

高层 RC 结构小震下变形验算 若干问题研究^{*}

郭 子 雄

(华侨大学土木工程系, 泉州 362011)

摘要 综合考虑了试验结果、计算结果、实际工程计算侧移角的统计结果和多遇地震下建筑结构的容许破坏程度等因素, 提出了符合多遇地震设防目标的结构层间弹性位移角限值. 探讨了高层建筑结构中, 整体弯曲变形产生的层间刚体位移在总层间位移中所占的比例及其规律.

关键词 抗震设计, 高层建筑, 钢筋混凝土, 层间位移角限值

分类号 TU 973. 31

国际地震工程界多年来的理论研究及大量的震害经验表明, 建筑结构在设计地面运动下的变形值一般可以很好地体现结构的性能水平, 因而基于结构变形(或结构性能)的抗震设计方法被地震工程界公认为一种有效的抗震设计方法^[1]. 基于结构变形的抗震设计的两个最主要任务, 一是如何合理计算结构在给定地震水平下的位移反应, 二是确定实现预定建筑功能的结构变形容许值. 可以肯定地说, 基于结构变形的抗震设计理念, 它是 21 世纪世界各国抗震规范修订的最主要依据. 我国抗震设计规范(GBJ 11-89)正是遵循了上述指导思想, 对不同发生频率及强度的设计地震, 要求建筑具有不同的性能. GBJ 11-89 的抗震设计思想是符合当今国际抗震设防的大潮流的, 但是在规范具体实施过程中, 也存在许多问题. 比如, 在小震作用下的层间弹性位移验算中, 层间位移角限值确定的依据不明确, 弹性层间位移角限值偏大而难以满足第一水准的抗震设防要求; 直接采用名义层间位移(层位移差)进行层间弹性位移验算, 又使该项验算不适用于那些整体弯曲变形占较大分量的高层建筑结构(特别是超高层结构); 等等. 目前我国正在组织力量对现行抗震设计规范进行修订, 为使今后抗震规范中相关条文的规定更加合理, 很有必要对上述问题作进一步研究.

1 钢筋混凝土结构的层间位移角限值的取值

1.1 不同结构类型层间弹性侧移角限值取值的依据

据编制规范的背景材料, GBJ 11-89 和 JGJ 3-91 中层间位移角限值的取值依据是为了防止填充墙、装修等非结构构件的开裂或破坏. 根据我国规范规定的多遇地震下的设防目标, 层间侧移角限值的确定不应只考虑非结构构件可能受到的损坏程度, 同时也应控制剪力墙、柱等重要抗侧力构件的开裂. 我们通过对试验结果和计算结果所进行的分析认为, 侧移角限值取

值的依据应随结构类型的不同而改变。对于框架结构, 由于填充墙比框架柱早开裂, 可用控制填充墙不出现严重开裂为小震下侧移控制的依据。而在以剪力墙为主要受力构件的结构(框架-抗震墙结构、抗震墙结构、框架-筒体结构等) 中, 由于多遇地震作用下一般不允许作为主要抗侧力构件的剪力墙板出现明显斜裂缝, 因此同上述框架结构以控制非结构构件的破坏程度作为层间侧移角限值的取值依据不同, 这一类以剪力墙为主的结构体系必须以控制剪力墙的开裂程度作为其侧移角限值的取值依据。至于 GBJ 11-89 和 JGJ 3-91 中对建筑装修标准高的结构采用较小的侧移限值, 本文认为是没有必要的。因为建筑装修越高级, 其细部构造越精细, 变形能力也越好, 而普通装修的变形能力一般较差, 比如瓷砖贴面是通过水泥浆与墙体结合, 在很小的位移角下就可能开裂。因此, 对装修级别较高的建筑规定较小的层间位移角限值是不合理的。

1.2 GBJ 11-89 中的层间弹性位移角限值 $[\theta_e]$ 的取值偏大

1.2.1 试验中所测定的构件的开裂位移角均比规范所规定的 $[\theta_e]$ 值小 我国在 80 年代进行过几十榀填充墙框架的试验研究^[1], 其量测的填充墙框架几个特征点的平均层间位移角如表 1 所示。据文 [2] 统计结果, 墙面初裂时的层间位移角, 在无洞填充墙框架为 1/2 500, 开洞填充墙框架为 1/926, 所建议的“小震”抗震变形验算限值为 1/500 是以墙面裂缝连通时的侧移角为依据的。当时他们所指的“小震”(有的国家规范称之为中震^[3]), 其实就是我国现行建筑抗震规范所规定的“中震”。从表 1 可以看出, 在墙面裂缝连通时, 填充墙框架梁柱的某些截面可能已达到屈服状态。现行规范以 1/500 这个适合于中震的限值来验算多遇地震下的变形

表 1 填充墙框架几个主要特征点的平均变形值($\Delta/h \times 1\,000$)

类 型	墙面初裂	柱子初裂	裂缝连贯	柱较出现	屈服变形	极限变形
实 体	0.40	1.42	2.68	4.03	10.01	29.39
开 洞	1.08	2.53	4.31	6.72	13.02	39.14

是不合理的。框架-抗震墙结构的 $[\theta_e]$ 取值也同样偏大。文献 [6] 对 10 榀抗震墙进行了试验研究, 试验中量测的墙面开裂时的层间位移角为 $(0.42 \sim 0.89) \times 10^{-3}$ 。日本学者^[4]利用大量的试验数据(175 个试件) 对抗震墙的变形进行了统计分析, 统计结果表明抗震墙开裂位移角主要分布在 $(0.30 \sim 0.90) \times 10^{-3}$ 范围。根据试验结果, 如果以控制抗震墙开裂为 $[\theta_e]$ 的取值标准, 抗震墙的层间弹性位移角限值应该是 1/1 600(取平均值)。可见规范给定的 1/650 ~ 1/800 限值是偏大了。

1.2.2 有限元分析的结果也表明规范所规定的 $[\theta_e]$ 偏大 本文利用结构分析软件 SAP84 (Version 4.0, 1994) 并采用平面应力九节点单元, 对 RC 抗震墙、填充墙框架和纯框架在多种受力状态下的应力分布及变形进行弹性分析和计算。以下为计算模型及其结果。

(1) 剪力墙楼层单元有限元分析。剪力墙单元的计算模型如图 1 所示。墙顶面的荷载为模拟楼层界面处的内力(N, V, M)。计算中采用多种荷载组合的目的除用于模拟处于不同高度的楼层外, 更主要是为了寻找不同受力状态下带边柱剪力墙开裂时的最大侧移角。计算中混凝土采用 C30, 弹性模量取 $E = 0.85E_c$, 泊松比 $\nu = 0.2$, 剪切模量 $G = E/2(1 + \nu)$ 。当剪力墙边柱或墙板混凝土的最大主拉应力大于其抗拉强度标准值时, 就认为该剪力墙已开裂, 对应的侧移角为其开裂侧移角。计算的主要结果如表 2, 表中 σ_{\max} 为边缘构件应力, σ_1 为墙板最大主拉应力。通过分析可以归纳出以下几个特征——带边柱剪力墙的开裂侧移角为 $(0.25 \sim 0.4)$

$\times 10^{-3}$; 增大竖向压力可在一定程度延缓墙体裂缝的发生; 楼层受到的弯矩作用主要产生楼层沿竖向的拉压转动, 对水平侧移的贡献不大.

表 2 带边柱剪力墙楼层单元的计算结果

模型号	N/kN	V/kN	M/kN·m	σ_{\max}/MPa		σ_1/MPa	$\theta/(^\circ)$	$\delta/10^{-3}$		备 注
				拉侧	压侧			$\bar{\delta}$	δ_{\max}	
WA1	4 000	2 000		0.58	- 7.30	1.32	29	0.20	0.23	未开裂
WA2	4 000	3 000		2.39	- 9.23	2.17	35	0.29	0.33	柱板均初裂
WA3	6 000	3 000		0.86	- 10.96	1.98	30	0.29	0.34	临近开裂
WA4	8 000	4 000		1.15	- 14.60	2.60	30	0.39	0.46	开裂,高轴压
WB1	4 000	1 000	13 200	3.97	- 10.90	2.70	47	0.25	0.29	严重开裂
WB2	5 000	1 000	13 200	2.40	- 11.80	2.40	41	0.25	0.29	开裂
WB3	6 000	500	12 200	0.58	- 10.90	1.64	33	0.17	0.23	未开裂
WB4	6 000	500	17 800	2.44	- 12.84	2.51	45	0.22	0.27	开裂
WB5	10 000	1 000	24 400	2.75	- 20.00	2.99	47	0.34	0.43	开裂,压坏

(2) 框架及填充墙框架楼层单元有限元分析. 框架楼层单元的计算模型如图 2 所示. 除了填充墙外, 框架的材料及计算参数均同前述的剪力墙. 主要计算结果如表3所示. 通过对

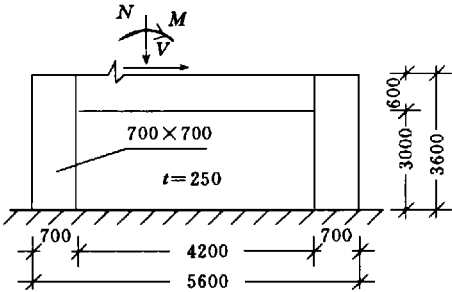


图 1 剪力墙单元计算模型

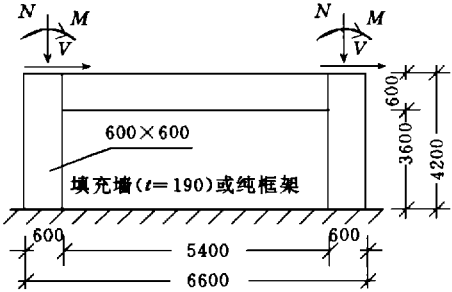


图 2 框架楼层单元的计算模型

计算结果的分析, 可以得出几点结论. (1) 填充墙框架的开裂侧移角比纯框架的开裂侧移角小许多. 比较FS1与FS2可知, 由于填充墙的存在大大地提高了楼层的抗侧移刚度, 因而可以

表 3 框架楼层单元的计算结果

模型号	N/kN	V/kN	M/kN·m	σ_{c1}/MPa		σ_{b1}/MPa	$\delta/10^{-3}$	备 注
				受拉	受压			
FS1	1 000	200	320	0.67	- 5.69	5.06	0.64	带填充墙, 墙板严重开裂
FS2	1 000	200	320	6.40	- 11.90	14.00	2.36	与 FS1 比较
FS3	1 000	100	160	4.46	- 6.80	7.52	1.26	梁柱均已严重开裂
FS4	1 000	100		1.18	- 6.69	2.60	0.89	梁裂, 柱未开裂
FS5	1 500	150		1.77	- 10.00	6.20	1.33	柱拉压应力均较大
FS6	1 500	200		3.70	- 12.00	8.33	1.77	梁柱均已严重开裂
FS7	1 500	150		2.20	- 14.50	6.77	1.72	柱 h 减为 400, 开裂
FS8	1 500	180		2.90	- 11.20	7.50	1.58	开裂已较严重

大大减少楼层的弹性侧移; 但是由于填充墙灰缝的抗裂强度很低, 因此在很小的侧移角下就会开裂(本算例 $\delta=1/1560$ 时就已经普遍开裂). (2) 增大柱子的轴向压力可以在一定程度上提

高层间开裂侧移, 但轴向压力的增加必须受到混凝土抗压能力的限制(算例 FS7 的最大主压应力达到 14.5 MPa)。(3) 填充墙框架的计算开裂侧移角平均约为 $1/2\,000$; 纯框架的计算开裂侧移角平均约为 $1/800$ 。

1.3 建议的层间侧移角限值

根据我国现行建筑抗震设计规范规定的抗震设防目标, 当建筑遭受低于本地区设防烈度的多遇地震影响时, 其结构及非结构构件一般不受损坏或只是受到轻微损坏。然而, 本文前面引用的大量试验数据和有限元分析结果均表明, 现行规范规定的用于多遇地震下抗震变形验算的层间弹性侧移角限值(框架结构的 $1/450$ 或考虑填充墙抗侧力作用的 $1/550$, 框架-抗震结构的 $1/650$ 或较高要求的 $1/800$), 是难以保证上述设防目标的实现的。因此, 必须作适当的调整。国际上主要的抗震规范, 比如美国、欧洲和日本规范均是以控制非结构构件在中等强度地震(在 50 年内的超越概率为 10% 或地震的重现周期为 475 年)^[1]下的破坏程度作为其变形验算的目的, 因而无论是对那种结构类型均采用统一的位移角限值。根据我国规范规定的多遇地震下的设防目标, 层间侧移角限值的确定不应只考虑非结构构件可能受到的损坏程度, 同时也应控制剪力墙、柱等重要抗侧力构件的开裂。虽然在框架结构中填充墙等非结构构件可能会先于框架柱受到损坏, 而框架-抗震墙结构和抗震墙结构中的 RC 抗震墙却可以在非结构构件发生明显损坏之前出现斜裂缝, 因此仍需划分为两种类型分别考虑。

1.3.1 框架结构的层间弹性侧移角限值 由于填充墙一般会先于框架柱开裂, 因此, 为了避免填充墙这一类非结构构件受到较大损坏, 用于层间位移验算的层间位移角限值的取值必须同时考虑容许的填充墙开裂程度、框架柱的开裂以及其他非结构构件可能遭受的损坏。除了填充墙外, 其他非结构构件可承受的变形在国内外均研究较少。根据弹性有限元分析结果(表 3), 不带填充墙的框架柱的开裂侧移角平均约为 $1/800$, 而无开洞填充墙的开裂侧移角约为 $1/2\,000$ 。试验结果统计的墙面初裂时的层间位移角^[2], 在无洞填充墙框架为 $1/2\,500$, 开洞填充墙框架为 $1/9\,260$ (表 1)。以这么小的侧移角作为框架结构的限值, 应用于实际工程是不现实的。考虑到框架结构的侧移计算时一般都不考虑填充墙的刚度, 计算的层间位移值往往比实际的层间位移值大, 因此层间位移角限值可对应地适当放大。另外, 由于填充墙的轻度开裂一般不会影响到建筑的使用功能, 因而可以允许裂缝有一定的开展, 但不允许有严重开裂, 最起码不应出现墙面裂缝连通。严重的开裂不仅修复费用高, 而且可能造成门窗开启困难, 造成人员恐慌。文 [2] 统计的 34 榀填充墙框架试件, 有 12 榀墙面裂缝连通时的侧移角分布在 $(0.95 \sim 1.85) \times 10^{-3}$, 平均值为 $1/714$ 。综合上述各方面因素(表 4), 本文建议框架结构的弹性层间侧移角限值取 $1/800$ 。

1.3.2 框架-剪力墙和剪力墙结构等结构体系的弹性层间侧移角限值 同上述框架结构以控制非结构构件的破坏程度作为层间侧移角限值的取值依据不同, 这一类以剪力墙力为主的结构体系必须以控制剪力墙的开裂程度作为其侧移角限值的取值依据。为了便于比较, 本文把可供参考的几组剪力墙侧移角数据汇总于表 4。从表中可知, 剪力墙的开裂侧移角的主要分布区间, 弹性有限元分析的结果为 $(0.25 \sim 0.4) \times 10^{-3}$ 、试验结果为 $(0.3 \sim 0.9) \times 10^{-3}$ 。虽然取试验结果的平均值($1/1\,600$)作为侧移角限值比较合适, 但考虑到结构的最大层间位移(不可混同层位移差)往往发生于建筑下部剪力较大同时又刚度较小的楼层。这些楼层的剪力墙承受的轴向力一般都比较大, 其开裂侧移角一般也比较大, 可以考虑取接近试验结果上限的值

(1/1 200) 作为验算的限值. 这个值与高层建筑结构设计规程(JGJ 3-91) 中较高装修标准剪力墙结构的侧移角限值(1/1 000) 比较接近. 并且, 根据我们对近 200 幢按 GBJ 11-89 设计的实际工程层间位移角计算的统计结果, 大约有 90% 的实际工程的层间侧移角计算值小于 1/1 200, 因此这个限值也较容易被工程界接受. 综上所述, 本文建议取 1/1 200 作为以 RC 剪力墙为主要抗侧力构件的结构的弹性层间侧移角限值.

表 4 与弹性层间侧移角限值有关的几组数据

	计算值	试验值	实际工程值	原限值	建议限值	备 注
框架结构	1/2 000 ~ 1/800	1/2 500 ~ 1/926	95% 小于 1/800	1/450 ~ 1/550	1/800	填充墙适度开裂
抗震墙	1/4 000 ~ 1/2 500	1/3 330 ~ 1/1 110	90% 小于 1/1 200	1/650 ~ 1/800	1/1 200	不出现斜裂缝

2 高层结构整体弯曲所造成的层间刚体转动位移的扣除

建筑结构的水平地震作用下的总层间位移, 是楼层构件受力变形产生的位移与结构的整体弯曲变形产生的层间刚体转动位移之和(图 3), 即 $\Delta u_{ei} = \Delta u_{esi} + \theta_{i-1} H_i$, 其中 Δu_{ei} 为楼层位移差(或称名义层间位移), Δu_{esi} 为楼层间构件的弯曲和剪切变产生的侧移, θ_{i-1} 为下一层楼面由于结构总体的弯曲变形产生的转角, H_i 为楼层的高度. 现在工程界对必须从高层结构总层间位移中扣除由于基础转动或结构整体弯曲所造成的层间刚体转动位移(无害位移), 已经形成了共识^[6,6]. 然而, 在规范中具体如何考虑却是一个仍有待研究的问题. 从总体上看, 建筑结构中的层间刚体转动位移具有一定的规律. (1)

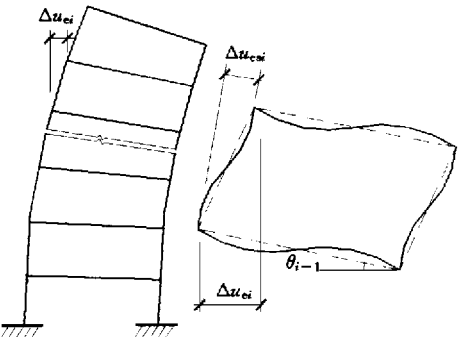


图 3 高层结构的各种位移分量

结构整体弯曲对剪切型结构层间位移的影响较小, 而对弯曲型结构的影响较大. (2) 楼层整体弯曲生产的层间刚体转动位移, 是由结构底层逐步向上累积并在结构的顶层达到最大. (3) 层间刚体转动位移在总层间位移中所占的比例随着结构高宽比的增大而增大(高宽比约为 2.0, 5.5 和 11.0 的框架-抗震墙结构, 最大层间位移的楼层的层间刚体转动位移所占的比例分别约为 5.45%, 14.32% 和 88.54%, 顶层层间刚体转动位移所占的比例分别为 5.0%, 60% 和 100%).

要在工程设计中扣除层间刚体转动位移, 最根本的办法是直接在结构计算软件中通过计算结构两侧各节点竖向位移差产生的楼层转角来考虑. 然而, 由于商用软件的开发往往滞后于新修订规范的颁布, 因而必须有一种作为过渡的简化办法以便于工程设计中对规范的执行. 根据本文对六幢不同高度或高宽比的框架-抗震墙结构的计算结果, 10 层以下或高宽比小于 2.0 的结构的层间刚体转动位移在总层间位移中所占的比例很小(小于 5%). 因此, 对于 10 层以下或高宽比小于 2.0 的结构可以不考虑层间刚体转动位移. 对于 30 层以上或高宽比大于 6.0 的结构, 层间刚体转动位移所占的比例较大, 在靠近结构顶部的几个楼层甚至超过了有害

位移所占的比例。此结构如果采用简化方法可能出现较大误差甚至对发生最大层间位移楼层的位置判断产生错误, 因此不宜采用简化办法。而对于 10~30 层或高宽比为 2.0~6.0 的结构, 其整体弯曲所造成的层间刚体转动位移在总层间位移中所占的比例可以参考表 5 所建议的值。由于时间有限, 本文建议值所参考的算例还很有限, 因此表 5 建议的值与实际的层间刚体转动位移可能还存在一定偏差。更合理的数值或方法, 仍有待今后通过大量的计算或采用简化解析方法来进行进一步研究。

表 5 不同楼层层间刚体转动位移的比例(%)

位置	总层数(高宽比)				位置	总层数(高宽比)			
	10~15 (2~3)	16~20 (3~4)	21~25 (4~5)	25~30 (5~6)		10~15 (2~3)	16~20 (3~4)	21~25 (4~5)	25~30 (5~6)
1~5	0	0	0	5	16~20		20	25	30
6~10	5	5	5	10	21~25			30	40
11~15	10	15	15	20	26~30				50

参 考 文 献

1 Bertero V V. State-of-the-art report on: Design criteria. Eleventh WCEE, Paper No. 2005, Elsevier Science Ltd. 1996

2 童岳生, 钱国芳. 砖填充墙框架的变形性能及承载力. 西安冶金建筑学院学报, 1985, 17(2) : 1~21

3 郭子雄, 童岳生. 钢筋混凝土低矮抗震墙性能研究. 工程力学, 1995, (增刊) : 868~872

4 泽雅や. 既往の鉄筋コンクリート造耐震壁に関する実験資料とその解析. 建设省建筑研究, 1975, (6) : 1515~1519

5 Wakabayashi M. Design of earthquake-resistant buildings. New York: McGRAW-HILL BOOK Co. , 1986. 93~94

6 魏 琰. 地震作用下建筑结构变形计算方法. 建筑结构学报, 1994, 15(2) : 2~10

Several Problems about Antiseismic Deformation Check of
High-Rise RC Building under Frequent Earthquake

Guo Zixiong

(Dept. of Civil Eng., Huaqiao Univ., 362011, Quanzhou)

Abstract Considering test results, computing results, statistical results of drift angle in actual engineering computing and permissible degree of structural damage under frequent earthquake, the author presents the allowable interstorey drift index which conforms even more to the fortified objective of frequent earthquake. With regard to the interstoreyed rigid body displacement generated by global bending deflection of high-rise building, the author approaches its proportion formed in entire interstoreyed displacement and relevant regular pattern by computing.

Keywords seismic design, high-rise building, reinforced concrete, allowable interstorey drift index