

# 超限框支高层抗震墙建筑结构抗震设计

赵静涛 邹慕燕 赵宇鹏

(北京华咨工程设计公司, 北京 100086)

**【摘要】**结合工程实例,对超限框支结构设计原则进行简要论述。通过对设计探索过程的剖析,我们试图阐明:对于较为复杂的结构体系,在缺乏较为明确或常规的规范依据情况下,需要回归到结构设计最基本的原理上。先期针对结构不同部位、不同受力状态,分别设定出在小震、中震、大震作用下不同的抗震设防目标,并根据目标期望,进行有目的的结构分析,并取得相对应的、可靠的内力值。这样,才更能够最真实的反应出结构状态,从而确保结构安全。

**【关键词】**超限高层;框支结构;小震-中震-大震;结构弹性-弹塑性-塑性阶段;不屈服

**【中图分类号】**TU973 **【文献标识码】**A **【文章编号】**1674-7461(2011)02-0079-07

近些年,随着城市建设进程,建筑呈现复杂性多样性趋势。超限建筑向普遍化发展。甚至在普通住宅建筑上同样有所体现。由我公司承担设计的北京渔阳花园工程,就是典型的超限高层住宅建筑范例。工程建设地点位于北京市平谷区。本项目由5栋17~29层住宅楼(A、B、C、D、E)、2层商业裙房及三层地下室联通组成。其中A、B座为29层,首二层商业大空间,考虑将结构设为局部框支,建筑总高超过80m,属于B类高层范畴。B类高层建筑,除按规范相关条文执行以外,根据建筑特殊型,必须针对具体项目,具体分析。以下结合B座实例,浅述一下框支结构设计的基本原则。

## 1 结构整体布置方案

本工程按八度抗震设防;第一组;设计基本地震加速度0.2g。建筑场地土类别为Ⅲ类。属丙类建筑。框支框架抗震等级为特一级;底部加强部位剪力墙抗震等级为特一级;非底部加强部位剪力墙抗震等级为一级。

### 1.1 结构方案选型

对于建筑结构方案的分析,通常按以下步骤

着手:先是结构形式初步确定;再根据建筑方案细化结构体系布置,此处应充分融入概念设计思想;这些都确定后,要经过计算分析,调整结构布置趋于合理;其中对重点部位实施精确计算;最后,对于难以量化分析的部位,通过构造及概念设计解决。

### 1.2 结构形式初定

本工程属于高层住宅,直观确定,还是剪力墙结构较为合适;下层局部开敞做商业用途,考虑采用局部框支构件。本工程B座的最大特点,是平面较为扁长,X向70m;Y向约18m。由此可以预想出设计两大难题:一个是建筑体型先天不足对刚度均匀要求的挑战,另一个就是框支层所需承载能力较大的计算理论研究。根据本工程狭长与框支较多的特点,我们的结构布置遵循:结构传力布置力求简洁明确的原则。尽量将刚心与质心调配重合。尽量将刚度边缘化。将核心筒与外墙尽量加强。因为这些部位的墙体基本都可落地,一方面加强底部抗剪能力;另外,外墙落地可以有效抗扭(图1)。框支布置也要均匀设置(图2粗线示意),取完整墙肢,一次转换。

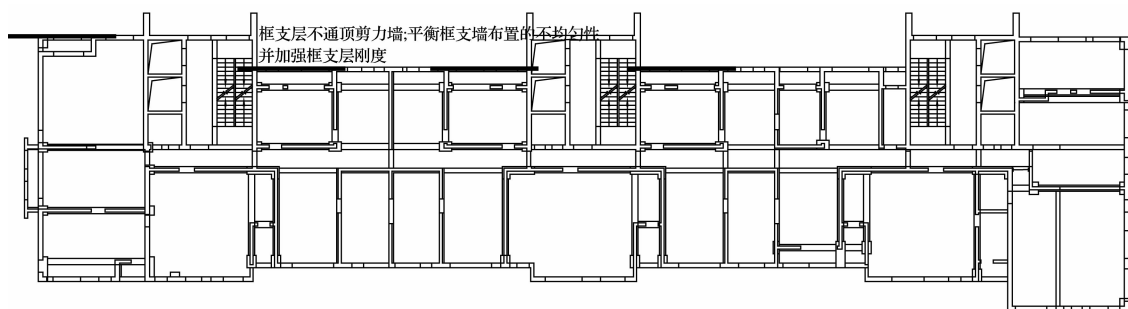


图1 加强结构外圈落地墙体

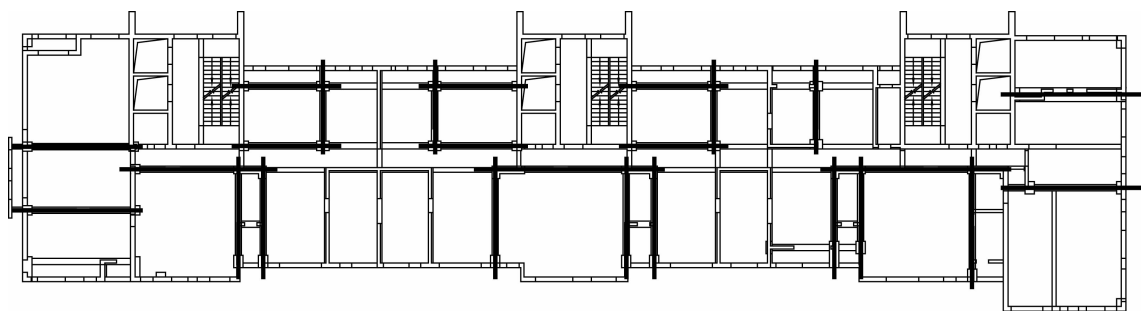


图2 框支布局

另外,在细部构造上的具体措施还有一些,例如:尽量不设角窗;局部调整窗洞口对齐,其目的是,改善局部结构承载力,构造趋于合理;还有,将X向较长墙体,开部分结构洞口;核心筒300厚墙体于标准层减薄为200,目的是,将X向减柔,以使X-Y向周期接近;另外,两侧山墙增加外伸墙肢;减小边洞口;增加落地墙量(Y向)等。同样的目的是X向减柔,Y向加强。整体布局后,经结构电算,各主要参数见表1:

表1 结构整体计算结果参数表

振型	周期	平动比例	比值
1	1.618 4	Y向平动比例0.93	第一扭转周期 与第一平动 周期比0.84
2	1.527 9	X向平动比例0.91	
3	1.377 8	扭转比例0.84	
位移	X <sub>max</sub> :1/1339 16层		Y <sub>max</sub> :1/1148 22层
位移比	X-5%:1.11		Y+5%:1.36

各参数符合常规概念,整体布局思路检验正确。

## 2 局部框支构件设计

解决了总体结构布置问题,也就解决了前述两大难题的第一个。接下来,就是本工程需要重点考虑的框支部位的抗震承载计算问题探究。对于超限结构,规范并没有详细的计算要求,必须根据具体

工程特性设定。本工程特点,仍然围绕狭长与框支数量较大的问题展开。

### 2.1 抗震设防目标

目前的抗震设计中,有一个基本设计思路,即:“小震不坏—中震可修—大震不倒”,的三阶段设防标准<sup>[1]</sup>。另外还有“强柱弱梁、强剪弱弯、强节点强锚固”原则,这些原则不是口号,而是需要有数据做依托的设计方法。也许在一般工程中体现尚不典型,本工程的设计过程,却处处用到。我们对本建筑设定的抗震设防目标,就是依据上述原则提出的:

目标一:整体结构构件计算在小震状态下,维持足够的弹性承载力;

目标二:落地墙体及框支柱偏压及偏拉承载力中震不屈服;受剪中震弹性;

目标三:转换构件(框支梁)承载力,在考虑竖向地震作用下,大震不剪切破坏。

### 2.2 小震不坏(目标一):

即为低于设防烈度1.55度左右,这也是规范各项条文规定所要重点满足的阶段。鉴于本工程为超限结构,设计采用两种算法(CQC与时程分析法),来针对这一阶段重点研究。小震状态,即为结构构件尚处于弹性阶段的状态。结构承载力计算和

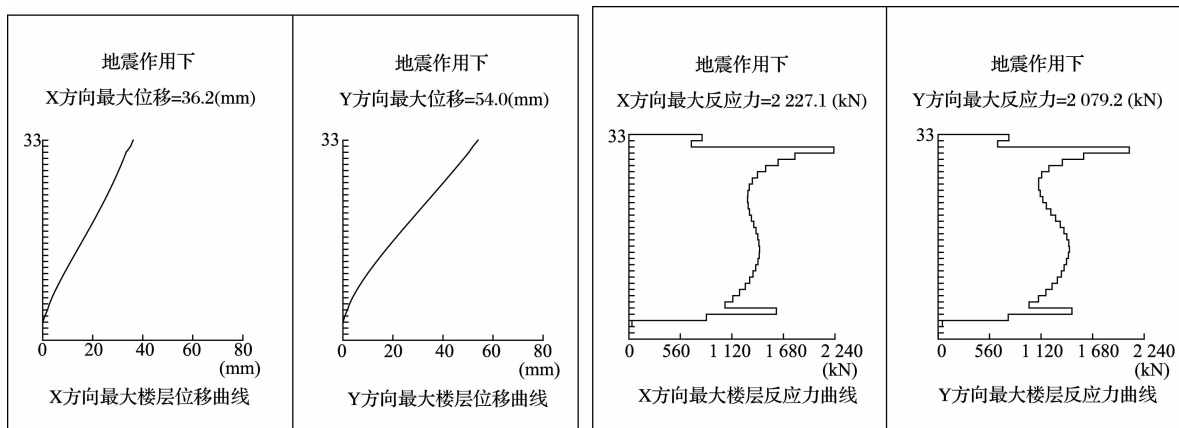


图3 时程分析结果图形

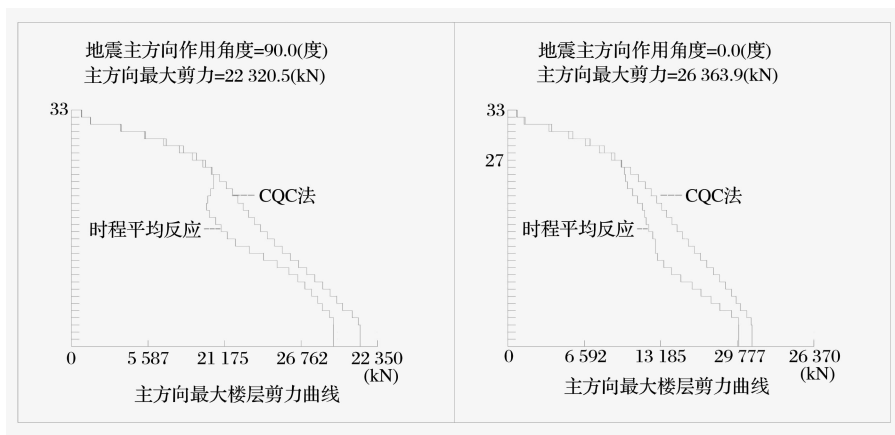


图4 CQC法与时程分析结果的层剪力比较

结构位移均采用弹性理论。计算结果显示:层间弹性位移角最大值 1/1339(X向);1/1148(Y向),满足目标刚度需要。CQC法的其他各项参数见表1,不再赘述。以下为时程分析法主要参数(图3):

可见,结构底层,CQC法结果较大,起控制作用;而结构顶部构件,为弹性时程分析结果控制(图4)。故,对顶层结构,需加大层剪力作用后,重新复核承载力。

查对两种算法的层剪力数据,剪力放大比例见表2:

表2 层剪力数值比较

		CQC		时程平均		
B	25层	7 683 kN	7 800 kN	8 317 kN	8 157 kN	1.08倍
	26层	6 543 kN	6 730 kN	7 094 kN	6 910 kN	1.08倍
	27层	5 178 kN	5 387 kN	5 610 kN	5 402 kN	1.08倍
	28层	3 535 kN	3 710 kN	3 797 kN	3 619 kN	1.07倍

用放大 1.15 倍,(即将需要的层按薄弱层定义)。剪力加大后,连梁最大剪力值并未大幅增加,未超过地震反应最大层(10层左右)的连梁剪力值。不过,总体而言,本工程上层连梁超筋还是较多的,不能忽视,必须解决。

### 2.2.1 小震状态的连梁加强措施

由于本工程不太允许加大连梁截面,也不宜大幅度减小刚度,故此处采用一个小技巧:即将超筋连梁,改为钢骨构件,钢骨构件的截面抗剪入门条件,是普通构件的两倍,  $V < 1/R_{re}(0.36f_{cb}b_0)^{[2]}$  梁受剪截面验算(C50)

$$200 \times 1400: V_b < 1/0.85 * (0.36 * 32.4 * 200 * 1360) = 3732 \text{ kN}$$

$$200 \times 900: V_b < 1/0.85 * (0.36 * 32.4 * 200 * 860) = 2360 \text{ kN}$$

$$200 \times 450: V_b < 1/0.85 * (0.36 * 32.4 * 200 * 425) = 1166 \text{ kN}$$

实际电算中,我们将剪力需加大的层,地震作

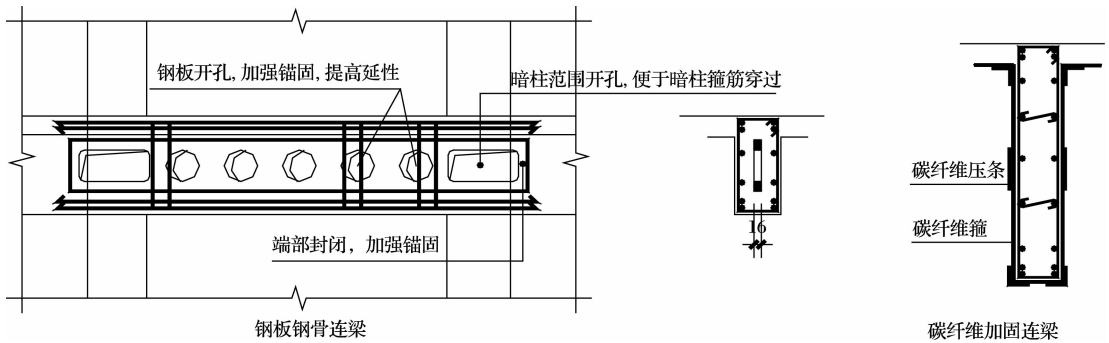


图5 连梁钢骨构造

根据上述数据反查连梁内力,基本无超筋情况,故:实配将计算显示的超筋连梁均加钢骨配置(图5)。这种做法较为简便有效,基本可以使用在任何剪力墙结构的设计上。

### 2.2.2 小震状态框支柱抗剪

在小震状态下,针对框支柱的计算承载力,我们还设定了一个控制指标。即:构件弹性状态下的框支柱实际分担剪力(表3),应小于楼层总剪力的10%;这也是为了避免框支布置过多,而对结构安全储备造成不足。如果能够满足,那么在进行0.2Q调整以后,框支柱抗剪能力至少有一倍的储备,这就是强剪弱弯的原则。

表3 框支柱实际承担层剪力比例

		首层		二层(框支层)		
		剪力	承担比例	剪力	承担比例	
B	X	298.4	1.65%	X	634.6	3.56%
	Y	402.6	2.14%	Y	222.8	1.23%

可见,各柱计算剪力均不大于10%(注:B座Y向,由于整体刚度调整,减少了框支布置,框支柱分担的比例较小)。结构安全

## 2.3 中震可修(目标二):

在基本烈度地震作用下,结构构件达到或部分超过屈服极限,局部开裂,结构产生弹塑性变形。此时,结构应该依靠耗能构件的塑性耗能能力耗散能量。耗能构件一般是:连梁,次要小墙肢(或非落地墙支)等。此类构件即便破坏,也不会引起主体结构承载力丧失,且不会引起构件的连锁失效反应。修复后,整体建筑仍可继续使用。在本次结构设计中,我们采用:“静力弹塑性计算”-进行整体分析;“模拟静力分析”-进行结构内力计算:

### 2.3.1 静力弹塑性计算

由弹塑性静力分析计算得出,本工程周期-加速度曲线(能力曲线)与需求谱曲线的交点(即认为是塑性阶段结束)(图6),对应位移曲线塑性位移值为1/228(分析计算第82步)。小于此位移时,结构能力尚可满足承载需求,结构部分屈服。

### 2.3.2 模拟静力分析

计算中震承载力时:对落地墙体及框支柱偏压偏拉承载力进行不屈服验算,采用近似静力计算参数:考虑地震组合;地震影响系数采用中震: $\alpha_{max}$  0.46;(小震的2.875倍);

荷载分项系数:恒载分项系数:CDEAD = 1.00

活载分项系数:CLIVE = 1.00

水平地震力分项系数:CEAH = 1.00

材料采用标准值:C50混凝土:32.1N/mm<sup>2</sup>  
HRB400钢筋:400N/mm<sup>2</sup>

中震计算底部剪力值与小震结果的对比见表4:

表4 中震状态底部剪力校核

	$\alpha_{max}0.16$	$\alpha_{max}0.46$
底部剪力	X:19 961 kN	X:58 180 kN 2.91倍
	Y:20 109 kN	Y:58 411 kN 2.90倍

可见,总剪力值增大比例与中震作用增大倍数相符,判定内力计算结果可信。

### 2.3.3 中震状态的墙体加强措施

我们的第一次试算,显示在中震状态下,底层墙体纵筋箍筋较多,需要增加落地墙体配置;从建筑内部加墙难度较大,所以考虑增加建筑造型用的外伸墙肢(图7),计入结构整体计算。这样做的好处有两个:一是提高中震承载能力;二是增加墙体后,

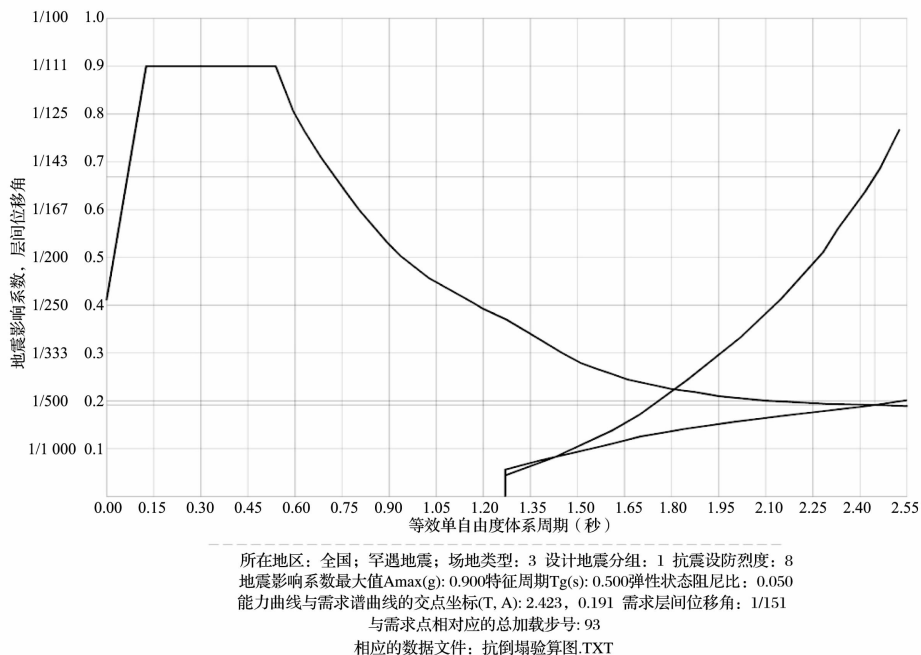


图6 加速度曲线与需求谱曲线

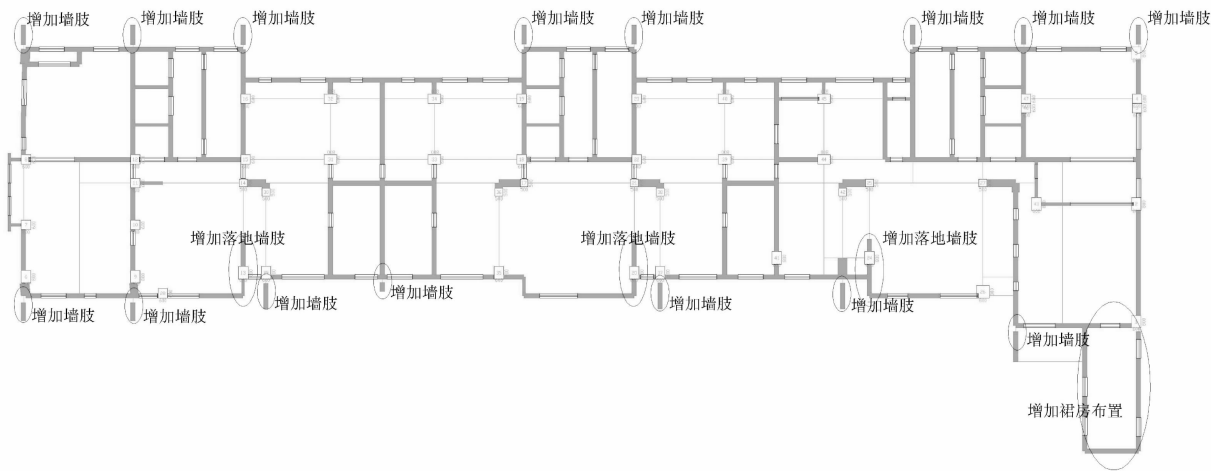


图7 外伸墙肢布置

将墙体大偏拉部位外移至结构以外,出现在建筑装饰墙体上。这样就确保主体结构墙不屈服。

实际上,对于底部框支部位,在中震条件下不允许屈服的设定,在规范中的体现,就是对特一级框支部位的内力放大系数。增加外挑墙肢,及首层增加局部裙房墙体后,建筑主体墙肢(不含装饰外挑构件)中震偏压及偏拉承载力计算满足。核查结果发现:部分边缘落地外墙结果较大。实配时,以此计算结果控制配筋。实配墙肢端暗柱纵筋配筋率达到2.5%以上。

### 2.3.4 中震状态抗剪弹性

对中震受剪验算遵循:落地墙体及框支柱受剪中震弹性。模拟静力计算参数:考虑地震组合;地震影响系数采用中震:0.46(小震的2.875倍);计入荷载分项系数(1.2恒+1.4\*0.5活±1.3地);材料采用设计值。计算结果显示:墙肢受剪截面均满足(一般说,剪力墙抗剪能力均储备较大);实配时,以此计算结果控制墙体水平配筋。本建筑山墙及第一内横墙的受剪力较大,墙体水平筋实配达到 $\Phi 16-150$ ; $\Phi 14-100$ 等。

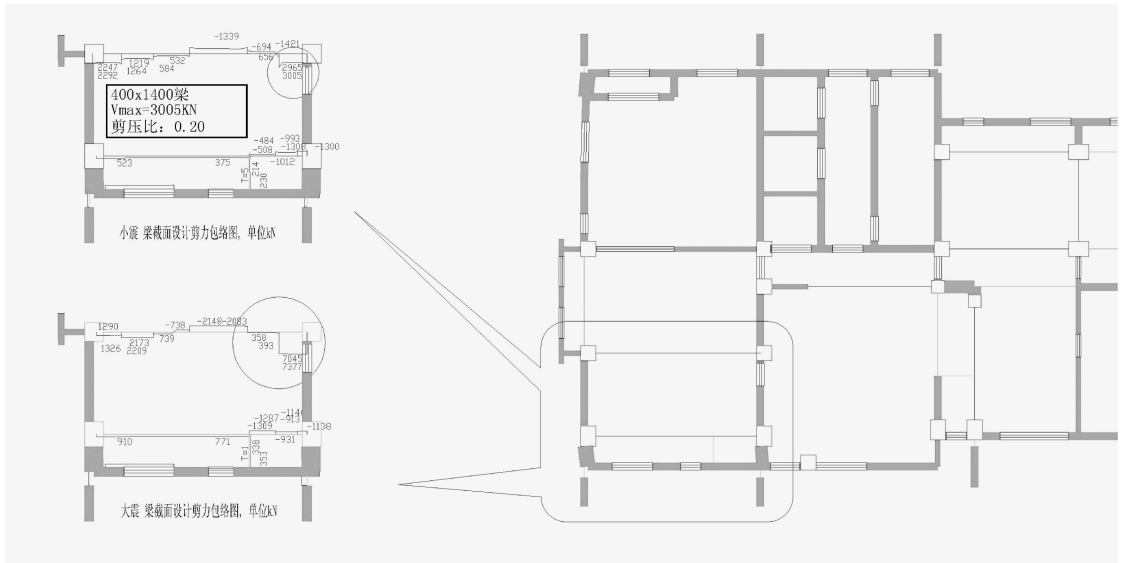


图8 框支层最大框支梁剪力部位校核

## 2.4 大震不倒(目标三):

本工程的大震不倒目标的实现,同样是通过弹塑性变形的控制来实现的。计算依据就是上述的静力弹塑性分析。考虑地震组合;地震影响系数采用大震: $\alpha_{\max}0.90$ (小震的5倍);计入竖向地震作用;不计入荷载分项系数;材料采用标准值。连梁刚度折减为0.05。按图6显示:超过需求层间变形角位移1/228后,即是在82步加载以后,随着加载量的增加,至100步,结构在大震条件下,进入塑性变形。计算最终变形值1/192;满足规范表4.6.5限值<sup>[3]</sup>。大震底部剪力值显示为表5:

表5 大震状态底部剪力校核

	$\alpha_{\max}0.16$	$\alpha_{\max}0.90$
底部剪力	X:19 961 kN Y:20 109 kN	X:76 391 kN 3.82 倍 Y:97 027 kN 4.82 倍

剪力增大比例与大震作用增大倍数相符,(大震状态下,部分构件进入塑性,地震反应有所降低),判定内力计算结果可信。

### 2.4.1 大震不屈服加强措施

大震状态下,我们不再关心整体结构的承载状态,而是要对关键部位和薄弱部位进行重点验算。本工程所指就是框支构件,具体一点说,就是框支梁。体现强剪弱弯原则,需要满足的标准,为大震作用

下,梁剪力弹性。在第一次试算时,显示出:如果以正常状态构造确定的梁截面,抗剪不足(图8)。必须采取措施:将大跨度框支梁截面加大或根部加腋;钢骨截面加大;混凝土采用C50。这样设置的目的是:就是提高梁抗剪能力,同时也加强了节点区域的配置。

加强后,最大位置梁截面约:400×1400梁腋处受剪截面验算(C50)

400×1400的截面条件: $V_b < 1/0.85 * (0.36 * 32.4 * 400 * 1350) = 7410 \text{ kN}$ ;查内力结果,满足了大震抗剪不屈服,梁截面是由大震状态控制。做到这里,我们有意识的关注了一下加强以后,框支梁剪压比的情况(表6):

表6 框支梁剪压比值

剪压比	B		
	400×900	500×900	400×1400
修改后	0.28	0.30	0.20

可见比一般状态下的常规概念提高较多<sup>[4]</sup>,应该说,是达到了开始提出的设防目标。

综上所述,我们在关键部位的实配值,普遍比一般计算结果超出一倍以上,而每一数据均有确实的计算依据作为支持。从理论分析与数据探求过程,我们不难比较发现:如果仅现成按规范条文套用,如墙厚不小于1/16H;墙体配筋率不小于

0.3% ;框支梁高不小于  $1/6L$  等等来设计,结构安全是无法保证的。

### 3 结论

对于复杂的超限高层剪力墙结构的设计,我们预设了一系列期望达成的抗震设防目标。最终我们想要控制的,是结构构件屈服的顺序。对本建筑而言大致是:标准层部分连梁 → 部分次要墙肢 → 标准层大量连梁 → 框支层部分墙体;而框支构件,应该一直保持在不屈服状态,直至整体损坏。

经过此次结构设计,我们概括出一些经验方法,以供类似工程参考:即,分别对结构不同抗震阶段提出目标要求:

- 小震阶段,结构整体必须保持整体弹性,并确保

保足够延性;

- 中震阶段,结构重要构件必须弹性,次要构件可以进入塑性阶段;但应确保强剪(抗剪弹性)
- 大震阶段,必须保证最关键部位或受力最大部位的不屈服;

这就是采用“回归三阶段抗震设防理论”进行受力分析的一般过程。

### 参考文献

- [1] 胡庆昌. 建筑结构抗震设计与研究. 中国建筑工业出版社. 1999, P21-28.
- [2] 《型钢混凝土组合结构技术规程》JGJ 138 - 2001. 5. 1. 4
- [3] 《高层建筑混凝土结构技术规范》JGJ 3 - 2002 . 4. 6. 5
- [4] 高立人, 方鄂华, 钱稼茹. 高层建筑结构概念设计. 中国计划出版社, 2005: P188-196.

## Seismic Fortification Design of High-Rise Building with Primer-Frame and Shear Wall Structure

Jingtao Zhao, Muyan Zou, Yupeng Zhao

(Beijing Huazi Engineering Design Company, Beijing 100086, China)

**Abstract:** Brief discussion on design principles of over-limit frame-supported structure. Through analyzing the design process, we endeavor to illustrate that for relatively complex structure system, due to the lack of clear specifications or normal requirements from current design codes, need to back to the basic design principles of structural design. Firstly, need to set the fortification level of seismic design, under the small, medium and great earthquake respectively, for different parts of the structure and under different forces. Then proceeding with purposive structural analysis, base on the different anticipations and acquiring the corresponding and reliable internal force values. This way, the actually structural status can be reflected and finally secure the safety of the structure.

**Key Words:** Over-limit High-rise Building; Frame Supported Structure; Small; Medium and Great Earthquake; Structural Elastic; Elastic-Plastic; Plastic Phases; Non-yield