何计算这部分影响效应一直是个问题.非线性动力方程时程积分一般性方法的计算量很大,计算技术处理复杂,缺乏直接技术积累支持,用于短期内分析大型结构不太现实.若采用基于结构的切线刚度动力平衡,用Wilson- θ 等积分法进行时程分析,计算中不能控制误差且容易导致结果发散而中止计算.究其原因,并非Wilson- θ 法有问题或时间步长没有足够小,而是基于切线刚度动力平衡分析仍含有以静拟动的成分,难于直接分析系统内的参数激励效应,计算运动状态与动力平衡方程存在不协调.Wilson- θ 等方法也可采用在每一时间步长内平衡迭代收敛解决上述问题,但这又回到一般性方法.动力仿真分析的优点比较容易实行,面临的问题是如何使仿真尽可能符合动力系统的实际运动过程,如基于性能分析,容易得到同一标准下的分析比较结果.Push-Over法的问题是,以静拟动的过程必然丢失一部分频率分量影响.弹塑性动力系统的运动频率是变化的,各阶频率振动能量相互交换,因而Push-Over法很难反映出整体结构的弹塑性动力性能.损伤结构弹塑性动力系统的对外释放弹性能影响仍是个未知量,其时间过程中的累积效应有可能很大,对损伤结构弹塑性抗震性能会产生重要影响.

4.2 抗震性能评价

目前,普遍采用累积耗能指标评价抗震性能.它由结构双重破坏准则评价结构破坏,操作时大多直接用累积塑性变形能表示累积耗能.由于建筑结构常采用钢-混凝土材料构件,不同的结构组成、不同构件和不同构件构造对累积塑性变形能极限有很大影响,评价指标的离散性很大,取值只能凭主观作出判断.理论上的模糊破坏准则在一定程度解决了这一问题,但其参数如何取值,以及如何将模糊评价与结构的动力性能分析相结合,仍然需要在工程研究和实践中不断加以探索和总结.

4.3 结构刚度和强度的分布

4.3.1 刚度的合理分布 结构刚度合理分布首先可以避免地震作用下结构弹性变形集中,从而过早进入弹塑性振动阶段.其次,当结构进入弹塑性振动后,能够综合考虑结构强度和延性因素影响,减小结构的屈服卸载效应和结构破坏.早期,日本学者通过对框架-剪力墙结构的地震灾害宏观调查统计,得到“壁率”(或“壁量”)与震害的关系.之后,他们又提出了用“刚度率”来衡量建筑物沿高度方向刚度分布的合理性.我国学者^[36]采用倒三角形荷载模拟地震作用,得到框架-剪力墙结构墙量控制的一系列计算公式和图表.20世纪80年代后期,计算机大量应用于结构分析,逐渐开始考虑通过地震作用的随机性,结构的楼层屈服强度系数分布以及结构延性等综合因素来研究刚度的合理分布问题.在方法上,则应上升到运用结构优化的思想求解^[37,38].

4.3.2 强度的合理分布 Housner提出,对固有周期较短的建筑物,弹性体系和弹塑性体系的最大位

能基本相等. 强度和塑性率关系可表示为

$$\zeta = \frac{Q_y}{Q_e} = \frac{1}{\sqrt{2\mu-1}} \quad (4)$$

在式(4)中, ζ 为屈服强度系数, Q_y 为层屈服剪力, Q_e 为按弹性反应计算的层剪力, μ 为塑性率. 国内的研究表明, 大地震作用下, 结构弹塑性变形和按弹性反应计算的结构变形的比值与结构的屈服强度系数存在较好的对应关系. 屈服强度系数明显偏小的结构部位将出现较大的塑性变形集中, 正如人们所说的结构薄弱位置, 其结构强度分布是否也可用结构的屈服强度系数分布来衡量是一个研究方向.

5 结束语

由于断层剪力墙高层框架-剪力墙结构的薄弱部位, 需加强的范围, 以及对刚度突变的限制条件等尚未确定, 对断层剪力墙高层框架-剪力墙结构的动力特性和抗震性能目前还不是很清楚, 有必要寻求新的分析方法和计算理论. 本文研究断层剪力墙高层框架-剪力墙结构弹塑性动力反应和结构弹塑性抗震性能、计算与设计理论, 以结构变形为性能指标提出结构各部位, 特别是关键和薄弱部位的变形限值和抗震设计关键技术. 提出结构弹塑性动力性能和抗震性能分析及评价的新思路, 可用于断层剪力墙高层结构抗震设计及研究需要. 此外, 该项技术也可进一步应用于分析解决结构减振耗能、振动控制和基础隔震等问题.

参 考 文 献

- 1 Safak E, Frankel A. Structural response to 3D simulated earthquake motions[J]. J of Structural Engineering, 1994, 120(10): 2 820~2 839
- 2 史密斯 B B, 库乐 A. 高层建筑结构分析与设计[M]. 陈 瑜, 译. 北京: 地震出版社, 1993. 301~327
- 3 Wang Quanfeng, Wang Lingyun, Liu Qiangsheng. Seismic response of stepped frame-shear wall structures by using numerical method[J]. Int J Computer Methods in Applied Mechanics & Engineering, 1999, 173(1-2): 31~39
- 4 Wang Quanfeng, Wang Lingyun, Liu Qiangsheng. Effect of shear wall height on earthquake response[J]. Int J Engineering Structures, 2001, 23(4): 376~384
- 5 韦承基. 弹塑性位移比谱[J]. 建筑结构学报, 1983, (1): 40~48
- 6 Chopra A K, Coel P K. A model pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings[J]. Earthquake Engng Struct Dyn, 2002, 31: 561~582
- 7 徐培福, 黄小坤. 高层建筑混凝土结构技术规程理解与应用[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2003. 30~50
- 8 中华人民共和国建设部. JGJ 3-2002 高层建筑混凝土结构技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002. 96~108
- 9 梁兴文, 王庆霖, 易文宗, 等. 框支连续墙梁抗震性能及设计计算[J]. 建筑结构学报, 1998, (4): 9~17
- 10 郑山锁, 薛建钢. 底部框剪砌体房屋抗震分析与设计[M]. 北京: 中国建材工业出版社, 2002. 1~10
- 11 Juwhan K, Kevin R, Collins A M. Closer look at the drift demand spectrum[J]. ASCE, J Struct Eng, 2002, (6): 942~945
- 12 Leelataviwat S, Subhash C G, Bozidar S. Energy-based seismic design of structures using yield mechanism and target drift[J]. ASCE, J Struct Eng, 2002, (8): 1 046~1 054
- 13 周 云, 徐 彤, 周福霖. 抗震和减振结构的能量分析方法研究与应用[J]. 地震工程与工程振动, 1999, 19(4): 133~139
- 14 Newmark N N. Numerical procedure for computing deflections, moment and buckling loads[J]. Transaction of the American Society of Civil Engineers, 1943, (108): 1 161~1 234
- 15 钟万勰. 暂态历程的精细计算方法[J]. 计算结构力学及其应用, 1995, 12(1): 1~6
- 16 顾元宪, 陈飏松, 张洪武. 结构动力方程的增维精细积分法[J]. 力学学报, 2000, 32(4): 447~456
- 17 吕和祥, 于洪洁, 袁春航. 动力学方程的积分型直接积分法[J]. 应用数学和力学, 2001, 22(2): 151~156
- 18 秦 荣. 计算结构力学[M]. 北京: 科学出版社, 2001. 284~306
- 19 潘尔顺, 孙小明, 胡宗武. 复杂非线性系统动力分析的一种方法[J]. 机械科学与技术, 2001, 20(4): 492~493
- 20 徐 鸿. 多自由度非线性系统动力响应时程分析技术[J]. 核动力工程, 1995, 16(2): 108~114
- 21 黄庆丰, 王全凤, 胡云昌. 时程积分过程中结构运动参数的协调[J]. 固体力学学报, 2004, 25(1): 5~10

- 22 黄庆丰,王全凤,胡云昌. 主动变刚度结构的动力卸载效应[J]. 地震工程与工程振动, 2003, 23(5):157~162
- 23 陆秋海,李德保. 模态理论的进展[J]. 力学进展, 1996, 26(4):464~472
- 24 Collins K R, Choung Y K, Foutch D A. Dual-level seismic design: A reliability-based methodology[J]. Earthquake Eng Struct Dyn, 1996, 25:1 433~1 467
- 25 Anderson C, Chen W, Yin P. Seismic behavior of a high-strength concrete framed tube[J]. The Structural Design of Tall Buildings, 1997, 110(6):333~350
- 26 李康宁, Tetso K, Carlos E V. 建筑结构三维分析模型及其用于结构地震反应分析的可靠性[J]. 建筑结构, 2000, (6):14~18
- 27 叶献国. 基于非线性分析的钢筋混凝土结构地震反应与破损的数值模拟[J]. 土木工程学报, 1998, (8):3~13
- 28 焦双键, 魏巍, 冯启民. 钢筋混凝土框架地震破坏研究概述[J]. 世界地震工程, 2000, (4):42~46
- 29 陈滔, 黄宗明. 钢筋混凝土框架非弹性地震反应分析模型研究进展[J]. 世界地震工程, 2002, 18(1):91~97
- 30 Chung Y S, Meyer C, Shinozwha M. Modeling of concrete damage[J]. J Struct ACI, 1989, 86(3): 259~270
- 31 高仲学, 王修信, 王恒华, 等. 钢筋混凝土框架结构动力失效研究[J]. 东南大学学报(自然科学版), 2000, 30(5): 81~85
- 32 Banon H, Irving H M, Biggs J M. Seismic damage in reinforced concrete frames[J]. ASCE, J Struct Div, 1981, 107(9):1 688~1 695
- 33 Park Y K, Ang A H S. Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete[J]. ASCE, J Struct Eng, 1985, 111(4):722~739
- 34 王光远, 程耿东, 邵卓民, 等. 抗震结构的最优设防烈度与可靠度[M]. 北京: 科学出版社, 1999. 1~422
- 35 欧进萍, 吴波. 弹塑性随机振动系统中恢复力数学模型的若干形式[J]. 应用力学学报, 1995, 12(1):63~71
- 36 王全凤, 施士升. 框架-剪力墙高层建筑抗地震荷载剪力墙数量的优化分析[J]. 土木工程学报, 1981, 14(3): 1~12
- 37 Simth H A, Wu W H. Effective optimal structural control of soil-structure interaction systems[J]. Earthquake Eng Struct Dyn, 1997, 26:549~570
- 38 杜修力. 结构弹塑性地震反应现状评述[J]. 工程力学, 1994, 11(2):99~104

Theory and Key Technique for the Seismic Design of High-Rise Building with Fault Shear Wall

Wang Quanfeng^① Huang Qingfeng^① Wang Lingyun^②

(① College of Civil Engineering, Huaqiao University, 362021, Quanzhou, China;

② College of Civil Engineering, Southeast University, 210096, Nanjing, China)

Abstract The frame-shear wall high-rise structure with fault shear wall is a new type high-rise structure. Its dynamic characteristics and seismic performance have not been investigated deeply till now, so it is imperative to seek a new method of analysis and new theory of calculation. In addition to introduce its elastoplastic dynamic response, elastoplastic seismic performance of the structure, theory and key technique of design, the authors present a new idea about elastoplastic dynamic performance of the structure as well as the analysis and evaluation of its seismic performance. This new idea or thinking can be used in the seismic design and research of high-rise structure with fault shear wall. Furthermore, it can also be applied to analyze and settle the problems of the vibration reduction and energy dissipation of the structure, vibration control and base isolation.

Keywords fault shear wall, frame-shear wall structure, seismic design, performance evaluation, high-rise building