

某超限高层的转换层构件验算分析

魏 勇,袁永博,张明媛,黄轲禹

(大连理工大学建设工程学部,辽宁 大连 116000)

摘 要 目的 判断某超限高层的转换层构件的设计性能是否满足结构抗震要求,提出在临近结构加强部位的部分墙体及顶部外形突变位置出现了较大变形时的改进措施.方法 计算转换层构件的各项性能指标,并将计算结果与国家标准《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010)和行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ3—2010)规定的量化控制标准进行对比.结果 小震时,转换层剪力墙最大轴压比为0.49,转换柱最大轴压比为0.44,框架柱最大轴压比为0.51,剪力墙肢最小配筋率不小于0.25,但最大配筋率达1.31;中震时,部分墙肢最大正应力为+1.28,构件各项性能指标的计算结果未超出规范及规程规定的限值范围;大震时,剪力墙肢最大剪压比为0.145,转换柱最大剪压比为0.046,转换梁承载能力与各种地震作用效应的最小比为1.36.结论 在小震、中震和大震分别作用下,转换层构件的设计性能均满足《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010)和《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ3—2010)规定的结构抗震要求,但转换层剪力墙肢配筋偏大.在中震作用下,个别墙肢出现正应力,且为小偏心受拉.

关键词 超限高层;转换层;构件;承载能力;抗震设计

中图分类号 TU375

文献标志码 A

The Calculation & Analysis of a Super High-Rise Building Transfer Components

WEI Yong, YUAN Yongbo, ZHANG Mingyuan, HUANG Keyu

(Faculty of Infrastructure Engineering, Dalian University of Technology, Dalian, China, 116000)

Abstract: In order to identify whether the design performance of the transfer story components of a certain super high-rise building can meet the structure aseismatic design requirements, according to existing problems in the design, necessary improvement measures are proposed in this paper. Performance indexes of the transfer story components are calculated, and the calculation results are compared with quantitative control standards in the design code (GB50011—2010) and technical specification (JGJ3—2010). When small earthquakes act, the maximum axial load ratio of shear

收稿日期:2017-04-20

基金项目:国家自然科学基金项目(51208081)

作者简介:魏勇(1972—),男,教授研究员级高级工程师,博士研究生,主要从事建筑工程施工技术及安全管理研究.

wall in the transfer story is 0.49, the maximum axial load ratio of transfer column is 0.44, the maximum axial load ratio of frame column is 0.51, and the minimum reinforcement ratio of shear wall is no less than 0.25 while the maximum reinforcement ratio reaches 1.31. When moderate earthquakes act, the maximum normal stress of part of the wall is +1.28, and the values of performance indexes of components are within the specified range. When major earthquakes act, the maximum shear compression ratio of shear wall is 0.145, the maximum shear compression ratio of transfer column is 0.046, and the minimum ratio of the bearing capacity of transfer beams to each kind of earthquake effect is 1.36. Under the action of small earthquakes, moderate earthquakes, and major earthquakes respectively, the design performances of transfer components can meet the structure aseismatic requirements in the design code (GB50011—2010) and technical specification (JGJ3—2010), but the reinforcement of shear wall in the transfer story is a little too large. Under the action of moderate earthquakes, part of the wall has normal stress, and is under small eccentric tension.

Key words: super high-rise building; transfer story; component; bearing capacity; aseismatic design

相比规则建筑易于获得良好的抗震性能而言,超限高层建筑工程因其高度、复杂的造型,使之获得符合要求的抗震性能变得很困难^[1]. 鉴于超限高层建筑工程的某些指标已超过了相关规范的规定,且全球范围内的超限高层建筑数量却日益增多,促使业内相关人员对超限高层建筑进行理论和实践研究^[2-18]. 笔者以大连某超限高层建筑为研究对象,对转换层的关键构件进行复核验算. 通过构件验算结果,判断转换层关键构件的结构设计性能是否满足抗震要求. 当在临近结构加强部位的部分墙体及顶部外形突变的位置出现了较大的变形时,还对这些部位提出改进措施.

1 超限高层建筑工程结构体系

笔者研究的工程为超限高层建筑,部分框支剪力墙结构,地上建筑面积 40 741 m²,地下 4 层,地上 45、43 层叠落,地下 4 层地面标高为 -19.000 m,地上 45 层屋面标高为 150.480 m,出屋面楼梯间屋面标高为 156.480 m,高宽比为 7.78. 主体结构高度超过了《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ3—2010)中规定的 B 级最大适用高度 120 m 的限值,属于高度超限. 结构最大扭转位移比大于 1.2,属于扭转不规则. 部分剪力墙在

第 3 层转换,属于竖向抗侧力构件不连续.

2 构件验算

根据《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010)和《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ3—2010)的要求,对转换层的关键构件进行由竖向荷载、风荷载和水平多遇地震作用等参与组合的承载能力复核验算;在各震级地震作用下,基于性能的设计要求与每一组性能目标对应的结构的性能被明确地评价^[19]. 根据性能化设计的目标,在设防烈度地震和预估的罕遇地震作用下,对关键构件的承载能力进行复核验算. 通过构件验算结果,判断转换层关键构件的结构设计性能是否满足抗震要求. 研究过程中采用的 3 个地震水准下基底剪力 V 如表 1 所示.

表 1 3 个地震水准下基底剪力
Table 1 Base shear under three kinds of earthquakes

主方向	V/kN			基底剪力比	
	小震	中震	大震	中震/小震	大震/小震
X	13 166	30 993	62 913	2.35	4.78
Y	12 991	30 821	64 405	2.37	4.96

2.1 轴压比

(1) 剪力墙
在重力荷载代表值作用下,计算得出剪

力墙的轴压比 μ_{Nsw} 在 0.21 ~ 0.49, 满足《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ3—2010)之“设防烈度 7 度一级抗震等级的剪力墙肢轴压比不大于 0.5”的规定.

(2)转换柱和框架柱

在重力荷载代表值作用下, 计算得出型钢混凝土转换柱轴压比 μ_{Ntc} 最大值为 0.44, 满足《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ3—2010)之“一级抗震等级的型钢混凝土转换柱轴压比不大于 0.6”的规定;

计算得出钢筋混凝土框架柱轴压比最大值为 0.51, 满足《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ3—2010)之“一级抗震等级的框架-剪力墙结构的框架柱轴压比不大于 0.75”的规定.

2.2 多遇地震作用下构件验算

分析在恒载、活载、风荷载和水平多遇地震作用下, 转换层结构构件是否满足弹性设计要求, 其承载能力和变形是否符合《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ 3—2010)的有关规定.

(1)剪力墙

剪力墙墙肢正截面偏压、偏拉, 斜截面受剪, 经计算可知, 4 层需转换的剪力墙肢配筋

率在 0.30 ~ 1.31 内, 尽管满足《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010)之“配率不得小于 0.25”的要求, 但同时也表明此处配筋率偏大. 通过计算软件 YJK 的分析计算得出的实际率在 0.30 ~ 1.29 内, 同样印证此处配筋偏大. 建议在施工图设计时将型钢配置在墙肢两端, 承担此处剪力, 以确保在多荷载和水平多遇地震作用下, 混凝土满足剪压比要求.

通过对剪力墙外纵向短墙作为框架柱的模型计算分析, 并调整框架柱的地震剪力后, 转换层外纵向短墙配筋率在 0.29 ~ 0.49 内, 满足《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010)之“配筋率不小于 0.25”的要求. 在此基础上, 建议在施工图设计时对两种计算结果进行包络设计.

(2)转换柱和框架柱

小震作用下转换柱截面控制内力分析如表2 所示. 表中 N 为转换柱的轴向力; M_x 为框架柱的 X 向弯矩; M_y 为框架柱的 Y 向弯矩; V_x 为框架柱的 X 向剪力; V_y 为框架柱的 Y 向剪力. 除顶部外的框架边柱和角柱, 其余框架柱和转换柱正截面和斜截面均为构造配筋.

表2 小震作用下转换柱截面控制内力分析

Table 2 Control cross section internal forces of the transfer column under small earthquakes								
转换柱	SATWE 计算结果				YJK 计算结果			
	N/kN	$M_x/(kN \cdot m)$	$M_y/(kN \cdot m)$	V_y/kN	N/kN	$M_x/(kN \cdot m)$	$M_y/(kN \cdot m)$	V_y/kN
一	-31 325	-634 5	—	2 563	-32 775	-5 055	—	-2 487
	-14 277	—	-6 315	2 585	-13 467	—	495 9	-3 287
二	-15 232	-4 794	—	2 662	-14 851	-3 478	—	338 9
	-15 536	—	-6 487	2 150	-15 245	—	-4 915	-3 317

采用 MIDAS GSD(Ver. 100), 复核转换柱在轴力和双向弯矩作用下的正截面承载能力. 恒载、活载、风荷载和多遇地震作用标准值取自 SATWE(2010 V2.2 版) 软件分析结果, 验算结果表明, 在轴力和双向弯矩作用下, 转换柱正截面承载能力满足抗震要求.

2.3 设防烈度地震作用下构件验算

根据性能化设计目标要求, 在设防烈度地震作用下, 主楼底部加强部位剪力墙墙肢和转换柱的正截面和斜截面承载能力按弹性复核, 非加强部位剪力墙肢和框架柱正截面和斜截面承载能力按不屈服复核.

(1)剪力墙

通过转换层剪力墙主要墙肢配筋计算分析及 YJK 软件的计算分析,均表明此处配筋偏大. 建议在施工图设计时将型钢配置在墙肢两端,承担此处剪力,使剪力墙在设防烈度地震作用时满足剪压比要求. 将剪力墙外纵向短墙按框架柱的模型进行计算分析,并调整框架柱的地震剪力,同时,建议在施工图设计时对两种计算结果进行包络设计.

在设防烈度地震作用下,采用标准组合验算主要剪力墙肢的轴力标准值,判断剪力墙肢是否受拉. 经计算发现,在设防烈度地震作用

下,部分墙肢出现拉应力,最大正应力为 +1.28,除个别墙肢外,其余墙肢拉应力均小于混凝土在设防烈度地震作用轴心抗拉强度标准值,因此,中震时出现小偏心受拉的剪力墙肢应按特一级构造设计,由于部分墙肢在底部拉应力较高,墙内需适当配置型钢以承担拉力.

(2)转换柱和框架柱

转换柱在中震作用下的截面控制内力分析如表 3 所示. 在设防烈度地震作用下,转换柱、框架柱均为受压,除顶部外的框架边柱和角柱,其余框架柱、转换柱正截面、斜截面均为构造配筋.

表 3 中震作用下转换柱截面控制内力分析

Table 3 Control cross section internal forces of the transfer column under moderate earthquakes

转换柱	SATWE 计算结果				YJK 计算结果			
	N/kN	$M_x/(kN\cdot m)$	$M_y/(kN\cdot m)$	V_y/kN	N/kN	$M_x/(kN\cdot m)$	$M_y/(kN\cdot m)$	V_y/kN
—	-30 384	-5 491	—	1 350	-34 275	-4 518	—	1 810
	-29 060	—	-5 570	1 353	-32 394	—	-5 380	2 216
二	-15 372	-4 517	—	1 280	-14 572	-3 575	—	1 384
	-15 527	—	-5 637	1 391	-14 833	—	-4 584	1 865

复核设防烈度地震作用下的转换柱正截面承载能力时,采用的效应设计值由 11 种作用组合产生. 复核表明,在轴力和双向弯矩作用下,转换柱的正截面承载能力满足抗震要求.

2.4 预估的罕遇地震作用下构件验算

根据大震不屈服的性能化设计目标,要求在预估的罕遇地震作用下,剪力墙肢、转换柱受剪截面满足截面控制条件,其控制剪压比 <0.15. 经计算,除 4 层需转换的剪力墙肢外,剪力墙肢、转换柱最大剪压比均出现在 3 层,分别为 0.114 和 0.046,4 层剪力墙肢最大剪压比为 0.145,剪压比均小于 0.15,满足《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ3—2010)之“钢筋混凝土竖向构件的受剪截面应符合式 3.11.3-4 的规定”的要求.

2.5 转换梁承载能力验算

框支剪力墙结构抗震设计中需要加强的

部位应包括底部及转换层以上 1~2 层的楼板、剪力墙和柱,框架-剪力墙结构中的剪力墙一般不宜中断^[20]. 因工程结构体系为部分框支剪力墙结构,部分剪力墙肢在 3 层以下不连续,需由转换梁转换. 笔者采用计算软件 SATWE、MIDAS 和 YJK3 种软件对转换梁进行分析,并借助计算软件 SATWE 对转换梁组合效应进行重力荷载下不考虑墙体共同工作的计算复核.

(1)控制截面选择

笔者以结构纵向 3 跨转换梁计算为例,阐述转换梁设计及分析思路. 每一跨转换梁选取两侧支座截面和跨中截面 3 个截面内力,支座截面择取弯矩 M_1 、 M_3 、 M_4 、 M_6 、 M_7 、 M_9 、剪力 V_1 、 V_3 、 V_4 、 V_6 、 V_7 、 V_9 ;跨中截面择取弯矩 M_2 、 M_5 、 M_8 、集中荷载 P_2 、 P_5 、 P_8 . 选择截面如图 1 所示,各种荷载计算复核内力标准值如表 4~6 所示.

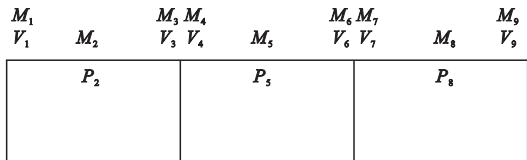


图1 转换梁选择截面简图

Fig.1 Cross section sketch of the transfer beam selection

Table 4 Standard values of the bending moment										kN·m
荷载类型	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆	M ₇	M ₈	M ₉	
恒载	2 883	- 8 950	828	1 948	-14 508	1 786	783	-8 830	2 911	
活载	432	- 1 282	37	198	- 2 034	170	32	-1 267	431	
风载	901	- 1 563	1 425	1 582	- 1 610	1 526	1 608	- 1 487	714	
小震	1 281	- 1 492	2 352	2 000	- 1 546	1 868	2 270	- 1 311	1 248	
中震	2 467	- 2 851	4 286	3 706	- 2 995	3 342	4 129	- 2 339	2 379	
大震	5 634	- 5 945	8 702	7 672	- 7 084	6 680	8 462	- 4 705	5 346	

Table5 Standard values of the shear force								kN
荷载类型	V ₁	V ₃	V ₄	V ₆	V ₇	V ₉		
恒载	- 5 900	4 851	- 6 990	6 981	- 4 772	5 262		
活载	- 862	657	- 943	941	- 647	759		
风载	- 1 000	1 213	- 1 250	1 311	- 1 195	984		
小震	- 944	1 638	- 1 782	1 734	- 1 554	843		
中震	- 1 748	3 032	- 3 351	3 240	- 2 861	1 533		
大震	- 3 604	6 375	- 7 386	7 054	- 5 825	2 971		

Table6 Standard values of the concentrated load				kN
荷载类型	P ₂	P ₅	P ₈	
恒载	- 4 637	- 4 361	- 4 791	
活载	- 712	- 599	- 733	
风载	- 206	- 954	- 966	
小震	- 908	- 10 478	- 1 027	
中震	- 1 663	- 1 954	- 1 866	
大震	- 3 532	- 4 249	- 3 912	

1.35恒+0.95活;“3”为1.2恒+1.4活+0.84风;“4”为1.2恒+0.98活+1.4风;“5”为1.2恒+0.6活+0.28风+1.3震(小震);“6”为1.2恒+0.6活+1.3震(中震);“7”为1.0恒+0.5活+1.0震(大震).活荷

(2)内力组合效应设计值

根据性能化设计目标,在多遇地震和设防烈度地震作用下,转换梁承载能力按弹性复核,在预估的罕遇地震作用下,转换梁承载能力按不屈服复核.各截面计算复核的内力组合效应设计值见表7~9,其中,在组合状况栏中,“1”为1.2恒载+1.4活载;“2”为

载按楼层折减系数取0.55;特一级转换结构构件的小震水平地震作用内力增大系数为1.9;风、地震(小、中、大)产生内力,只取X、Y方向绝对值最大者,且与竖向荷载产生内力方向一致.软件内力组合效应结果见表10~12.

Table 7 Design values of the concentrated load internal force combination effect					kN
设计状况	组合状况	P ₂	P ₅	P ₈	
持久、短暂	1	- 6 113	- 5 694	- 6 314	
	2	- 6 644	- 6 210	- 6 863	
	3	- 6 907	- 6 496	- 7 125	
	4	- 7 273	- 6 892	- 7 497	
抗震弹性	5	- 8 307	- 8 287	- 8 798	
	6	- 7 961	- 7 971	- 8 417	
抗震不屈服	7	- 8 365	- 8 775	- 8 905	

(3)型钢混凝土转换梁

本工程转换梁采用型钢混凝土组合梁,转换梁三水准的组合效应和承载能力如表13、14所示,由表13、14结果可见,转换梁承载能力满足性能目标要求.

表 8 计算复核内力组合弯矩效应设计值

Table 8 Design values of the bending moment internal force combination effect										kN·m
设计状况	组合状况	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆	M ₇	M ₈	M ₉
持久、短暂地震	1	3 792	-11 727	1 022	2 490	-18 976	2 274	964	-11 572	3 825
	2	4 125	-12 773	1 138	2 737	-20 682	2 503	1 074	-12 603	4 162
	3	4 549	-13 040	2 219	3 819	-20 328	3 556	2 315	-12 821	4 425
	4	4 954	-13 619	3 009	4 659	-20 760	4 371	3 208	-13 361	4 725
抗震弹性	5	7 019	-15 286	7 214	7 786	-22 350	7 241	7 007	-14 669	6 918
	6	6 809	-14 869	6 578	7 221	-21 974	6 544	6 318	-14 055	6 728
抗震不屈服	7	8 636	-15 248	9 540	9 674	-22 151	8 513	9 254	-13 883	8 376

表 9 计算复核内力组合剪力效应设计值

Table 9 Design values of the shear force internal force combination effect										kN
设计状况	组合状况	V ₁	V ₃	V ₄	V ₆	V ₇	V ₉			
持久、短暂地震	1	-7 744	6 327	-9 114	9 102	-6 225	6 899			
	2	-8 430	6 903	-9 945	9 932	-6 791	7 513			
	3	-8 584	7 346	-10 164	10 203	-7 228	7 725			
	4	-8 945	7 874	-10 646	10 720	-7 748	8 101			
抗震弹性	5	-9 637	10 424	-13 451	13 338	-10 113	8 923			
	6	-9 637	9 980	-13 055	12 900	-9 659	8 558			
抗震不屈服	7	-9 741	11 407	-14 635	14 294	-10 775	8 442			

表 10 多种软件组合弯矩效应结果

Table 10 Results of bending moment multiple softwares combination effect										kN·m
设计状况	计算方法	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆	M ₇	M ₈	M ₉
持久、短暂地震	人工计算	-4 954	13 619	-3 009	-4 659	20 760	-4 371	-3 208	13 361	-8 101
小震	SATWE	-8 169	13760	-9 816	-9 858	16 870	-8 970	-919	12 474	-8 719
	MIDAS	-6 507	11 115	-4 892	-5 763	14 344	-5 712	-5 057	10 822	-8 876
	YJK	-7 391	8 995	-5 807	-5 884	8 558	-5 877	-4 980	8 664	-8 765
	人工计算	-7 019	15 286	7 214	-7 786	22 350	-7241	-7 007	14 669	-8 923
中震	SATWE	-8 078	13 224	-9 173	-8 927	16 473	-8 284	-8441	11 906	6 936
	MIDAS	-7 376	11 704	-6 081	-5 915	14 907	-5 771	-5 808	10 844	6 246
	YJK	-8 394	9272	-6 633	-6 263	8 862	-6 227	-5 656	8 847	-8 117
	人工计算	-6 809	14 869	-6 578	-7 221	21 974	-6 544	-6 318	14 055	-8 558
大震	SATWE	-9 829	13 639	-11 375	-11 104	17 428	-10 039	-10 924	12 161	-7 135
	MIDAS	-8 759	12 847	-7 339	-6 687	16 380	-6 421	-7 130	11 520	-6 646
	YJK	-11 813	10 525	-9 482	-8 325	10 109	-8 076	-8 250	9 696	-9 527
	人工计算	-8 636	15 248	-9 540	-9 674	22 151	-8 513	-9 254	13 883	-8 442

表 11 多种软件组合剪力效应结果

Table 11 Results of shear force multiple softwares combination effect										kN
设计状况	组合状况	V ₁	V ₃	V ₄	V ₆	V ₇	V ₉			
持久、短暂地震	人工计算	8 945	-7 874	10 646	-10 720	7 748	-8 101			
小震	SATWE	9 338	-11 960	13 313	-13 077	11 367	-8 719			
	MIDAS	9 418	-9 424	10 980	-10 835	9 152	-8 876			
	YJK	9 033	-7 713	9 357	-9 201	7 219	-8 765			
	人工计算	9 976	-10 424	13 451	-133 38	10 113	-8 923			

续表 11

设计状况	组合状况	V_1	V_3	V_4	V_6	V_7	V_9
中震	SATWE	7 461	-9 074	10 306	-10 067	8 571	6 936
	MIDAS	6 817	-6 802	7 946	-7 787	6 509	6 246
	YJK	8 441	-7 187	8 747	-8 597	6 673	-8 117
	人工计算	9 637	-9 980	13 055	-12 900	9 659	-8 558
大震	SATWE	7 972	-10 544	12 167	-11 765	9 736	-7 135
	MIDAS	7 497	-7 517	8 861	-8 675	7 068	-6 646
	YJK	10 169	-8 897	10 438	-10 053	8 293	-9 527
	人工计算	9 741	-11 407	14 635	-14 294	10 775	-8 442

表 12 多种软件组合集中荷载效应结果
Table 12 Results of concentrated load multiple softwares combination effect kN

设计状况	计算方法	P_2	P_5	P_8
持久、短暂地震	人工计算	7 273	6 892	7 497
小震	SATWE	7 723	8 433	8 949
	MIDAS	10 432	9 941	10 024
	YJK	9 057	6 340	8 805
	人工计算	8 307	8 287	8 798
中震	SATWE	7 366	8 115	8 552
	MIDAS	7 469	7 266	7 057
	YJK	10 003	6 653	9 158
	人工计算	7 961	7 971	8 417
大震	SATWE	7 854	8 837	8 977
	MIDAS	8 128	8 091	7 397
	YJK	11 324	7 903	10 716
	人工计算	8 365	8 775	8 905

表 13 转换梁三水准的组合效应
Table 13 Combination effect of transfer beams at three levels

设计状况	$M/(kN \cdot m)$	V/kN
持久、短暂地震	20 760	-10 720
小震	22 350	-13 451
中震	21 974	-13 055
大震	22 151	-14 635

表 14 转换梁三水准的承载力
Table 14 Bearing capacity of transfer beams at three levels

设计状况	$M/(kN \cdot m)$	V/kN
持久、短暂地震	29 410	-17 230
小震	39 210	-18 290
中震	39 210	-18 290
大震	38 680	-20 120

3 结 论

(1)在重力荷载代表值作用下,需转换

的剪力墙、型钢混凝土转换柱、钢筋混凝土框架柱等关键构件的抗震设计性能满足抗震要求。

(2)在恒载、活载、风荷载和水平多遇地震作用下,剪力墙墙肢满足抗震要求,但是,4层需转换的剪力墙肢配筋偏大。在轴力和双向弯矩共同作用下,转换柱的正截面承载能力满足抗震要求。

(3)在设防烈度地震作用下,剪力墙主要墙肢计算配筋分析结果满足抗震要求,但是,4层剪力墙肢配筋偏大。部分墙肢出现拉应力,除个别墙肢外,其余墙肢拉应力均小于混凝土在设防烈度地震作用轴心抗拉强度标准值。在轴力和双向弯矩作用下,转换柱的正截面承载能力满足抗震要求。

(4)在预估的罕遇地震作用下,除4层需转换的剪力墙肢外,剪力墙肢、转换柱最大剪压比均出现在3层,剪力墙肢、转换柱受剪截面满足截面控制条件。

(5)在多遇地震和设防烈度地震作用下,转换梁承载能力符合弹性设计要求,在预估的罕遇地震作用下,转换梁承载能力符合不屈服设计要求,转换梁三水准的组合效应和承载能力满足性能目标要求。

(6)尽管转换层构件各项性能指标的计算结果未超出国家标准《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010)和行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ3—2010)规定的限值范围,但是,由于一些量化的控制标准范围是单向的值域,而本工程转换层个别构

件性能指标计算结果与这类控制标准的极值点偏离程度过大,应予以必要的调整。

参考文献

- [1] JIN R, ZHAO W, GUO J, et al. Performance-based seismic design of a large-base-slab and twin-tower tall building beyond the code[J]. *Building structure*, 2013, 43(4): 50–54.
- [2] VARGA S, CHIOREAN C G. Seismic assessment of reinforced concrete frameworks through advanced pushover analysis and non-linear response of a SDOF oscillator[J]. *Procedia engineering*, 2016, 161: 332–336.
- [3] ZHOU K, LIN J, ZHU W. Case study of seismic fragility analysis based on the incremental dynamic analysis (IDA) method[J]. *Earthquake engineering & engineering dynamics*, 2016(1): 215–218.
- [4] JEREZ S, MEBARKI A. Seismic assessment of framed buildings: a pseudo-adaptive uncoupled modal response analysis[J]. *Journal of earthquake engineering*, 2011, 15(7): 1015–1035.
- [5] ANGELIS A D, PECCE M, ROSSI F. Linear time history analysis for the out-of-plane seismic demand of infill walls in RC framed buildings[J]. *Bulletin of earthquake engineering*, 2015, 13(11): 1–28.
- [6] 孙玉平, 叶列平, 赵世春, 等. 日本钢筋混凝土结构大震抗震验算的保有耐力计算方法[J]. *建筑结构学报*, 2011(9): 65–74.
(SUN Yuping, YE Lieping, ZHAO Shichun, et al. Seismic design methodology for reinforced concrete structures under strong earthquake in Japan[J]. *Journal of building structures*, 2011(9): 65–74.)
- [7] 赵作周, 胡好, 钱稼茹. 中美规范关于地震波的选择与框架-核心筒结构弹塑性时程分析[J]. *建筑结构学报*, 2015, 36(2): 10–18.
(ZHAO Zuozhou, HU Yu, QIAN Jiaru. Comparison of ground motion selection between Chinese and American methods and elastoplastic time history[J]. *Journal of building structures*, 2015, 36(2): 10–18.)
- [8] POLESE M, MARCOLINI M, ZUCCARO G, et al. Mechanism based assessment of damage-dependent fragility curves for RC building classes[J]. *Bulletin of earthquake engineering*, 2015, 13(5): 1323–1345.
- [9] BANIHASHEMI M R, MIRZAGOLTABAR A R, TAVAKOLI H R. Reliability and fragility curve assessment of steel concentrically braced frames[J]. *European journal of environmental & civil engineering*, 2015(6): 1–23.
- [10] FILIATRAULT A, SULLIVAN T, et al. Performance-based seismic design of nonstructural building components: the next frontier of earthquake engineering[J]. *Earthquake engineering & engineering vibration*, 2014, 13(1): 17–46.
- [11] BETTI M, GALANO L, VIGNOLI A. Comparative analysis on the seismic behaviour of unreinforced masonry buildings with flexible diaphragms[J]. *Engineering structures*, 2014, 61(1): 195–208.
- [12] HAJIRASOULIHA I, ASADI P, PILAKOUTAS K. An efficient performance-based seismic design method for reinforced concrete frames[J]. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 2012, 41(4): 663–679.
- [13] SEJAL D. Performance based seismic design of structure: A review[J]. *International journal for computational civil & structural engineering*, 2011, 1(4): 131–143.
- [14] DAVOUDI A T, ABBASNIA R, SARVGHAD M A, et al. An alternative modal combination rule for adaptive pushover analysis[J]. *Structural design of tall & special buildings*, 2015, 25(7): 325–339.
- [15] BOSCO M, FERRARA G A F, GHERSI A, et al. Predicting displacement demand of multi-storey asymmetric buildings by nonlinear static analysis and corrective eccentricities[J]. *Engineering structures*, 2015, 99(15): 373–387.
- [16] TAGHAVIPOUR S, MAJID T A, LAU T L. Assessment of nonlinear static (pushover) procedures using time-history direct integration analysis[J]. *Australian journal of basic & applied sciences*, 2013, 7(8): 468.
- [17] BOSCO M, FERRARA G A F, GHERSI A, et al. Predicting displacement demand of multi-storey asymmetric buildings by nonlinear static analysis and corrective eccentricities[J]. *Engineering structures*, 2015, 99(15): 373–387.
- [18] MOEHLE J. Performance-based earthquake engineering in the U. S. : A case study for tall buildings [M]//Performance-based seismic engineering: Vision for an earthquake resilient society. Springer Netherlands, 2014: 341–346.
- [19] LU X, SU N, ZHOU Y. Nonlinear time history analysis of a super-tall building with setbacks in elevation[J]. *Structural design of tall & special buildings*, 2013, 22(7): 593–614.