

某超限高层结构抗震设计与分析

□ 李巍娜

[摘要] 本文以某高层住宅楼为7度区超限结构且主体塔楼采用钢筋混凝土剪力墙结构为例，分别采用SATWE和MIDAS两种分析软件进行结构小震和中震作用下的弹性计算分析。通过对结构的刚重比、结构周期、层间位移等重要参数的计算分析结果表明，结构在不同水准的地震作用下，能够满足预期的抗震性能指标。并使用Pushover静力弹塑性分析方法对结构进行分析，表明结构在罕遇地震作用下仍具有良好的抗震性能。根据结构分析结果，对关键部位和重要构件采取抗震构造措施，使其能够满足规范规定的抗震设防目标。

[关键词] 超限超高层住宅；弹塑性时程分析；Pushover 分析；抗震设计

1 工程概况

本工程项目总占地面积147300m²，总建筑面积583365m²，分为A区和B区，包括高层住宅、超高层住宅和高层办公楼共计20栋。

本文以15号楼45层超高层住宅楼为例，进行超限结构抗震性能研究。15号楼总层高152.20m，地下1层，层高3.80m；地上1层为商业区，层高4.30m；2层为存储区，层高3.20m；3—45层为住宅区，层高均为3.10m；屋顶设有两层造型框架，高11.50m。

2 结构体系

此超高层住宅采用钢筋混凝土剪力墙结构体系，本工程结构嵌固端选取在地下室顶板，故塔楼结构高度应为140.7m，X向长度55.15m，Y向长度20.45m。X向外墙厚度从底层的350mm逐层减小至250mm，Y向外墙厚度从底层的300mm逐层减小至200mm，内墙从底层的250mm~300mm逐层减小至200mm~250mm。楼板厚度取其跨度的1/45~1/40。建筑示意图如图1所示，其结构模型示意图如图2所示。

3 结构超限情况及分析

3.1 结构超限情况

本工程所在地抗震设防烈度为7度，设计基本地震加速度为0.10g，设计地震分组为第一组，场地类别为Ⅱ类。按照《超限高层建筑工程抗震设防专项审查技术要点》（建质〔2015〕67号）的规定^[1]，对15号楼的各项结构设计进行超限项目分析和判断。结构高度超限检查结果如表1所示，15号楼塔楼结构高度为140.70m，



图 1 建筑示意图

图 2 结构模型示意图

参照《高层建筑混凝土结构技术规程》（JGJ 3—2010）的规定^[2]，7度区钢筋混凝土剪力墙结构A级房屋高度不超过120m，B级房屋高度不超过150m，15号楼未超过B级房屋高度限制，但超过A级房屋高度限制17.25%。一般性超限检查结果如表2所示，按照不规则类型逐条检查超限。

表 1 建筑结构房屋高度超限检查表

检查项目	项目超限类别	超限检查结果
房屋高度的判断	7度区钢筋混凝土剪力墙结构A级房屋高度120m，B级房屋高度150m	未超过 B 级房屋高度限制，但超过 A 级房屋高度限制

[基金项目] 2021年度广西高校中青年教師科研基础能力提升项目“基于‘超限’高层建筑的抗震性能研究分析”（编号：2021KY1156）研究成果。

[作者简介] 李巍娜，广西建设职业技术学院建设工程监理专业负责人，高级工程师，硕士。

表 2 建筑结构一般性超限检查表

检查项目	项目超限类别	超限检查结果
扭转不规则	考虑扭转偏心的扭转位移比大于1.20	Y向最大比值1.30
偏心布置	偏心率大于0.15或相邻层质心相差大于相应边长15%	未超限
凹凸不规则	结构平面凹进或凸出的一侧尺寸，大于相应投影方向总尺寸的30%；或L/B>6.0；或L/Bmax>0.35；或l/b>2.0	未超限
组合平面	细腰形或角部重叠形	未超限
楼板不连续	有效楼板宽度小于该层楼板典型宽度的50%，开洞面积大于该层楼面面积30%，错层大于梁高	2层楼板宽度小于该层楼板典型宽度的50%
刚度突变	侧向刚度小于相邻上一层的70%，或者小于上三层平均值的80%；除顶层外，局部收进的水平尺寸大于相邻下一层的25%	未超限
尺寸突变	竖向构件位置缩进大于25%，或外挑大于10%和4m，多塔	未超限
构件间断	竖向抗侧力构件（柱、抗震墙、抗震支撑）的内力由水平转换构件（梁、桁架等）向下传递	未超限
承载力突变	相邻层受剪承载力变化大于80%	未超限

注：表2内，同时有三项及三项以上不规则的高层建筑，属于超限高层建筑。

3.2 超限项目加强措施

通过对15号楼的结构设计进行逐条超限情况判断，发现存在部分超限项目，需要针对超限项目采取加强措施，保障结构设计的安全性及可靠性。针对15号楼塔楼结构高度超限的情况，在满足B级高度的构造要求之外，可采取以下措施改善钢筋混凝土剪力墙的受力性能：（1）底部加强区剪力墙墙体按照抗震等级一级进行设计和配筋；（2）对所有轴压比超过0.30的墙肢设置剪力墙约束边缘构件；（3）使剪力墙截面满足大震下的截面剪应力控制要求。

对于一般性项目超限检查，15号楼2层楼板开洞较多，有效宽度小于该层楼板典型宽度的50%，属于平面不规则；Y向部分楼层层间扭转位移比达1.30，属于扭转不规则。针对上述超限情况，采取以下措施进行加强处理：（1）小震作用下的地震剪力取多组地震波时程分析的包络值与振型分解反应谱法之间的较大值；（2）对因开洞较多而造成平面不规则的楼层，采用弹性楼板假定进行分析。

3.3 结构抗震性能目标

本工程为复杂的超限超高层结构，故采用基于性能的抗震设计，根据工程所在地的抗震设防烈度及工程的重要性，将工程的抗震设防性能目标定为C级，其整体结构设计需要满足表3所示的抗震设防性能水准。

表3 主要结构构件抗震性能目标

抗震烈度		频遇地震 （小震）	设防烈度地震 （中震）	罕遇地震 （大震）
性能水平定性描述		不损坏	可修复损坏	不倒塌
状态要求		充分运行	基本运行	生命安全
层间位移角限值		1/1000	—	1/120
构件性能目标	底部加强区 墙肢	弹性	抗剪弹性， 抗弯不屈服	允许局部弯曲 破坏，不允许 剪切破坏
	非底部加强区 墙肢	弹性	不屈服	允许局部弯曲 破坏，不允许 剪切破坏
	普通框架梁	弹性	不屈服	允许部分屈服
	耗能构件， 连梁	弹性	抗弯部分 屈服	允许部分屈服
	节点	不先于构件破坏		
	所有构件	在最不利工况下不出现截面剪切破坏		

在不同地震水准的计算时，荷载分项系数、材料强度取值、抗震承载力调整系数、构件内力调整系数按表4取用。

表4 各项参数取值表

抗震烈度（参考级别）	荷载分项系数	材料强度取值	抗震承载力调整系数	构件内力调整系数
大震	1.0	标准值	1.0	1.0
中震	按规范有关规定取用	设计值	按规范有关规定取用	按规范有关规定取用
小震	按规范有关规定取用	设计值	按规范有关规定取用	1.0

4 结构分析及计算

本工程采用基于性能的抗震设计方法对超限高层结构进行抗震设计，在小震、中震、大震的作用下对结构进行计算与分析，从而保证结构能满足“小震不坏，中震可修，大震不倒”的抗震设防目标。

4.1 小震分析及结果

4.1.1 小震反应谱法结构抗震性能分析结果

考虑到本工程的复杂性，本研究运用两个分析程序SATWE、MIDAS分别对结构进行弹性抗震分析，将软件计算结果进行对比，确保计算结果的可靠性。软件模型中包含了1层地下室楼层，解除地下1层的侧向约束。除打开洞楼层设置弹性楼板外，假设其他楼层均满足刚性楼板假定。根据结构图纸来布置结构构件，并按照相应规范

对各项性能和参数进行定义。结构计算分析的过程中，为模拟结构的真实受力状态考虑结构整体的施工模拟，依照施工顺序，分层加载。分析中考虑偶然偏心和双向地震作用，振型组合方法采用考虑扭转耦合的CQC方法。

两种软件的计算结果如表5所示，结构自振周期、基底剪力、基底倾覆力矩等重要参数在两种软件中能够互相吻合，表明计算结果具有一定的可靠性。

表5 小震作用下反应谱法分析结果

项目/计算程序		SATWE	MIDAS
结构总质量/t		56551.20	58803.66
结构自振周期		T1=3.818 T2=3.318 T3=2.761	T1=3.757 T2=3.248 T3=3.203
振型质量参与系数	0度方向	99.50%	98.01%
	90度方向	98.21%	95.51%
基底剪力（kN）	0度方向	8279.46 (1.46%)	8512.73 (1.50%)
	90度方向	8340.07 (1.47%)	8490.54 (1.50%)
基底倾覆力矩（kN·m）	0度方向	718491.90	741458.20
	90度方向	639489.80	658600.90
最大层间位移角	风	0度方向	1/4991 (13F)
		90度方向	1/1132 (35F)
	地震	0度方向	1/1551 (20F)
		90度方向	1/1071 (36F)
扭转位移比（考虑5%的偶然偏心）	地震	X+5%	1.11 (46F)
		Y+5%	1.30 (2F)
稳定性	刚重比	0度方向	4.34
		90度方向	3.11

4.1.2 结构小震弹性时程分析结果

在本超高层住宅抗震设计中，采用SATWE计算软件进行时程分析，对结构的抗震性能计算进行有效的补充。按照《建筑抗震设计规范》（GB 50011—2010）的规定^[3]，根据建筑场地类别和设计地震分组，选择一组人工模拟的加速度时程曲线和不少于两组的实际地震动加速度时程曲线来进行时程分析，其平均地震影响系数曲线应在统计意义上和振型分解反应谱法所采用的地震影响系数曲线相符。故本工程选取2条天然波T65-2、S106及1条人工波RH506进行结构弹性时程分析。参考《工程场地地震安全性评估报告》的结果，在本次计算中，地面峰值加速度取为35cm/s²。经试算，由于3条地

震波时程分析计算的基底剪力和反应谱法计算的基底剪力相近，所以3条地震波时程分析计算的基底剪力均大于反应谱法基底剪力的65%，平均基底剪力大于反应谱法的80%，符合规范要求。为保证结构的安全，在小震作用下的结构计算结果取多组地震波时程分析的包络值与振型分解反应谱法之间的较大值。

如图3所示，结构层间位移角曲线较为平滑，表明结构刚度分布较为平均，无明显的薄弱层。该结构X向最大层间位移1/1951，Y向层间位移角最大值为1/1209，均小于规范规定的1/1000，满足规范要求。如图4所示，结构X向和Y向楼层剪力最大值分别为8400kN和7254kN。结构X向CQC法计算的楼层剪力比弹性时程分析法的楼层剪力稍大，Y向CQC法计算的层剪力在部分楼层则比弹性时程分析的楼层剪力小，因此在进行施工图设计时对相应楼层进行剪力放大，取3条地震波的时程分析计算所得的层剪力与CQC法之间的包络值作为设计依据。如图5所示，结构X向和Y向最大楼层弯矩分别为767880kN·m和553284kN·m。

4.2 中震分析及结果

4.2.1 中震结构抗震性能目标及分析

本住宅楼工程属于B类超限结构，为确保结构的安全可靠，保障人民群众的生命和财产安全，在设防烈度地震作用下，需要保证：一是结构底部的加强区墙肢受剪弹性，抗弯不屈服；二是非底部加强区墙肢不屈服；三是连梁等耗能构件可出现部分抗弯屈服。

使用SATWE软件进行中震弹性计算分析中，地震影响系数按中震（2.8倍小震）取值，钢筋和混凝土的材料强度则取设计值，而荷载分项系数、承载力调整系数及构件内力调整系数，依照规范取值；中震不屈服计算分析中，地震影响系数按中震（2.8倍小震）取值，钢筋和混凝土的材料强度取标准值，荷载分项系数及抗震承载力调整系数取1.0，不计构件内力调整系数。

4.2.2 中震结构抗震计算结果

根据中震结构抗震计算，对首层剪力墙的计算结果进行详细分析，以中震弹性计算时，存在底部加强区剪力墙墙肢个别剪力墙约束边缘构件抗弯超筋的情况，而水平钢筋均不存在超筋情况；以中震不屈服计算时，剪力墙约束边缘构件抗弯超筋和墙体水平钢筋均不存在超筋情况。结果表明，一是底部加强区剪力墙墙肢能够满足受剪保持弹性，可达到抗弯不屈服的抗震设计目标；二是非底部加强区剪力墙墙肢能够满足中震不屈服的抗震性能目标。如表6所示，在本次SATWE的中震弹性计

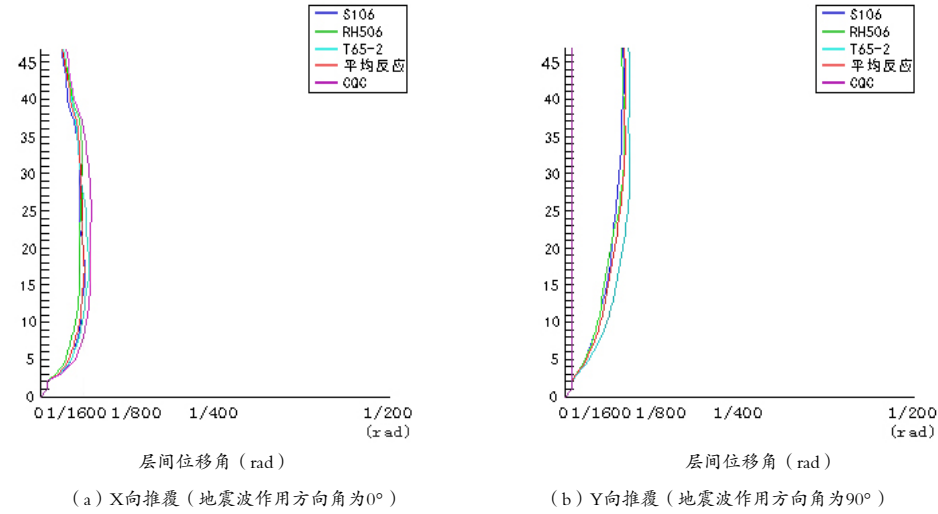


图3 水平地震作用下层间位移对比曲线

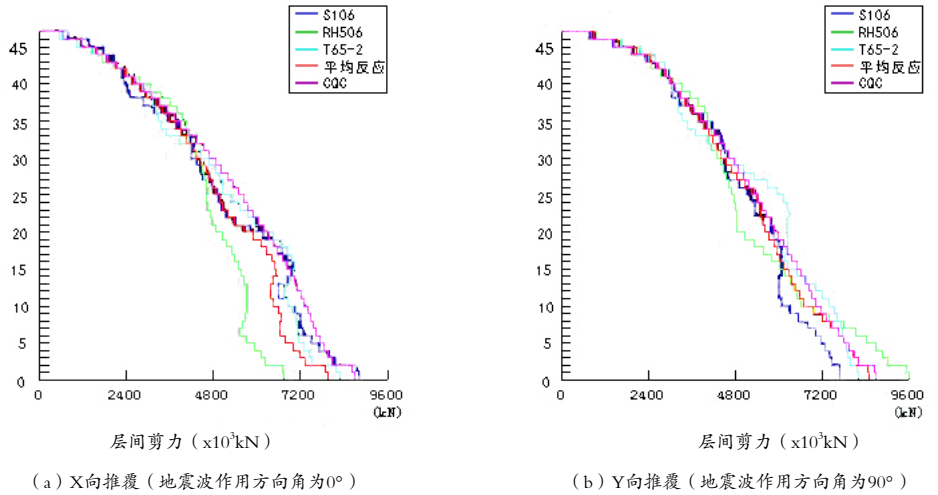


图4 水平地震作用下楼层剪力对比曲线

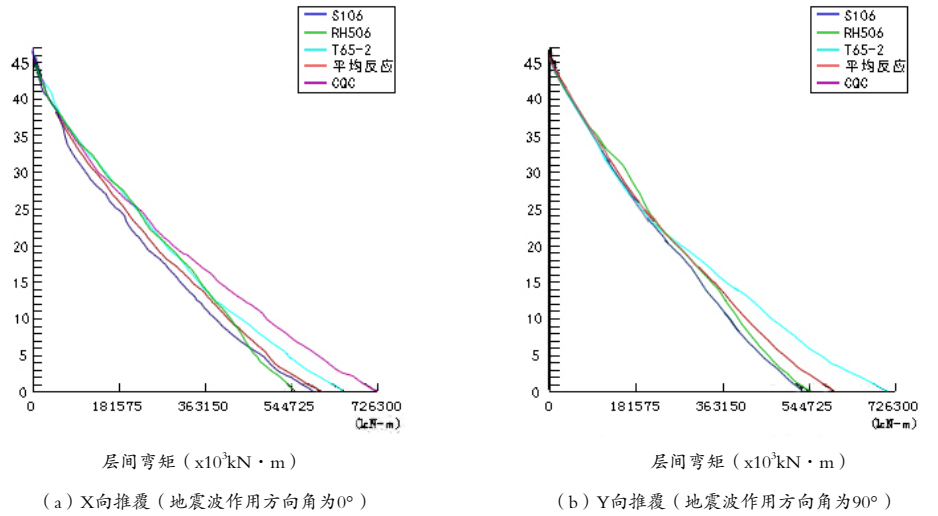


图5 水平地震作用下楼层弯矩对比曲线

算和中震不屈服计算中，结构X向和Y向中震与小震的基底剪力之比分别为2.73和2.78。根据计算结果，在进行施工图设计时，若部分剪力墙墙肢出现约束边缘构件超筋，可以通过增大约束边缘构件范围或全墙肢按边缘构件配筋等办法处理。

表6 中震与小震的基底剪力的比较结果			
地震动方向	小震（kN）	中震（kN）	中震/小震的比值
X向	8391	22910	2.73
Y向	8493	23645	2.78

4.3 大震分析及结果

4.3.1 大震截面抗剪分析

对结构进行大震作用下的底部剪力墙墙肢抗剪截面承载力验算，需保证截面大震作用下受剪不屈服。使用SATWE软件按照大震不屈服计算底部墙肢的剪力时，地震影响系数按大震取值，荷载分项系数取为1.0，钢筋和混凝土的材料强度取标准值，承载力调整系数和构件内力调整系数均取1.0。计算地震作用标准值的构件剪力时，不需考虑与抗震等级有关的增大系数。

对于构件的抗剪承载力，参照《混凝土结构设计规范》（GB 50010—2010）进行计算^[4]，具体计算公式如下：

$$V = 0.15\beta_c f_c b h_0 \tag{1}$$

式（1）中，系数 β_c 当混凝土强度等级不超过C50时，取为0.80，当混凝土强度等级为C80时，取为0.74，其间按线性内插法确定； f_c 为混凝土轴心抗压强度标准值； b 为矩形截面宽度（剪力墙厚度）； h_0 为截面有效高度（剪力墙截面有效高度）。

计算结果表明，软件按照大震不屈服计算所得的底部各墙肢剪力均小于按规范计算所得的抗剪承载力，表明所有底部剪力墙墙肢均能保证大震下受剪不屈服。

4.3.2 大震弹塑性分析

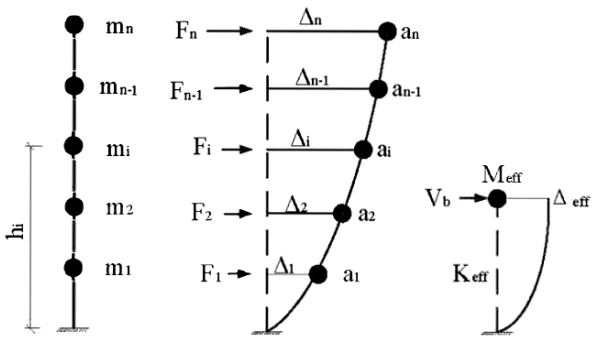
（1）分析方法。

静力弹塑性分析（Pushover），是对结构在罕遇地震作用下进行弹塑性变形分析的一种简化方法。用传统抗震设计方法进行设计后，通过静力弹塑性分析对该结构的抗震性能进行评价，判断其是否满足预定的抗震性能。通过将静力荷载分步加载到结构的最大性能点，从而得到结构变形和横向荷载的关系，并将其和通过反应谱所计算得出的结构在地震荷载作用下的抗震性能要求进行对比，来评估该结构能否达到预定的目标性能。性能反应谱和设计反应谱相交的点即为性能控制点。本文采用ATC-40规定的性能点计算方法，一是假设位移延性比；二是计算对应延性比的结构的有效周期，将有效周

期直线与5%弹性设计响应谱的交点作为初始性能点。假定位移延性比的有效周期直线和非线性设计响应谱的交点将形成一个轨迹线，该轨迹线与结构的能力谱的交点为最终的性能点。

（2）Pushover分析方法等效计算原理。

基于Pushover分析方法的抗震设计是建立在等效单自由度体系基础上的，根据特征周期相等的等效原则，将多自由度结构体系转换为单自由度体系。在等效转换过程中，采用以下基本假定^[5]：一是多自由度结构体系按假定的侧移形状发生地震反应；二是两种结构体系的基底剪力相等；三是水平地震力在两种体系上所做的功相同。忽略结构在弹性阶段各阶振型之间的耦合作用^[6]，并分别讨论结构的每阶振型。设等效质量为 M_{eff} 、等效刚度为 K_{eff} 、等效加速度为 a_{eff} 。等效过程如图6所示。



（a）多自由度体系 （b）多自由度体系位移及参数 （c）单自由度体系
图6 单自由度体系的等效

假设多自由度体系各质点在水平方向为简谐振动，其位移和加速度分别可由下式计算：

$$\Delta_i = \varphi(z) Z_0 \sin \omega t \tag{2}$$

$$\alpha_i = -\omega^2 \varphi(z) Z_0 \sin \omega t = -\omega^2 \Delta_i \tag{3}$$

由多自由度体系每个质点的加速度与位移成正比可得：

$$C_i = \frac{\Delta_i}{\Delta_{eff}} = \frac{\alpha_i}{\alpha_{eff}} \tag{4}$$

$$F_i = m_i \alpha_i = m_i C_i \alpha_{eff} \tag{5}$$

由假定两种结构体系的基底剪力墙相等和假定水平地震力在两种体系上所做的功相等分别可得：

$$V_b = \sum_{i=1}^n F_i = \sum_{i=1}^n m_i \alpha_i = (\sum_{i=1}^n m_i C_i) \alpha_{eff} = M_{eff} \alpha_{eff} \tag{6}$$

$$V_b \Delta_{eff} = \sum_{i=1}^n F_i \Delta_i \tag{7}$$

单自由度体系的等效质量和等效目标位移分别为：

$$M_{eff} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i}{\Delta_{eff}} \tag{8}$$

$$\Delta_{eff} = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \tag{9}$$

等效单自由度体系的基底剪力为：

$$V_b = K_{eff} \Delta_{eff} \tag{10}$$

式（10）中， K_{eff} 为等效单自由度体系最大位移所对应的割线刚度，其中最大位移取等效单自由度的位移。

（3）结构弹塑性分析单元与分析模型。

本工程采用MIDAS/Gen进行Pushover分析，采用2D-梁单元、3D-梁-柱单元、3D-墙单元及壳单元对结构进行模拟。所有框架梁的梁端均采用M-M弯曲铰；所有框架柱的柱端和剪力墙的两端均采用P-M-M轴力—弯曲相关铰；所有剪力墙中部均添加Shear剪力铰。

（4）Pushover分析结果。

图7和图8分别为X向和Y向基底剪力—控制位移的曲线。如图7和图8所示，1.20m的控制位移下，本结构在X向和Y向的曲线均未出现下降段，表明结构在X向和Y向均未发生整体垮塌现象，结构具有良好的抗倾覆能力与抗震性能。

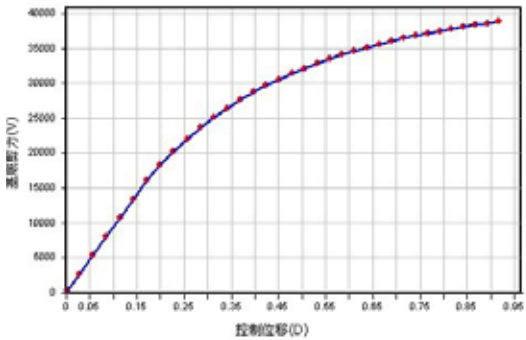


图7 结构X向基底剪力—位移曲线

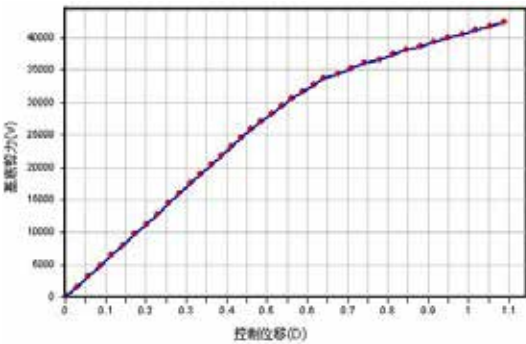


图8 结构Y向基底剪力—位移曲线

大震作用下，结构的性能点分别如图9和图10所示。对所得的需求谱曲线和能力谱曲线进行分析，大震性能控制点时，结构X向顶点控制位移为425.60mm，结构等效周期为3.87，结构等效阻尼为12.33%，结构基底剪力为29730kN，约为小震作用下基底剪力的3.54倍，结构第20层出现了最大层间位移角，最大层间位移角为1/240，远小于规范规定的1/120的层间位移角限值。结构Y向顶点控制位移为608.80mm，结构等效周期为4.01，结构等效阻尼为7.01%，结构基底剪力为32440kN，约为小震作用下基底剪力的3.81倍，结构第30层出现最大层间位移角，最大层间位移角为1/185，远小于规范规定的1/120的层间位移角限值。对比小震时程分析时，结构层间位移角的变化规律，结构X向和Y向最大层间位移角分别出现在结构中部与中上部，整体变化规律与Pushover分析结果相符合。结构X向和Y向能力曲线在大震性能控制点之后仍未出现下降段，曲线持续上升，表明结构仍具有一定的承载能力，能够完全经受住大震的考验。结构X向和Y向抗震性能均大于结构的设计需求，满足规范要求，表明结构具有良好的抗震性能。

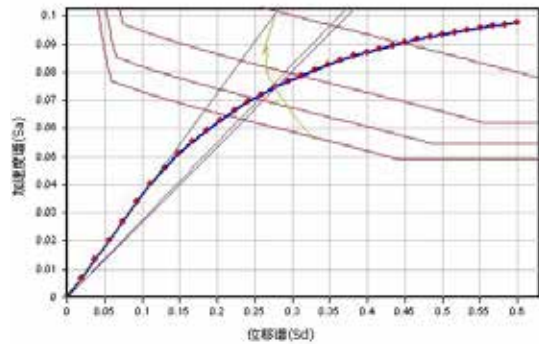


图9 结构X向能力谱比需求谱

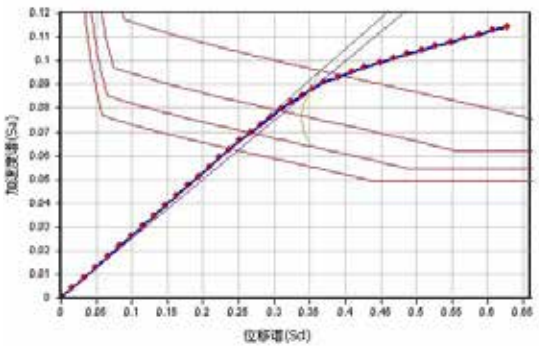


图10 结构Y向能力谱比需求谱

如图11 (a) 所示, X向推覆时, 连梁及底部框架梁最先出现塑性铰, 随着荷载的不断增加, 连梁等耗能构件几乎全部进入塑性, 充分耗散地震能量, 框架梁也逐渐进入塑性。当结构达到大震作用下性能控制点时, 框架柱仍均保持弹性。表明结构X向的整体抗震性能良好。如图11 (b) 所示, 结构Y向推覆时, 结构底部墙肢最先出现塑性铰, 随着荷载的不断增加, 框架梁逐渐进入塑性。当结构达到大震作用下性能控制点时, 框架柱仍均保持弹性。表明结构Y向的整体抗震性能良好。

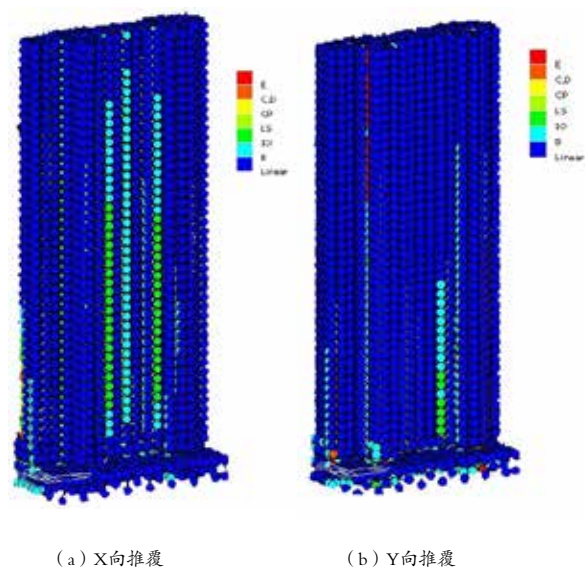


图11 塑性铰简图

5 结论

本文以15号楼为研究对象, 选用基于性能的抗震设计理论与方法为支撑, 使用MIDAS和SATWE两种不同的计算软件对其进行小震、中震及大震性能的研究分析。并且同时在罕遇地震下, 采用Push-over弹塑性分析方

法分别进行结构弹塑性研究分析对比, 得出如下结论。

(1) 分别采用MIDAS和SATWE两种分析软件对结构进行抗震性能计算, 对比了两者的计算结果, 表明在小震作用下, 结构构件均处于弹性工作状态, 层间位移角均满足规范限值要求, 可保证小震不坏。

(2) 对结构进行弹性时程分析, 结果表明结构刚度均匀, 变形曲线光滑, 并未出现明显的薄弱部位。

(3) 结构中震弹性分析表明建筑塔楼底部加强部位的剪力墙均满足抗剪中震弹性, 抗弯不屈服的抗震性能要求。

(4) 采用Pushover方法对结构进行大震验算, 结果表明结构最大弹塑性层间位移角为1/238, 小于规范规定的1/120限值, 可以实现大震不倒。

通过对15号楼的分析研究, 此超限超高层住宅能达到“小震不坏、中震可修、大震不倒”的抗震设防目标, 结构设计安全可靠。

[参考文献]

- [1] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 超限高层建筑工程抗震设防专项审查技术要点[EB/OL]. (2015-05-21)[2021-11-26] http://www.mohurd.gov.cn/gongkai/fdzdgknr/tzgg/201505/20150528_220992.html.
- [2] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 高层建筑混凝土结构技术规程: JGJ3—2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.
- [3] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑抗震设计规范: GB 50011—2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [4] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 混凝土结构设计规范: GB 50010—2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [5] 梁兴文, 黄雅捷, 杨其伟. 钢筋混凝土框架结构基于位移的抗震设计方法研究[J]. 土木工程学报, 2005(9): 53-60.
- [6] Chopra AK, Goel R. A model pushover analysis procedure to estimate seismic demands for buildings[S]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2002, 31(1): 561-582.