

静力弹塑性分析方法的修正及其在抗震设计中的应用

魏 珏 王 森 王志远 周清晓
(上海魏珏工程结构设计事务所深圳部 深圳 518034)

[提要] 介绍了静力弹塑性分析的基本原理和主要计算步骤,在此基础上提出了高层建筑结构中能力谱的修正方法,并进一步讨论了侧向荷载分布形式对结构能力谱的影响,在大震作用下角边柱出现拉力,附加阻尼对结构需求谱的折减等问题。对某超B级高层建筑结构进行静力弹塑性分析,对其抗震性能做出了评估。

[关键词] 静力弹塑性分析 高层建筑 侧向荷载形式 附加阻尼

Modification on Nonlinear Static Analysis Method and Application in Seismic Design of Tall Building Wei Lian, Wang Sen, Wang Zhiyuan, Zhou Qingxiao (Shanghai Weilian Structure Design Office, Shenzhen Representative Department, Shenzhen 518034, China)

Abstract: The principle and main calculation steps of static nonlinear analysis are introduced. In order to use the method in tall buildings, the improved method for capacity spectrum is put forward. Some problems such as the influence of lateral load mode on capacity spectrum, the pull force of column under rare earthquake action, the decrease of demand spectrum on account of additional damping, are discussed. The static nonlinear analysis is applied to a super high rise building and its seismic performance is evaluated.

Keywords: static nonlinear analysis; tall buildings; lateral load mode; additional damping; pushover

0 前言

《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ3—2002)中明确指出,“B级高度的高层建筑结构和本规程第10章规定的复杂高层建筑结构,宜采用弹塑性静力或动力分析方法验算薄弱层弹塑性变形”(第5.1.13条)。采用静力弹塑性(Pushover)的分析方法,不仅可以校对多遇地震作用下结构的受力与变形状况,还可以对结构在偶遇和罕遇地震下进入弹塑性阶段的抗震性能进行分析研究,找出结构中首先屈服的薄弱部位,并通过相应的设计方法和构造措施予以加强,从而有利于实现“小震不坏、中震可修、大震不倒”的抗震设防目标。

1 静力弹塑性分析基本原理及主要计算步骤

1.1 基本原理

静力弹塑性分析方法的基本原理是以结构的地震作用需求谱和能力谱的交点为性能控制点,从而求出在相应地震作用下结构的受力与变形状况,见图1、2。当某构件屈服时,计算中采用其屈服后的构件弹塑性刚度代替弹性状态时的弹性刚度。

1. 地震作用需求谱(Demand Spectrum)

结构的地震作用需求谱实际上就是单质点结构的地面运动加速度反应谱。我国规范采用地震影响系数 α 为纵坐标,结构周期 T 为横坐标的地震加速度反应谱,称为地震影响系数曲线。根据单质点系统自由振动理论,单质点结构的位移 S_d 与周期 T 有如下关系

$$S_d = \frac{\alpha W}{K} = \frac{\alpha m g}{K} = \frac{T^2}{4\pi^2} \alpha g \quad (1)$$

式中 K 为结构刚度, W 为质点重量, m 为质点质量, g 为重力加速度。令

$$S_a = \alpha g \quad (2)$$

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a = \alpha \frac{T^2 g}{4\pi^2} \quad (3)$$

将地震影响系数曲线的横坐标 T 改为 S_d ,则以单质点结构 S_a 为纵坐标,位移 S_d 为横坐标的新的地震影响系数曲线,即为静力弹塑性分析法中的地震作用需求谱,如图1所示。

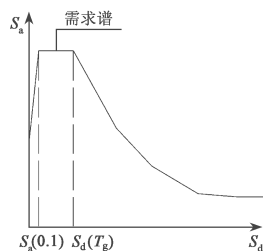


图1 地震作用需求谱

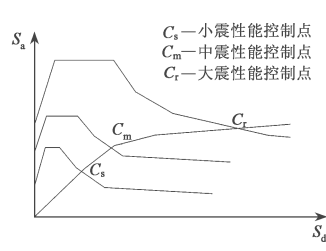


图2 性能控制点示意图

2. 结构能力谱(Capacity Spectrum)

在静力弹塑性分析中,为了将结构的受力与变形性能与地震作用的需求谱相联系,从而分别确定小震、中震、大震作用下的性能控制点,应首先求出结构的能力谱曲线。其中,较能反映结构总体受力与变形特征

的是结构的基底剪力 V_b 与顶点位移 u_n , 在现行静力弹塑性分析法中, 假设结构位移近似由第一振型位移表示, 可得:

$$u_n = \gamma_1 X_{1n} S_d \quad (4)$$

由此得

$$S_d = u_n / \gamma_1 X_{1n} \quad (5)$$

基底剪力以第一振型基底剪力表示

$$V_b = \alpha M_1^* g = M_1^* S_a \quad (6)$$

由此得

$$S_a = V_b / M_1^* \quad (7)$$

式中 u_n 为结构顶点位移, γ_1 为第一振型的参与系数:

$$\gamma_1 = \frac{\sum_{j=1}^n m_j X_{1j}}{\sum_{j=1}^n m_j X_{1j}^2}$$

其中 X_{1j} 为第一振型在层 j 的相对位移, n 为结构的总层数, M_1^* 为第一振型的参与质量:

$$M_1^* = \left(\sum_{j=1}^n m_j X_{1j} \right)^2 / \sum_{j=1}^n m_j X_{1j}^2$$

将静力弹塑性分析得到的不同侧向力作用下的 V_b 和 u_n 值代入式 (5), (7), 求得以 S_a 为纵坐标, S_d 为横坐标的曲线, 近似认为系结构的抗侧力能力谱。

小震、中震、大震作用的需求谱与结构能力谱的交点(见图 2), 即分别为结构小震、中震、大震作用下的性能控制点 C_s , C_m , C_r , 它们所对应的结构受力与变形状况即近似认为是结构在相应地震作用下的受力与变形性能。

3. 塑性铰的确定及构件弹塑性刚度

在静力弹塑性分析中, 当结构构件受力超过其屈服强度时, 即认为产生塑性铰。塑性铰主要可分为以下类型: 轴力铰、剪切铰、弯曲铰和轴力双向弯曲铰(PMM 铰), 如图 3 所示。在静力弹塑性分析中, 应根据构件受力的不同在相应部位施加对应的塑性铰(图 4)。

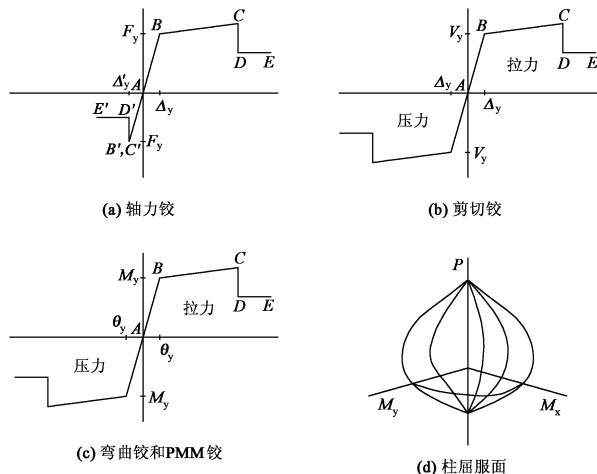


图 3 塑性铰的定义

当结构构件进入弹塑性状态后, 该构件的刚度不再采用弹性刚度, 而应采用图 3 所示的本构曲线中的弹塑性刚度。在对结构完成静力弹塑性分析后, 可根据构件的变形对其性能进行评价, 如图 5 所示(参见 ATC-40)。

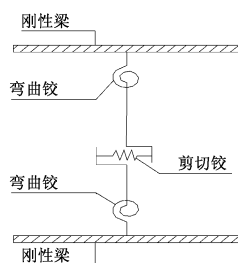


图 4 剪力墙单元的模拟

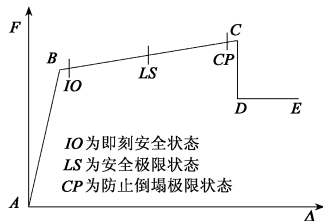


图 5 构件的性能评价

1.2 结构弹塑性分析的主要步骤

进行结构静力弹塑性分析的步骤: 1) 建立结构的弹性分析模型; 2) 对结构各构件的不同部位设置相应的塑性铰; 3) 完成结构在竖向荷载(标准值)作用下的内力分析; 4) 对结构施加某种分布形式的侧向荷载, 逐渐增大侧向荷载, 使结构某些构件从弹性状态逐步进入屈服状态, 直至结构丧失承载力或达到目标位移, 由此可得结构的基底剪力-顶点位移曲线; 5) 由结构的基底剪力-顶点位移曲线, 根据式 (4) ~ (7) 可得结构的能力谱曲线, 将结构的能力谱曲线与规范对应的需求谱曲线(根据式 (1) ~ (3) 转换)表示在一起(图 2), 从而可得结构的性能控制点。

2 关于能力谱的讨论

在静力弹塑性分析法中, 确定结构的能力谱曲线引用的主要假定之一是结构的顶点变形为第一振型时顶点的位移, 忽略二阶以上振型的影响。而在超高层结构和许多其他结构中, 仅考虑第一振型的影响是不够的, 故要对其调整, 调整方法有以下两种。

2.1 直接能力谱修正法

根据结构动力学原理, 结构的顶点位移

$$\begin{aligned} u_n &= \sqrt{\Delta_{1n}^2 + \Delta_{2n}^2 + \Delta_{3n}^2 + \dots} \\ &= \gamma_1 X_{1n} S_{d1} \sqrt{1 + \left(\frac{\Delta_{2n}}{\Delta_{1n}} \right)^2 + \left(\frac{\Delta_{3n}}{\Delta_{1n}} \right)^2 + \dots} \\ &\approx \zeta_{d1} \gamma_1 X_{1n} S_{d1} \end{aligned}$$

式中: Δ_{in} 为振型 i 结构顶点位移; S_{d1} 为对应于结构第一周期 T_1 之单质点结构位移, $S_{d1} = (T_1^2 / 4\pi^2) \alpha_1 g$; ζ_{d1} 为考虑较多振型影响时结构顶点以第一振型位移为准时的修正系数:

$$\zeta_{d1} = \sqrt{1 + \left(\frac{\Delta_{2n}}{\Delta_{1n}} \right)^2 + \left(\frac{\Delta_{3n}}{\Delta_{1n}} \right)^2 + \dots}$$

其值随不同的结构型式而异, 一般在 1.0 ~ 1.2 范围内

变化。由此可得:

$$S_{d1} = \frac{u_n}{\zeta_{d1} \gamma_1 X_{1n}} \quad (8)$$

仿此也可得基底剪力:

$$\begin{aligned} V_b &= \alpha_1 M_1^* g \sqrt{1 + \left(\frac{V_{2b}}{V_{1b}}\right)^2 + \left(\frac{V_{3b}}{V_{1b}}\right)^2 + \dots} \\ &= \zeta_{v1} \alpha_1 M_1^* g \approx \zeta_{v1} M_1^* S_{a1} \end{aligned}$$

式中: V_{ib} 为振型 i 结构的基底剪力; S_{a1} 为对应于结构第一振型周期 T_1 之单质点结构地震影响系数, $S_{a1} = \alpha_1 g$; ζ_{v1} 为考虑较多振型影响时结构基底剪力以第一振型为准时的修正系数:

$$\zeta_{v1} = \sqrt{1 + \left(\frac{V_{2b}}{V_{1b}}\right)^2 + \left(\frac{V_{3b}}{V_{1b}}\right)^2 + \dots}$$

其值随结构型式不同而异,一般在 1.05 ~ 1.25 之间变化。由此可得

$$S_{a1} = \frac{V_b}{\zeta_{v1} M_1^*} \quad (9)$$

2.2 小震性能控制点调整法

静力弹塑性分析方法的主要目的是通过将模拟地震作用的水平静载施加于结构,逐步增大使结构经历弹性阶段、某些杆件逐步屈服进入弹塑性阶段,直至罕遇地震作用下结构出现严重破坏甚至倒塌。在计算中要通过大震下地震需求谱和结构能力谱相交找出罕遇地震下的性能控制点,从而求出对应于性能控制点状态下结构弹塑性内力与变形。但仅仅校核此点是远远不够的,尚应求出对应于小震作用下的地震作用需求谱和结构能力谱的交点,即小震性能控制点。显然对于处于弹性阶段的静力弹塑性分析,如果水平荷载施加正确,结构计算模型符合实际结构,竖向荷载及各种材料强度参数等取值准确,那么它相应的内力与变形计算结果应与小震作用下按振型分解反应谱法的计算结果基本一致。如果二者出入较大,则说明静力弹塑性分析法的计算结果在弹性阶段已有较大的误差。然而结构哪些构件先出现屈服,相应发生的屈服延伸与扩展,直至结构严重破坏,所有弹塑性阶段的结果的可靠性都与早期弹性阶段的计算结果精确性有关。

提出以小震作用下按规范振型分解反应谱法的主要结果为依据来调整原来求出的小震作用性能控制点,求出新的更合理的小震作用性能控制点,反过来调整结构的能力谱曲线。这样求出的新的大震作用下的性能控制点以及相应结构弹塑性内力与变形的计算结果将更为合力可靠,具体步骤如下:

(1) 采用核定层剪力法(详见第 3 节)确定的力沿高度分布施加于结构各楼层,在竖向荷载作用下的分析结果的基础上,逐步加大水平力,得到结构的基底剪

力-顶点位移曲线,此时只需给出弹性阶段的结果。

(2) 将小震作用的地震需求谱与上述结构能力谱曲线相交求出交点,称为小震作用初步性能控制点。

(3) 将此小震作用的初步性能控制点对应的基底剪力 V_{op} 和顶点位移 Δ_{op} 与按规范振型分解反应谱法求出的小震作用下的基底剪力 V_o 与顶点位移 Δ_n 比较求出修正系数:

$$\zeta_{\Delta} = \Delta_n / \Delta_{op} \quad (10)$$

$$\zeta_v = V_o / V_{op} \quad (11)$$

考虑到顶点位移与基底剪力是反映结构整体工作性能的较有代表性的指标,建议取其平均值作为修正系数,求出静力弹塑性分析法的小震性能控制点,即

$$\zeta_v = (\zeta_{\Delta} + \zeta_v) / 2 \quad (12)$$

这样求出来的对应小震性能控制点的结构内力与位移将与按振型分解反应谱法求得的结果较为接近。

静力弹塑性分析方法的难点之一是怎样判断所加水平静载作用多大时相当于大震的地震作用,否则无法判断其计算结果何时相应于小震,何时相应于中震。采用上述的小震性能控制点的调整法保证了静力弹塑性计算结果在弹性状态阶段与小震作用振型分解反应谱法的计算结果一致,也就相对可靠地保证了静力弹塑性分析方法在水平力加大时结构进入弹塑性阶段的计算结果较为准确与可靠。

本文的方法与上述调整方法的调整出发点不同,都有一定的适用性。

3 侧向荷载分布形式的确定

对于静力弹塑性分析,合理确定侧向荷载的分布形式是相当重要的,施加不同形式的侧向荷载,计算结果亦不相同,有时甚至会差别较大。假定的荷载分布形式应与地震作用的实际情况相符合,否则可能对结构的抗震性能做出错误的预测。

侧向荷载的分布特征既要反映出结构在实际地震运动下惯性力分布形式,又要能够大体反映出结构在地震力作用下的位移特征。对于高层建筑,侧向荷载分布形式的选择一般需考虑高阶振型的影响。通常,没有单一的荷载分布形式能够完全反映结构全过程的变形及内力情况。同时,由于结构在罕遇地震作用下一般均会进入弹塑性状态,因而结构的抗侧刚度以及惯性力的大小和分布形式也会随之改变。为了较全面地评估结构的抗震性能,尤其是要着重了解其薄弱部位,在静力弹塑性分析中采用合理分布形式的侧向荷载是比较重要的。在静力弹塑性分析中,以往对侧向荷载的分布形式常采用以下几种方式:

(1) 核定层剪力分布 根据振型分解反应谱法,求得结构楼层地震作用剪力 Q_i , 将各层剪力差作为的

侧向荷载 P_i , 即

$$Q_i = \sqrt{\sum_{j=1}^n Q_{ji}^2}$$
$$P_i = Q_i - Q_{i+1}$$

(13)

式中 n 为计算振型的个数, Q_{ji} 为 j 振型时层 i 的剪力。

(2)第一振型分布 假定侧向荷载的分布方式为第一振型分布方式。

(3)指数分布 为了考虑结构变形的不同模态及高阶振型对各楼层加速度影响的不同, 侧向力分布采用如下方式:

$$P_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} V_b$$

(14)

式中 k 为控制侧向荷载分布形式的参数, 根据结构的基本周期可按下列公式取值:

$$k = \begin{cases} 1.0 & (T \leq 0.5s) \\ 2.0 & (T \geq 2.5s) \\ 1 + \frac{T-0.5}{2} & (0.5s < T < 2.5s) \end{cases}$$

(15)

(4)质量分布 侧向荷载分布与楼层质量成正比, 不考虑各振型对结构反应影响的不同。

进行静力弹塑性分析很重要的一个标准是要求静力弹塑性分析在小震下的结果应与小震下的振型分解反应谱法的结果基本一致, 由此, 可判断以上所述的侧向荷载分布形式中, 第一种核定层剪力法是比较可靠的。图 6 是一座超高层建筑采用不同形式荷载的基底剪力-顶点位移曲线、能力谱曲线和对应于小震性能点的位移曲线和位移角曲线。其中, 性能点的确定已经

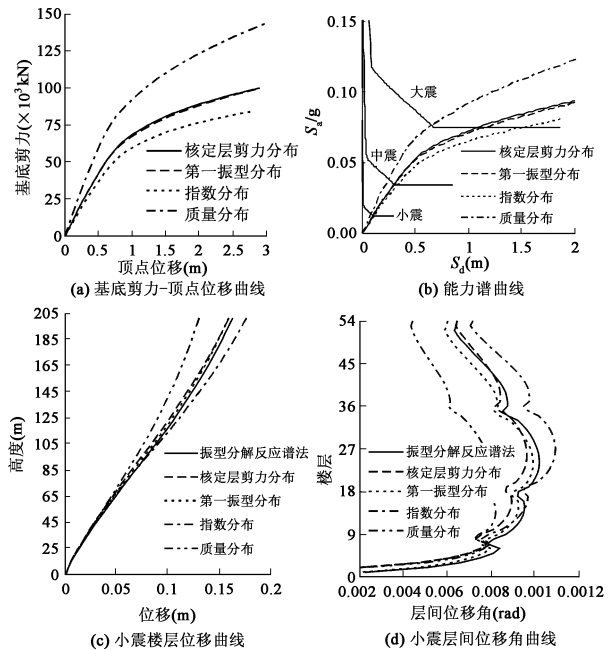


图6 某高层在不同侧向荷载分布形式下的分析结果

根据式(8)与(9)对能力谱进行了调整, 振型分解反应谱法是指原结构在地震作用下的计算结果。从图中可以看出, 核定层剪力分布的结果是较为满意的。在该算例中, 侧力的第一振型分布结果也较满意。

4 角边位竖向构件拔力验算

对于一些高宽比较大的钢筋混凝土高层建筑和超高层建筑, 位于结构角部或边端的墙柱竖向构件可能在较大的地震作用下出现拔力, 这在抗震设计中必须予以验算查核, 并采取相应的抗震措施。

当结构处于弹性状态工作时, 结构构件内力与外荷载地震作用成正比, 这一问题不难计算解决。但当地震作用已使结构部分进入塑性状态时, 弹性分析已不能解决这个问题。目前较好的方法是借助静力弹塑性分析法来求出底部房屋墙柱出现拔力时相应的性能控制点 C_p , 在 7 度地震区它一般会高于中震性能点 C_m , 但有可能低于大震控制点 C_r , 见图 7 及表 1。尤其是在设防烈度较高地区的超高层建筑, 这一点在设计时更要充分注意。

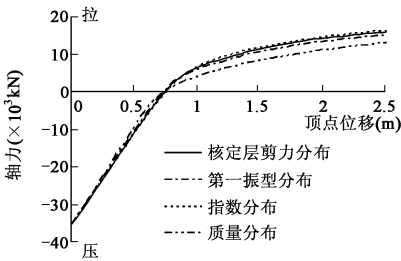


图7 7度区某高层结构在不同侧向荷载作用下角柱的轴力变化曲线

混凝土竖向构件的抗拉承载力是很弱的, 因此在小震遇地震作用时角边位竖向构件出现拔力时, 应采取必要的抗震措施来保证结构的抗震安全性。

不同侧向荷载下 C_m , C_p , C_r 对应的顶点位移(m) 表 1

地震作用	中震时	出现拉力时	大震时
核定层剪力法分布	0.456	0.745	1.553
第一振型分布	0.454	0.743	1.646
指数分布	0.511	0.763	2.197
质量分布	0.367	0.746	0.909

5 关于结构阻尼影响的考虑

动力分析中结构阻尼的影响是不可忽略的, 在弹性工作状态时, 钢筋混凝土结构的阻尼比约为 0.05, 钢筋混凝土混合结构的阻尼比约为 0.03~0.04。不论何种结构, 当结构构件进入塑性工作状态时, 随着其消耗地震能量的增加, 阻尼比随着增加, 地震作用效应也随之减小。

因此静力非线性分析得到的结构能力谱曲线上任

意一点都对应着其受力变形状况的阻尼比, 初始阶段结构处于弹性状态, 阻尼比与结构的初始阻尼相等, 当地震作用增大, 结构进入塑性状态后, 结构阻尼比大于结构初始阻尼比, 随着进入塑性状态构件数量的增多, 结构的附加阻尼逐渐增大。结构的附加阻尼比可按式计算

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{s0}} \quad (16)$$

式中 E_D 为阻尼吸收的地震能, E_{s0} 为最大应变能。

随着结构阻尼的增加, 结构的等效周期也逐渐加长。如将结构的能力谱曲线近似按双直线表示(图 8), 则 E_D 为结构静力推复滞回曲线所包围的面积, 即

$$E_D = 4(a_y d_{pi} - a_{pi} d_y)$$

式中 a_y, d_y 分别为屈服点的双直线能力谱的纵横坐标, a_{pi}, d_{pi} 分别为结构进入塑性状态后的双直线能力谱的纵横坐标。此时最大应变能 E_{s0} 为

$$E_{s0} = a_{pi} d_{pi} l_2$$

则

$$\beta_0 = \frac{2}{\pi} \frac{a_y d_{pi} - a_{pi} d_y}{a_{pi} d_{pi}} \quad (17)$$

由于结构进入弹塑性状态后, 其能力谱上对应的每一点的阻尼值是不同的, 因此通过能力谱与反应谱交点求得的不同烈度地震作用下的结构性能控制点所对应的反应谱的阻尼值也是不同的。理论上讲, 结构在不同烈度地震作用下的性能控制点上能力谱与反应谱的阻尼值应相等, 实际上要迭代变化反应谱的阻尼值, 判别其是否与能力谱交点上能力谱的结构阻尼值相等。如二者误差在一定范围内, 则认为所求得的性能控制点即为结构相应地震烈度下的性能控制点。一般考虑附加阻尼影响后结构的反应谱将较弹性反应谱下降, 见图 9, 即不考虑附加阻尼影响得到结构的性能控制点等计算结果是偏于安全的。

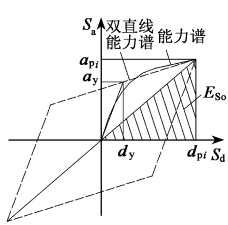


图 8 附加阻尼比的算法

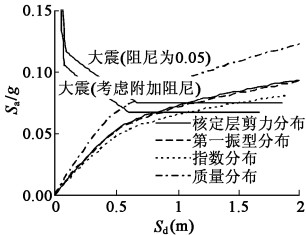


图 9 考虑附加阻尼与否的比较

6 工程实例

工程主体结构共 53 层, 地下 3 层, 地面以上 50 层, 高度 189.3m。地下层 1~3 为停车库、设备用房、人防工程及部分商业用房; 地面以上层 1~5 为商业用房, 层 6~26 为公寓用房, 层 27 以上为办公用房。结构标准层平面布置及剖面如图 10 所示。该结构主体结构

为超 B 级高度, 结构采用框架-核心筒体系, 抗震设防烈度为 7 度, 设计地震分组为第一组, 设计基本地震加速度为 0.10g, 场地类别为 II 类。

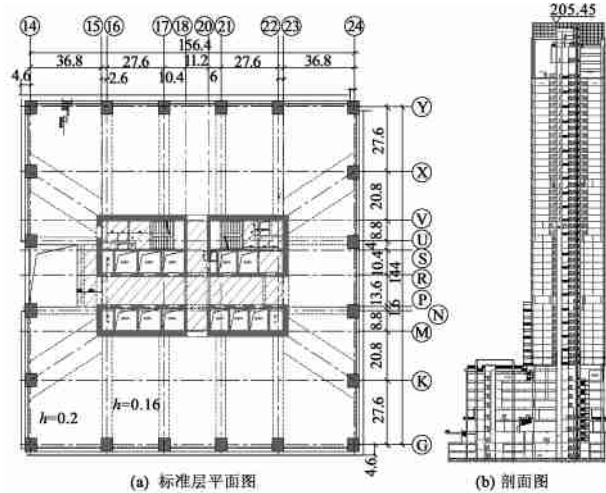


图 10 结构布置简图(m)

采用目前国际上通用的结构分析程序 ETABS (Nonlinear) 对结构进行三维非线性静力弹塑性分析。在进行静力弹塑性分析时, 首先需根据结构构件的受力特点, 分别设置相应类型的塑性铰。在确定结构各构件塑性铰的荷载-变形曲线时, 各构件的承载力按材料强度标准值计算所得。每层框架柱两端设置轴力双向弯曲铰(PMM 铰); 框架梁两端设置弯曲铰; 连梁两端分别设置弯曲铰和剪切铰; 每层筒体剪力墙上下两端设置轴力双向弯曲铰(PMM 铰), 中部设置剪切铰。在施加侧向荷载前, 需先完成结构在竖向荷载作用下的静力弹塑性分析。

按上述分析, 侧向荷载分布采用核定层剪力分布, 用建议的方法一直接对能力谱进行修正。结构的基底剪力-顶点位移曲线、能力谱曲线见图 11(a), (b)。计算结果表明:

(1) 小震作用下结构处于弹性状态, 所有构件均未屈服, 与振型分解反应谱法计算结果基本相符。

(2) 随着侧向荷载的增加, 未达中震作用时, 核心筒中连接剪力墙的连接梁首先抗弯屈服(当连梁的抗弯承载力超过由抗弯承载力引起的剪力时, 连梁首先出现抗弯屈服), 见图 11(c)。在中震作用下, 连梁屈服的范围为层 1~28; 在罕遇地震作用下, 连梁的屈服范围为层 1~34。建议在设计时, 适当增强连梁的抗弯承载力, 同时防止连梁出现剪切破坏。

(3) 核心筒剪力墙主要在底部出现抗弯屈服。在中震作用下, 底部剪力墙首先屈服, 并逐步向上延伸; 在罕遇地震作用下, 中部较多剪力墙出现抗弯屈服。图 11(d), (e) 分别为轴 15 交轴 S 处的首层剪力墙的剪力

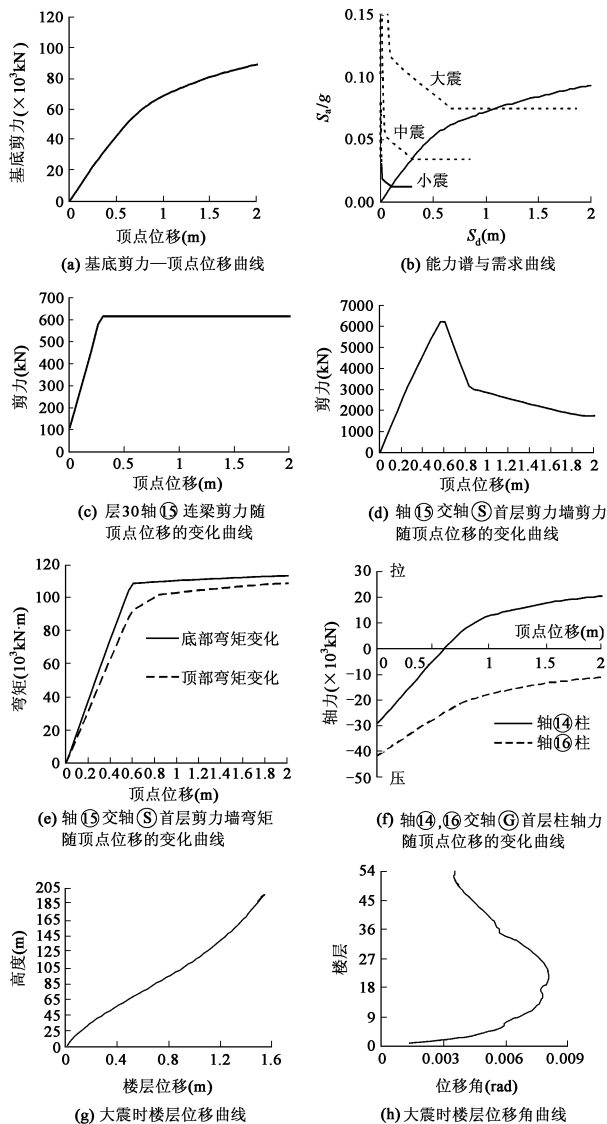


图 11 某高层的静力弹塑性分析结果

和墙顶、墙底的弯矩随顶点位移的变化曲线。从图中可以看出,由于底部剪力墙底端出现抗弯屈服时,剪力墙顶端尚未抗弯屈服,因而,该剪力墙所受的剪力呈现下降的趋势,表明此时结构内力出现塑性重分布。这与弹性分析简单地认为剪力墙剪力是随着地震作用的增大而线性增大的结果迥然不同。

(4)在中震作用下,框架角边柱均未出现拉力。在罕遇地震作用下,角部框架柱出现拉力,但边柱仍处于受压状态,见图 11(f)。工程的角柱采用钢骨混凝土柱。经计算,可以抵抗大震作用下的拉力,在构造上显然也是合理的。

(5)在罕遇地震作用下,结构最大弹塑性层间侧移角为 $1/25$,如图 11(h)所示,满足规范规定的要求($1/100$)。

(6)以上结果未考虑附加阻尼对大震反应减弱的

有利作用,因而是偏于安全的。

7 结论

介绍静力弹塑性分析的基本原理和主要计算步骤,提出在高层建筑结构中能力谱的修正方法,比较了目前常用的各种侧向荷载分布形式并找出了一种最佳的荷载分布形式,讨论了在静力弹塑性分析过程中角边柱的轴力状态和附加阻尼等问题。最后对一个高层建筑结构进行了分析,并对其抗震性能做了评估。结果表明,修正后静力弹塑性分析方法可以用在高层建筑设计中。

当然,该方法还有一些需要改进的地方,如不对称结构的静力弹塑性分析方法,塑性铰出现对不同类型杆件刚度的影响等问题,有待进一步研究解决。

致谢:在写作中韦承基教授、邱坤、蔡军、时刚三位总工参与讨论,提供了宝贵意见,谨此致谢。

参 考 文 献

- [1] 建筑抗震设计规范(GB50011—2001)[S].北京:中国工业出版社,2001.
- [2] 高层建筑混凝土结构技术规程(JGJ3—2002)[S].北京:中国工业出版社,2002.
- [3] ATC. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings[R]. Report No. ATC-40. Applied Technology Council, California, 1996.
- [4] 魏琰. 建筑结构抗震设计[M].北京:万国学术出版社,1991.
- [5] 混凝土结构设计规范(GB50010—2002)[S].北京:中国工业出版社,2002.

(上接第 96 页)

参 考 文 献

- [1] 李晓东,董毓利,吕俊利. H 型截面钢柱抗火试验研究[J]. 建筑结构,2006,36(8).
- [2] LIU T C H, FAHAD M K, DAVIES J M. Experimental investigation of behaviour of axially restrained steel beams in fire[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2002, 58: 1211-1230.
- [3] 陈绍藩. 钢结构设计原理(第二版)[M].北京:科学出版社,2001.
- [4] 陈骥. 钢结构稳定理论与设计(第二版)[M].北京:科学出版社,2003.
- [5] 沈祖炎,陈扬骥,陈以一. 钢结构基本原理[M].北京:中国工业出版社,2000.
- [6] 魏明钟. 钢结构(第二版)[M].武汉理工大学出版社,2002.
- [7] [日]日本钢结构协会. 钢结构技术总览[建筑篇][M].陈以一,傅功义译.中国工业出版社,2003.
- [8] 李晓东,董毓利,吕俊利. 轴心受压 H 型截面钢柱火灾行为的试验研究[J]. 实验力学,2005,20(3): 328-334.
- [9] 李晓东,董毓利,丛术平. 柔性连接钢梁火灾行为的试验研究[J]. 西安建筑科技大学学报,2005,37(2): 169-173.