

UDC

中华人民共和国国家标准



P

GB 50003—2001

砌体结构设计规范

Code for design of masonry structures

2002—01—10 发布

2002—03—01 实施

中华人民共和国建设部
国家质量监督检验检疫总局

联合发布

中华人民共和国国家标准

砌体结构设计规范

Code for design of masonry structures

GB 50003—2001

主编部门：中华人民共和国建设部

批准部门：中华人民共和国建设部

施行日期：2002年3月1日

条文说明

中国建筑资讯网

2002 北 京

目 次

1	总 则	4
3	材 料	5
3.1	材料强度等级	5
3.2	砌体的计算指标	5
4	基本设计规定	10
4.2	房屋的静力计算规定	11
5	无筋砌体构件	12
5.1	受压构件	12
5.2	局部受压	13
5.5	受剪构件	13
6	构造要求	15
6.2	一般构造要求	15
6.3	防止或减轻墙体开裂的主要措施	16
7	圈梁、过梁、墙梁及挑梁	19
7.1	圈 梁	19
7.2	过 梁	19
7.3	墙 梁	19
7.4	挑 梁	23
8	配筋砖砌体构件	24
9	配筋砌块砌体构件	25
9.4	配筋砌块砌体剪力墙构造规定	28
10	砌体结构构件抗震设计	31
10.1	一般规定	31
10.2	无筋砌体构件	32
10.3	配筋砖砌体构件	32
10.4	配筋砌块砌体剪力墙	32
10.5	墙 梁	35

1 总 则

1.01~1.0.2 本规范的修编仍根据国家有关政策，特别是墙改节能政策，并结合砌体结构的特点，砌体结构类别和应用范围较原规范(GBJ3—88)有所扩大，增加的主要内容有；

- 1 组合砖墙，配筋砌块砌体剪力墙结构；
- 2 地震区的无筋和配筋砌体结构构件设计。

应当指出，为确保砌块结构，特别是配筋砌块砌体剪力墙结构的工程质量、整体受力性能，应采用高粘结、工作性能好和强度较高的专用砂浆及高流态、低收缩和高强度的专用灌孔混凝土。我国为此起草了《混凝土小型空心砌块砌筑砂浆》(JC860—2000)和《混凝土小型空心砌块灌孔混凝土》(JC861—2000)国家建材行业标准。

1.03~1.0.4 由于本规范较大地扩充了砌体材料类别和其相应的结构体系，因而列出了尚需同时参照执行的有关标准规范，包括施工及验收规范。

3 材 料

3.1 材料强度等级

本条文根据建材标准 GB13544~13545—2000 将承重粘土空心砖改为烧结多孔砖。烧结多孔砖是以粘土、页岩、煤矸石为主要原料,经焙烧而成的承重多孔砖。根据 GB/T 5101—1998 烧结普通砖标准,取消了 MU7.5 强度等级。

对硅酸盐类砖中应用较多的蒸压灰砂砖和蒸压粉煤灰砖列出了强度等级。根据建材指标,蒸压灰砂砖、蒸压粉煤灰砖不得用于长期受热 200℃ 以上、受急冷急热和有酸性介质侵蚀的建筑部位, MU15 和 MU15 以上的蒸压灰砂砖可用于基础及其他建筑部位,蒸压粉煤灰砖用于基础或用于受冻融和干湿交替作用的建筑部位必须使用一等砖。

为适应砌块建筑发展,增加了 MU20 的混凝土砌块强度等级,承重砌块取消了 MU3.5 的强度等级。

根据《混凝土小型空心砌块砌筑砂浆和灌孔混凝土》 JC860/861—2000 国家建材行业标准,引入了砌块专用砂浆(Mb)和专用灌孔混凝土(Cb)。

根据石材的应用情况,取消石材 MU15 和 MU10 的强度等级。

砂浆强度等级作了调整,取消了低强度等级砂浆。

3.2 砌体的计算指标

根据《建筑结构可靠度设计统一标准》可靠度调整的要求,本规范将 γ_f 由 1.5 调整为 1.6 后,砌体的强度指标比 GBJ3—88 相应降低 1.5/1.6。施工质量控制等级 B 级相当于 $\gamma_f=1.6$ 。关于施工质量控制等级的内容和解释参见本规范第 4.1.5 条及相应条文说明。

3.2.1 本条文增加了蒸压灰砂砖、蒸压粉煤灰砖和轻骨料混凝土砌块砌体的抗压强度指标,并对单排孔且孔对孔砌筑的混凝土砌块砌体灌孔后的强度作了修订。取消了一砖厚砖空斗砌体和混凝土中型砌块砌体的计算指标。

1 本条文说明可参照 GBJ 3—88 条文说明,仅 γ_f 由 1.5 调整为 1.6。

2 蒸压灰砂砖砌体强度指标系根据湖南大学、重庆市建筑科学研究所和长沙市城建科研所的蒸压灰砂砖砌体抗压强度试验资料,以及《蒸压灰砂砖砌体结构与施工规程》 CECS 20:90 的抗压强度指标确定的。根据试验统计,蒸压灰砂砖砌体

抗压强度试验值 f' 和烧结普通砖砌体强度平均值公式 f_m 的比值 (f'/f_m) 为 0.99, 变异系数为 0.205。本次修订将蒸压灰砂砖砌体的抗压强度指标取用烧结普通砖砌体的抗压强度指标。

蒸压粉煤灰砖砌体强度指标依据四川省建筑科学研究所的蒸压粉煤灰砖砌体抗压强度试验资料, 并参考有关单位的试验资料, 粉煤灰砖砌体的抗压强度相当或略高于烧结普通砖砌体的抗压强度。本次修订将蒸压粉煤灰砖的抗压强度指标取用烧结普通砖砌体的抗压强度指标。本次修订未列入蒸养粉煤灰砖砌体。

应该指出, 蒸压灰砂砖砌体和蒸压粉煤灰砖砌体的抗压强度指标系采用同类砖为砂浆强度试块底模时的抗压强度指标。当采用粘土砖底模时砂浆强度会提高, 相应的砌体强度达不到规范的强度指标, 砌体抗压强度约降低 10%左右。

3 随着砌块建筑的发展, 本次修订, 补充收集了近年来混凝土砌块砌体抗压强度试验数据, 比 GBJ3—88 有较大的增加, 共 116 组 818 个试件, 遍及四川、贵州、广西、广东、河南、安徽、浙江、福建八省。本次修订, 按以上试验数据采用 GBJ 3—88 强度平均值公式拟合, 当材料强度 $f_1 \geq 20\text{MPa}$, $f_2 \geq 15\text{MPa}$ 时, 以及当砂浆强度高于砌块强度时, GBJ3—88 强度平均值公式的计算值偏高, 应用 GBJ3—88 强度平均值公式在该范围不安全, 表明在该范围 GBJ3—88 强度平均值公式不能应用。当删除了这些试验数据后按 94 组统计, 抗压强度试验值 f' 和抗压强度平均值公式的计算值 f_m 的比值为 1.121, 变异系数为 0.225。为适应砌块建筑的发展, 本次修订增加了 MU20 强度等级。根据现有高强砌块砌体的试验资料, 在该范围其砌体抗压强度试验值仍较强度平均值公式的计算值偏低。本次修订采用降低砂浆强度对 GBJ3—88 抗压强度平均值公式进行修正, 修正后的砌体抗压强度平均值公式为:

$$f_m = 0.46 f_1^{0.9} (1 + 0.07 f_2) (1.1 - 0.21 f_2) \quad (f_2 > 10\text{MPa})$$

对 MU20 的砌体适当降低了强度值。

本次修订增加了单排孔且孔对孔砌筑轻骨料混凝土砌块砌体的抗压强度设计值。修正后的抗压强度平均值公式的适用范围为: 块体强度等级 \leq MU20、且 \geq 砂浆强度等级。本次修订收集了 15 组 195 个水泥煤渣混凝土砌块砌体的抗压强度试验值, 主要是四川、福建和安徽三省的试验数据。试验值 f' 和平均值公式计算值的比值为 1.229, 变异系数为 0.267, f'/f_m 比值较混凝土砌块砌体的高, 但变异系数较大。根据可靠度分析, 该类轻骨料混凝土砌块砌体的抗压强度指标可取用混凝土砌块砌体的抗压强度指标, 其他轻骨料单排孔且孔对孔砌筑的砌块砌体强度指标应根据试验确定。

4 对单排孔且对孔砌筑的混凝土砌块灌孔砌体, 建立了较为合理的抗压强度计

算方法。GBJ 3—88 灌孔砌体抗压强度提高系数 ϕ_1 按下式计算:

$$\phi_1 = \frac{0.8}{1-\delta} \leq 1.5 \quad (1)$$

该式规定了最低灌孔混凝土强度等级为 C15, 且计算方便。本次修订收集了广西、贵州、河南、四川、广东共 20 组 82 个试件的试验数据和近期湖南大学 4 组 18 个试件以及哈尔滨建筑大学 4 组 24 个试件的试验数据, 试验数据反映 GBJ3—88 的 ϕ_1 值偏低, 且未考虑不同灌孔混凝土强度对 ϕ_1 的影响, 根据湖南大学等单位的研究成果, 本次修订经研究采用下式计算:

$$f_{gm} = f_m + 0.63af_{cu,m} (\rho \geq 33\%) \quad (2)$$

$$f_g = f + 0.6af_c \quad (3)$$

同时为了保证灌孔混凝土在砌块孔洞内的密实, 灌孔混凝土应采用高流动性、低收缩的细石混凝土。由于试验采用的块体强度、灌孔混凝土强度, 一般在 MU10~MU20、C10~C30 范围, 同时少量试验表明高强度灌孔混凝土砌体达不到公式(2)的 f_{gm} , 经对试验数据综合分析, 本次修订对灌实砌体强度提高系数作了限制 $f_g/f \leq 2$ 。同时根据试验试件的灌孔率(ρ)均大于 33%, 因此对公式灌孔率适用范围作了规定。灌孔混凝土强度等级规定不应低于 Cb20。灌孔混凝土性能应符合《混凝土小型空心砌块灌孔混凝土》JC861—2000 的规定。

5 多排孔轻骨料混凝土砌块在我国寒冷地区应用较多, 特别是我国吉林和黑龙江地区已开始推广应用, 这类砌块材料目前有火山渣混凝土、浮石混凝土和陶粒混凝土, 多排孔砌块主要考虑节能要求, 排数有二排、三排和四排, 孔洞率较小, 砌块规格各地不一致, 块体强度等级较低, 一般不超过 MU10, 为了多排孔轻骨料混凝土砌块建筑的推广应用, 《混凝土砌块建筑技术规程》JGJ/T14—95 列入了轻骨料混凝土砌块建筑的设计和施工规定。本次修订应用了 JGJ/T14—95 收集的砌体强度试验数据。

本次修订应用的试验资料为吉林、黑龙江两省火山渣、浮石、陶粒混凝土砌块砌体强度试验数据 48 组 243 个试件, 其中多排孔单砌砌体试件共 17 组 109 个试件, 多排孔组砌砌体 21 组 70 个试件, 单排孔砌体 10 组 64 个试件。多排孔单砌砌体强度试验值 f' 和公式平均值 f_m 比值为 1.615, 变异系数为 0.104。多排孔组砌砌体强度试验值 f' 和公式平均值 f_m 比值为 1.003, 变异系数为 0.202。从统计参数分析, 多排孔单砌强度较高, 组砌后明显降低, 考虑多排孔砌块砌体强度和单排孔砌块砌体强度有差别, 同时偏于安全考虑, 本次修订对孔洞率不大于 35% 的双排孔或多排孔轻骨料混凝土砌块砌体的抗压强度设计值, 按单排孔混凝土砌块砌体强度设计值乘以

1.1 采用。对组砌的砌体的抗压强度设计值乘以 0.8 采用。

6~7 除毛料石砌体和毛石砌体的抗压强度设计值比 GBJ3—88 作了适当降低外, 条文未作修改。

8 关于施工控制等级的内容和解释参见本规范第 4.1.5 条及相应条文说明。

3.2.2 本条文增加了蒸压灰砂砖、蒸压粉煤灰砖以及孔洞率不大于 35% 的双排孔或多排孔轻集料混凝土砌块砌体的抗剪强度。

蒸压灰砂砖砌体抗剪强度系根据湖南大学、重庆市建筑科学研究所和长沙市城建科研所的通缝抗剪强度试验资料, 以及《蒸压灰砂砖砌体结构与施工规程》CECS 20:90 的抗剪强度指标确定的。灰砂砖砌体的抗剪强度各地区的试验数据有差异, 主要原因是各地区生产的灰砂砖所用砂的细度和生产工艺不同, 以及采用的试验方法和砂浆试块采用的底模砖不同引起。本次修订以双剪试验方法和以灰砂砖作砂浆试块底模的试验数据为依据, 并考虑了灰砂砖砌体通缝抗剪强度的变异。根据试验资料, 蒸压灰砂砖砌体的抗剪强度设计值较烧结普通砖砌体的抗剪强度有较大的降低。本次修订蒸压灰砂砖砌体的抗剪强度取砖砌体抗剪强度的 0.70 倍。

蒸压粉煤灰砖砌体抗剪强度取值依据四川省建筑科学研究所的研究报告, 其抗剪强度较烧结普通砖砌体的抗剪强度有较大降低, 本次修订, 蒸压粉煤灰砖砌体抗剪强度设计值取烧结普通砖砌体抗剪强度的 0.70 倍。

轻骨料混凝土砌块砌体的抗剪强度指标系根据黑龙江、吉林等地区抗剪强度试验资料。共收集 16 组 89 个试验数据, 试验值 f' 和混凝土砌块抗剪强度平均值 $f_{v,m}$ 的比值为 1.41。本次修订对于孔洞率小于或等于 35% 的双排孔或多排孔砌块砌体的抗剪强度按混凝土砌块砌体抗剪强度乘以 1.1 采用。

单排孔且孔对孔砌筑混凝土砌块灌孔砌体的通缝抗剪强度是本次修订中增加的内容, 主要依据湖南大学 36 个试件和辽宁建科院 66 个试件的试验资料, 试件采用了不同的灌孔率、砂浆强度和砌块强度, 通过分析, 灌孔后通缝抗剪强度和灌孔率、灌孔砌体的抗压强度有关, 回归分析的抗剪强度平均值公式为:

$$f_{v,g,m} = 0.32 f_{g,m}^{0.55}$$

试验值 $f'_{v,m}$ 和公式值 $f_{v,g,m}$ 的比值为 1.061, 变异系数为 0.235。

灌孔后的抗剪强度设计值公式为: $f_{v,g} = 0.208 f_{g,m}^{0.55}$, 取 $f_{v,g} = 0.20 f_g^{0.55}$ 。

3.2.3 本条修订对跨度不小于 7.5m 的梁下混凝土砌块、蒸压灰砂砖、蒸压粉煤灰砖砌体强度乘 γ_a 修正, γ_a 为 0.9。对于多孔砖砌体, 考虑达到极限状态后, 破坏现象严重, 且残余承载力小于烧结普通砖砌体, 也作了同样的规定。本条对用水泥砂浆

砌筑的砌体的 γ_a ，根据试验由 0.85、0.75 调整为 0.9 和 0.8。另外，对配筋砌体强度调整系数 γ_a 也作了明确规定。对施工质量控制等级为 C 级时， γ_a 取 0.89，0.89 为 B 级和 C 级 γ_f 的比值。

3.2.4 本条增加了配筋砌体不得用掺盐砂浆施工的规定。

3.2.5 本条对单排孔对孔砌筑的混凝土砌块灌孔砌体弹性模量作了补充，采用以灌孔砌体强度值，按式 3.2.5-1 计算灌孔砌体的弹性模量。

对于灌孔砌体弹性模量，广西建筑科学研究院、四川省建筑科学研究院和湖南大学进行了试验研究，灌孔砌体的应力应变关系符合对数规律，湖南大学等单位的研究表明，由于芯柱混凝土参与工作，砂浆强度等级不同时，水平灰缝砂浆的变形对该砌体变形的影响不明显，故均取 $E=1700f_g$ 。本次修订的灌孔砌体弹性模量取值与试验值相比偏低。

本条增加了砌体的收缩率，因国内砌体收缩试验数据少。本次修订主要参考了块体的收缩、国内已有的试验数据，并参考了 ISO/TC 179/SCI 的规定，经分析确定的。砌体的收缩与块体的上墙含水率、砌体的施工方法等有密切关系。如当地有可靠的砌体收缩率的试验数据，亦可采用当地试验数据。

4 基本设计规定

4.1.1~4.1.5 根据《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068，结构设计仍采用概率极限状态设计原则和分项系数表达的计算方法。本次修订，根据我国国情适当提高了建筑结构的可靠度水准；明确了结构和结构构件的设计使用年限的含意、确定和选择；并根据建设部关于适当提高结构安全度的指示，在第 4.1.5 条作了几个重要改变：

1 砌体结构材料性能分项系数 γ_f 从原来的 1.5 提高到 1.6；

2 针对以自重为主的结构构件，永久荷载的分项系数增加了 1.35 的组合，以改进自重为主构件可靠度偏低的情况；

3 引入了“施工质量控制等级”的概念。

我国长期以来，设计规范的安全度未和施工技术、施工管理水平等挂钩。而实际上它们对结构的安全度影响很大，因此，为保证规范规定的安全度，有必要考虑这种影响。发达国家在设计规范中明确地提出了这方面的规定，如欧共体规范、国际标准。我国在学习国外先进管理经验的基础上，并结合我国的实际情况，首先在《砌体工程施工及验收规范》(GB 50203—98)中规定了砌体施工质量控制等级。它根据施工现场的质保体系、砂浆和混凝土的强度、砌筑工人技术等级方面的综合水平划为 A、B、C 三个等级。但因当时砌体规范尚未修订，它无从与现行规范相对应，故其规定的 A、B、C 三个等级，只能与建筑物的重要性程度相对应，这容易引起误解。而实际的内涵是在不同的施工控制水平下，砌体结构的安全度不应该降低，它反映了施工技术、管理水平和材料消耗水平的关系。因此，新修订的《砌体规范》引入了施工质量控制等级的概念，考虑到一些具体情况，砌体规范只规定了 B 级和 C 级施工控制等级。当采用 C 级时，砌体强度设计值应乘第 3.2.3 条的 γ_a ， $\gamma_a=0.89$ ；当采用 A 级施工控制等级时，可将表中砌体强度设计值提高 5%。施工控制等级的选择主要根据设计和建设单位商定，并在工程设计图中明确设计采用的施工控制等级。

在本规范报批期间，《砌体工程施工及验收规范》GB 50203—98 已完成其修编稿，并更名为《砌体工程施工质量验收规范》GB50203，预计于 2001 年批准。该规范中的施工质量控制等级则与《砌体规范》中的施工质量控制等级完全具有对应的关系。

因此《砌体规范》中的 A、B、C 三个施工质量控制等级应按《砌体工程施工质

量验收规范》GB50203 中对应的等级要求进行施工质量控制。

但是考虑到我国目前的施工质量水平,对一般多层房屋宜按 B 级控制,对配筋砌体剪力墙高层建筑,设计时宜选用 B 级的砌体强度指标,而在施工时宜采用 A 级的施工质量控制等级。这样做是有意提高这种结构体系的安全储备。

4.1.6 在验算整体稳定性时,永久荷载效应与可变荷载效应符号相反。而前者对结构起有利作用。因此,若永久荷载分项系数仍取同号效应时相同的值,则将影响构件的可靠度。为了保证砌体结构和结构构件具有必要的可靠度,故当永久荷载对整体稳定有利时,取 $\gamma_G=0.8$ 。

4.2 房屋的静力计算规定

本节除下列条文作了相应的修改外,其余条文均同原规范的相应部分,不再赘述。

1 4.2.5 第 3 款将梁端支承力的位置由原规范的两种情况,即屋面梁和楼盖梁简化为一种。计算表明,因屋盖梁下砌体承受的荷载一般较楼盖梁小,承载力裕度较大,当采用楼盖梁的支承长度后,对其承载力影响很小。这样做以简化设计计算。

2 4.2.5 新增第 4 款,即对于梁跨度大于 9m 的墙承重的多层房屋,应考虑梁端约束弯矩影响的计算。

试验表明上部荷载对梁端的约束随局压应力的增大呈下降趋势,在砌体局压临破坏时约束基本消失。但在使用阶段对于跨度比较大的梁,其约束弯矩对墙体受力影响应予考虑。根据三维有限元分析, $a/h=0.75$, $l=5.4m$,上部荷载 $\sigma_0/f_m=0.1$ 、 0.2 、 0.3 、 0.4 时,梁端约束弯矩与按框架分析的梁端弯矩的比值分别为 0.28 、 0.377 、 0.449 、 0.511 。为了设计方便,将其替换为梁端约束弯矩与梁固端弯矩的比值 K ,分别为 8.3% 、 12.2% 、 16.6% 、 21.4% 。为此拟合公式(4.2.5)予以反映。

本方法也适用于上下墙厚不同的情况。

3 取消了原规范第 3.2.8 条上刚下柔多层房屋的静力计算方案及原附录的计算方法。这是考虑到这种结构存在着显著的刚度突变,在构造处理不当或偶发事件中存在着整体失效的可能性。况且通过适当的结构布置,如增加横墙,可成为符合刚性方案的结构,既经济又安全的砌体结构静力方案。

4 4.2.6 根据表 4.2.6 所列条件(墙厚 240mm)验算表明,由风荷载引起的应力仅占竖向荷载的 5%以下,可不考虑风荷载影响。并补充了墙厚为 190mm 时的砌块房屋的外墙的情况,如表 4.2.6 的注。

5 无筋砌体构件

5.1 受压构件

5.1.1、5.1.5 无筋砌体受压构件承载力的计算，在保留原规范公式具有的一系列特点的基础上作了如下修改：

1 原规范规定轴向力的偏心距按荷载标准值计算，与建筑设计统一标准的规定不符，使用上也不方便。新规范规定在承载力计算时，轴向力的偏心距按荷载设计值计算。在常遇荷载情况下，直接采用其设计值代替标准值计算偏心距，由此引起承载力的降低不超过 6%；

2 原规范承载力影响系数 φ 的公式，是基于 $e/h > 0.3$ 时计算值与试验结果的符合程度较差而引入修正系数 $\left[1 + 6 \frac{e}{h} \left(\frac{e}{h} - 0.2\right)\right]$ 。新规范要求 $e \leq 0.6y$ ，因而在承载力影响系数 φ 的公式中删去了上述修正系数，不仅符合试验结果，且使 φ 的计算得到简化。

综合上述 1 和 2 的影响，新规范受压构件承载力与原规范的承载力基本接近，略有下调；

3 增加了双向偏心受压构件承载力的计算方法。计算公式按附加偏心距分析方法建立，与单向偏心受压构件承载力的计算公式相衔接，并与试验结果吻合较好。湖南大学 48 根短柱和 30 根长柱的双向偏心受压试验表明，试验值与本方法计算值的平均比值，对于短柱为 1.236，长柱为 1.329，其变异系数分别为 0.103 和 0.163。而试验值与前苏联规范计算值的平均比值，对于短柱为 1.439，对于长柱为 1.478，其变异系数分别为 0.163 和 0.225。此外，试验表明，当 $e_b > 0.3b$ 和 $e_h > 0.3l$ 时，随着荷载的增加，砌体内水平裂缝和竖向裂缝几乎同时产生，甚至水平裂缝较竖向裂缝出现早，因而设计双向偏心受压构件时，对偏心距的限值较单向偏心受压时偏心距的限值规定得小些是必要的。分析还表明，当一个方向的偏心率(如 e_b/b)不大于另一个方向的偏心率(如 e_h/h)的 5% 时，可简化按另一方向的单向偏心受压(如 e_h/h)计算，其承载力的误差小于 5%。

5.1.2~5.1.4 同原规范的相应条文，未作修改。

5.2 局部受压

本节除下列条文作了部分修改或补充外,其余条文均同原规范的相应部分,不再赘述。

5.2.4 关于梁端有效支承长度 a_0 的计算公式,原规范提供了 $a_0=38\sqrt{\frac{N_l}{bf\text{tg}\theta}}$, 和简化

公式 $a_0=10\sqrt{\frac{h_c}{f}}$, 如果前式中 $\text{tg } \theta$ 取 $1/78$, 则也成了近似公式, 而且 $\text{tg } \theta$ 取为定值后

反而与试验结果有较大误差。考虑到两个公式计算结果不一样, 容易在工程应用上引起争端, 为此规范明确只列后一个公式。这在常用跨度梁情况下和精确公式误差约在 15% 左右, 不致影响局部受压安全度。

5.2.5 补充了刚性垫块上表面梁端有效支承长度的计算公式。原规范修订时因未做这方面的工作, 所以没有明确规定, 一般均以梁与砌体接触时的 a_0 值代替, 这与实际情况显然是有差别的。试验和有限元分析表明, 垫块上表面 a_0 较小, 这对于垫块下局压承载力计算影响不是很大(有垫块时局压应力大为减小), 但可能对其下的墙体受力不利, 增大了荷载偏心距, 因此有必要补充垫块上表面梁端有效支承长度 a_0 计算方法。根据试验结果, 考虑与现浇垫块局部承载力相协调, 并经分析简化也采用公式(5.2.4-5)的形式, 只是系数另外作了具体规定。

对于采用与梁端现浇成整体的刚性垫块与预制刚性垫块下局压有些区别, 但为简化计算, 也可按后者计算。

5.2.6 柔性垫梁局压计算, 原规范只考虑局压荷载对垫梁是均匀的中心作用的情况, 如果梁搁置在圈梁上则存在出平面不均匀的局部受压情况, 而且这是大多数的受力状态。经过计算分析补充了柔性垫梁不均匀局压情况, 给出 $\delta_2=0.8$ 的修正系数。

此时 a_0 可近似按刚性垫块情况计算。

5.3、5.4 同原规范条文

5.5 受剪构件

5.5.1 根据试验和分析, 砌体沿通缝受剪构件承载力可采用复合受力影响系数的剪摩理论公式进行计算。

1 公式(5.5.1-1)~(5.5.1-3)适用于烧结的普通砖、多孔砖、蒸压的灰砂砖和粉煤灰砖以及混凝土砌块等多种砌体构件水平抗剪计算。该式系由重庆建筑大学在试验研究基础上对包括各类砌体的国内 19 项试验数据进行统计分析的结果。此外, 因砌体竖缝抗剪强度很低, 可将阶梯形截面近似按其水平投影的水平截面来计算。

2 公式(5.5.1)的模式系基于剪压复合受力相关性的两次静力试验,包括 M2.5、M5.0、M7.5 和 M10 等四种砂浆与 MU10 页岩砖共 231 个数据统计回归而得。此相关性亦为动力试验所证实。研究结果表明:砌体抗剪强度并非如摩尔和库仑两种理论随 σ_0/f_m 的增大而持续增大,而是在 $\sigma_0/f_m=0\sim 0.6$ 区间增长逐步减慢;而当 $\sigma_0/f_m>0.6$ 后,抗剪强度迅速下降,以致 $\sigma_0/f_m=1.0$ 时为零。整个过程包括了剪摩、剪压和斜压等三个破坏阶段与破坏形态。当按剪摩公式形式表达时,其摩擦系数 μ 非定值而为斜直线方程,并适用于 $\sigma_0/f_m=0\sim 0.8$ 的近似范围。

3 根据国内 19 份不同试验共 120 个数据的统计分析,实测抗剪承载力与按有关公式计算值之比值的平均值为 0.960,标准差为 0.220,具有 95%保证率的统计值为 0.598(≈ 0.6)。又取 $\gamma_1=1.6$ 而得出(5.5.1)公式系列。

4 式中修正系数 a 系通过对常用的砖砌体和混凝土空心砌块砌体,当用于四种不同开间及楼(屋)盖结构方案时可能导致的最不利承重墙,采用(5.5.1)公式与原砌体结构设计规范和抗震设计规范公式抗剪强度之比较分析而得出的,并根据 $\gamma_G=1.2$ 和 1.35 两种荷载组合以及不同砌体类别而取用不同的 a 值。引入 a 系数意在考虑试验与工程实验的差异,统计数据有限以及与现行两本规范衔接过渡,从而保持大致相当的可靠度水准。

5 简化公式中 σ_0 定义为永久荷载设计值引起的水平截面压应力。根据不同的荷载组合而有与 $\gamma_G=1.2$ 和 1.35 相应的(5.5.1-2)及(5.5.1-3)等不同 μ 值计算公式。同时尚列出关于 σ_0 值的计算表格(表 5.5.1),以备查用。

6 公式与表格的适用范围为 $\sigma_0/f=0\sim 0.8$,较试验结果之 $\sigma_0/f_m(=0\sim 0.8)$ 、甚至 σ_0/f_k 更偏于安全(后两者 σ_0 实为 σ_{0k} ,且 f_m 及 f_k 均大于 f)

6 构造要求

6.1.1 墙、柱的允许高厚比 6.1.1 本条取消了原规范注①，因该项计算高度在表 5.1.3 中已有规定。其余同原规范条文。

6.1.2 墙中设钢筋混凝土构造柱时可提高墙体使用阶段的稳定性和刚度，本次修编提出了设构造柱墙在使用阶段的允许高厚比提高系数 μ_c ， μ_c 的计算公式是在对设构造柱的各种砖墙、砌块墙和石砌墙的整体稳定性和刚度进行分析后提出的偏下限公式。为与组合砖墙承载力计算相协调，规定 $b_c/l > 0.25$ (即 $l/b_c < 4$) 时取 $l/b_c = 4$ ；当 $b_c/l < 0.05$ (即 $l/b_c > 20$) 时，取 $b_c/l = 0$ 。表明构造柱间距过大，对提高墙体稳定性和刚度作用已很小。

由于在施工过程中大多是先砌筑墙体后浇注构造柱，应注意采取措施保证设构造柱墙在施工阶段的稳定性。

6.1.3 本条注 2 系新增加的内容，用厚度小于 90mm 的砖或块材砌筑的隔墙，当双面用较高强度的砂浆粉刷时，工程实践表明，其稳定性满足使用要求。

6.1.4 同原规范相应条文。

6.2 一般构造要求

6.2.1、6.2.2 从房屋的耐久性出发，对其中一些材料的最低强度等级较原规范进一步提高了要求。如第 6.2.1 条将砌块由 MU5 提高到 MU7.5，石材由 MU20 提高到 MU30，砂浆由 M2.5 提高到 M5。对安全等级为一级或设计使用年限大于 50 年的房屋，根据其对材料的耐久性要求更高作出的规定。

6.2.3、6.2.4 同原规范相应条文。

6.2.5 补充了梁下砌体墙厚为 180mm 时的梁的跨度，其余同原规范相应条文。

6.2.6 根据各地工程实践经验(特别是砌块房屋的实践经验)，对预制钢筋混凝土板支承在墙上，与支承在钢筋混凝土圈梁上的最小长度加以区别对待。利用板端预留钢筋和在板缝内浇灌混凝土形成的支座整体性更好，因而其支承长度可以适当减少，许多地方的标通图采用了这种构造。

6.2.7 同原规范相应条文关于梁下不同材料支承墙体时的规定。

6.2.8、6.2.9 对原规范相应条文作了局部修改。如第 6.2.9 条中强调了屋面构件与山墙的拉结。

6.2.10 本规范取消了中型砌块，其余均同原规范相应条文。

6.2.11 本条根据工程实践将砌块墙与后砌隔墙交接处的拉结钢筋片的构造具体化,并加密了该网片沿墙高设置的间距(400mm)。

6.2.12 为增强混凝土砌块房屋的整体性和抗裂能力和工程实践经验提出了本规定。为保证灌实质量,要求其坍落度为 160~200mm 的专用灌孔混凝土(Cb)。

6.2.13 除将挑梁下支承砌块墙体灌实混凝土的高度由原规范的 400mm 改为 600mm 外,其余同原规范相应条文。

6.2.14 在砌体中留槽及埋设管道对砌体的承载力影响较大,故本条规定了有关要求。

6.2.15、6.2.16 为适应我国建筑节能要求,作为高效节能墙体的多叶墙,即夹芯墙的设计亟待完善。我国的一些科研单位,如中国建筑科学研究院、哈尔滨建筑大学等先后作了一定数量的夹芯墙静力和伪静力试验(包括钢筋拉结和丁砖拉结的两种构造方案),并提出了相应的构造措施和计算方法。试验表明,在竖向荷载作用下,连接件能协调内、外叶墙的变形,为内叶墙提供了一定的支持作用,提高了内叶墙的承载力和增加了叶墙的稳定性的。在往复荷载作用下,钢筋拉结件能在大变形情况下防止外叶墙失稳破坏,使内外叶墙变形协调,共同工作。因此钢筋拉结件对防止已开裂墙体在地震作用下不致脱落倒塌有重要作用。另外两种连接方案对比试验表明,采用钢筋拉结件的夹芯墙片,不仅破坏较轻,并且其变形能力和承载能力的发挥也较好。

夹心墙中的钢筋拉结件的防腐处理,是确保夹心墙耐久性的重要措施,国外一般采用重镀锌或不锈钢拉结件,我国一般采用防锈涂料,也有用镀锌的。从更耐久角度应用不锈钢最保险。因此对安全等级为一级或设计使用年限大于 50 年的房屋,提出了第 6.2.16 条的注。

这两条是根据我国的试验并参照国外规范的有关规定制定的。

6.3 防止或减轻墙体开裂的主要措施

6.3.1 为防止或减轻砌体房屋因长度过大由于温差和砌体干缩引起墙体竖向整体裂缝,规定了伸缩缝的最大间距。本次修编时考虑了石砌体、灰砂砖、混凝土砌块和烧结砖等砌体材料性能的差异,根据国内外有关资料和工程实践经验对上述砌体伸缩缝的最大间距予以折减。此外,由于砌体房屋墙体裂缝成因的复杂性,根据目前的技术经济水平,尚不能完全防止和杜绝由于钢筋混凝土屋盖的温度变形和砌体干缩变形引起的墙体局部裂缝。合理地选择和应用本节提出的这些措施,可以做到使砌体房屋墙体的裂缝的产生和发展达到可接受的程度。

6.3.2、6.3.3 为了防止或减轻由于钢筋混凝土屋盖的温度变化和砌体干缩变形以及其他原因引起的墙体裂缝，本次修编将国内外比较成熟的一些措施列出，使用者可根据自己的具体情况选用。

防止或减轻墙体裂缝的措施尚在不断总结和深化，故不限于所列方法。当有实践经验时，也可采用其他措施。

6.3.4 墙体转角处和纵横墙交接处既能增强结构的空间刚度，又成为墙体变形的约束部位，增加一定的拉结钢筋或网片，对防止墙体温度或干缩变形引起的墙体开裂和整体性有一定作用。本条是根据工程实践提出的。

6.3.5 本条主要是考虑到蒸压灰砂砖、混凝土砌块和其他非烧结砖砌体的干缩变形较大，当实体墙长超过 5m 时，往往在墙体中部出现两端小、中间大的竖向收缩裂缝，为防止或减轻这类裂缝的出现，而提出的一条措施。

6.3.6 本条是根据混凝土砌块房屋在这些部位易出现裂缝，并参照一些工程设计经验和标通图，提出的有关措施。

6.3.7 关于控制缝的概念主要引自欧、美规范和工程实践。它主要针对高收缩率砌体材料，如非烧结砖和混凝土砌块，其干缩率为 0.2~0.4mm/m，是烧结砖的 2~3 倍。因此按对待烧结砖砌体结构的温度区段和抗裂措施是远远不够的。因此在本规范 6.3 节的不少条的措施是针对这个问题的，但还是不够的。按照欧美规范，如英国规范规定，对粘土砖砌体的控制间距为 10~15m，对混凝土砌块和硅酸盐砖(本规范指的是蒸压灰砂砖、粉煤灰砖等)砌体一般不应大于 6m；美国混凝土协会(ACI)规定，无筋砌体的最大控制缝间距为 12~18m，配筋砌体的控制缝间距不超过 30m。这远远超过我国砌体规范温度区段的间距。这也是按本规范的温度区段和有关抗裂构造措施不能消除在砌体房屋中裂缝的一个重要原因。控制缝的引入是个新概念，有个认识过程，它是根据砌体材料的干缩特性，把较长的砌体房屋的墙体划分成若干个较小的区段，使砌体因温度、干缩变形引起的应力或裂缝很小，而达到可以控制的地步，故称控制缝(control joint)。控制缝为单墙设缝，不同我国普遍采用的双墙温度缝。该缝沿墙长方向能自己伸缩，而在墙体出平面则能承受一定的水平力。因此该缝材料还对防水密封有一定要求。关于在房屋纵墙上，按本条规定设缝的理论分析是这样的：房屋墙体刚度变化、高度变化均会引起变形突变，正是裂缝的多发处，而在这些位置设置控制缝就解决了这个问题，但随之提出的问题是，留控制缝后对砌体房屋的整体刚度有何影响，特别是对房屋的抗震影响如何，是个值得关注的问题。为此本规范的参编单位之一的哈尔滨工业大学对一般七层砌体住宅，在顶层按 10m 左右在纵墙的门或窗洞部位设置控制缝进行了抗震分析，其结论是：控制缝引起

的墙体刚度降低很小，至少在低烈度区，如 ≤ 7 度情况下，是安全可靠的。控制缝在我国因系新作法，在实施上需结合工程情况设置控制缝和适合的嵌缝材料。这方面的材料可参见《现代砌体结构—全国砌体结构学术会议论文集》，中国建筑工业出版社 2000，ISBN 7-112-04487-1。

6.3.8 蒸压灰砂砖、混凝土砌块和其他非烧结砖砌筑时采用传统的砌筑粘土砖的混合砂浆，从实践经验看是不适当的。国外均有适合各种材料自身特性的砂浆。我国已编制了《混凝土小型空心砌块砌筑砂浆》标准。粘结性能好的砂浆不但能提高块材与砂浆之间的粘结强度，改善砌体的力学特性，而且还能减少墙体的裂缝。

7 圈梁、过梁、墙梁及挑梁

7.1 圈 梁

7.1.1~7.1.5 根据近年来工程反馈信息和住房商品化对房屋质量要求的不断提高，加强了多层砌体房屋圈梁的设置和构造。这有助于提高砌体房屋的整体性、抗震和抗倒塌能力。考虑到钢筋砖圈梁在工程中应用很少，本节取消有关规定。

7.1.6 由于预制混凝土楼、屋盖普遍存在裂缝，许多地区采用了现浇混凝土楼板，为此增加本条的规定。

7.2 过 梁

7.2.1 本条及相关条文仍保留钢筋砖过梁和砖砌平拱的规定。但对工程应用范围作了更严格的限制。

7.2.3 砌有一定高度墙体的钢筋混凝土过梁按受弯构件计算严格说是不合理的。试验表明过梁也是偏拉构件。过梁与墙梁并无明确分界定义，主要差别在于过梁支承于平行的墙体上，且支承长度较长；一般跨度较小，承受的梁板荷载较小。当过梁跨度较大或承受较大梁板荷载时，应按墙梁设计。

7.3 墙 梁

7.3.1 考虑墙体与托梁组合作用的墙梁设计方法是原规范根据我国工程实践需要和科研成果增加的内容，但主要包括简支墙梁，并对单跨框支墙梁设计作了简单规定。本规范根据近年来科研成果和工程经验，将墙梁设计方法进一步应用于连续墙梁和框支墙梁。到目前为止，各有关单位已进行 258 个(无洞 159 个、有洞 99 个)简支墙梁、21 个连续墙梁和 28 个框支墙梁试件的试验研究和近 2000 个构件的有限元分析及两栋设置墙梁的多层房屋的实测。考虑墙梁组合作用可使墙梁设计更加安全可靠、经济合理。

7.3.2 本条规定墙梁设计应满足的条件。关于墙体总高度、墙梁跨度的规定，主要根据工程经验。 $\frac{h_w}{l_{0i}} \geq 0.4(\frac{1}{3})$ 的规定是为了避免墙体发生斜拉破坏。托梁是墙梁的关键构件，限制 $\frac{h_b}{l_{0i}}$ 不致过小不仅从承载力方面考虑，而且较大的托梁刚度对改善墙体抗剪性能和托梁支座上部砌体局部受压性能也是有利的，对承重墙梁改为 $\frac{h_b}{l_{0i}} \geq \frac{1}{10}$ 。但随着 $\frac{h_b}{l_{0i}}$ 的增大，竖向荷载向跨中分布，而不是向支座集聚，不利于组合作用充分发挥，因此，不应采用过大的 $\frac{h_b}{l_{0i}}$ 。洞宽和洞高限制是为了保证墙体整体性并根据试验

情况作出的。偏开洞口对墙梁组合作用发挥是极不利的，洞口外墙肢过小，极易剪坏或被推出破坏，限制洞距 a_i 及采取相应构造措施非常重要。对边支座改为 $a_i \geq 0.15l_{oi}$ ；增加中支座 $a_i \geq 0.07l_{oi}$ 的规定。此外，国内、外均进行过混凝土砌块砌体和轻质混凝土砌块砌体墙梁试验，表明其受力性能与砖砌体墙梁相似。故采用混凝土砌块砌体墙梁可参照使用。而大开间墙梁模型拟动力试验和深梁试验表明，对称开两个洞的墙梁和偏开一个洞的墙梁受力性能类似。对多层房屋的纵向连续墙梁每跨对称开两个窗洞时也可参照使用。

7.3.3 本条给出与第 7.3.1 条相应的计算简图。计算跨度取值系根据墙梁为组合深梁，其支座应力分布比较均匀而确定的。墙体计算高度仅取一层层高是偏于安全的，分析表明，当 $h_w > l_0$ 时，主要是 $h_w = l_0$ 范围内的墙体参与组合作用。 H_0 取值基于轴拉力作用于托梁中心， h_f 限值系根据试验和弹性分析并偏于安全确定的。

7.3.4 本条分别给出使用阶段和施工阶段的计算荷载取值。承重墙梁在托梁顶面荷载作用下不考虑组合作用，仅在墙梁顶面荷载作用下考虑组合作用。有限元分析及 2 个两层带翼墙的墙梁试验表明，当 $b_f = 0.13 \sim 0.3$ 时，在墙梁顶面已有 30%~50% 上部楼面荷载传至翼墙。墙梁支座处的落地混凝土构造柱同样可以分担 35%~65% 的楼面荷载。但本条不再考虑上部楼面荷载的折减，仅在墙体受剪和局压计算中考虑翼墙有利作用，以提高墙梁的可靠度，并简化计算，1~3 跨 7 层框支墙梁的有限元分析表明，墙梁顶面以上各层集中力可按作用的跨度近似化为均布荷载（一般不超过该层该跨荷载的 30%），再按本节方法计算墙梁承载力是安全可靠的。

7.3.5 试验表明，墙梁在顶面荷载作用下主要发生三种破坏形态，即：由于跨中或洞口边缘处纵向钢筋屈服，以及由于支座上部纵向钢筋屈服而产生的正截面破坏；墙体或托梁斜截面剪切破坏以及托梁支座上部砌体局部受压破坏。为保证墙梁安全可靠地工作，必须进行本条规定的各项承载力计算。计算分析表明，自承重墙梁可满足墙体受剪承载力和砌体局部受压承载力的要求，无需验算。

7.3.6 试验和有限元分析表明，在墙梁顶面荷载作用下，无洞口简支墙梁正截面破坏发生在跨中截面，托梁处于小偏心受拉状态；有洞口简支墙梁正截面破坏发生在洞口内边缘截面，托梁处于大偏心受拉状态。原规范基于试验结果给出考虑墙梁组合作用，托梁按混凝土偏心受拉构件计算的设计方法及相应公式。其中，内力臂系数 r 基于 56 个无洞口墙梁试验，采用与混凝土深梁类似的形式， $r = 0.1(4.5 + l_0/H_0)$ ，计算值与试验值比值的平均值 $\mu = 0.885$ ，变异系数 $\delta = 0.176$ ，具有一定的安全储备。但原规范方法过于繁琐。本规范在无洞口和有洞口简支墙梁有限元分析的基础上，直接给出托梁弯矩和轴力计算公式。既保持考虑墙梁组合作用，托梁按混凝土偏心

受拉构件设计的合理模式,又简化了计算,并提高了可靠度。托梁弯矩系数 α_M 计算值与有限元值之比:对无洞口墙梁 $\mu=1.644$, $\delta=0.101$;对有洞口墙梁 $\mu=2.705$, $\delta=0.381$;与原规范值之比,对无洞口墙梁 $\mu=1.376$, $\delta=0.156$;对有洞口墙梁 $\mu=0.972$, $\delta=0.18$ 。托梁轴力系数 η_N 计算值与有限元值之比, $\mu=1.146$, $\delta=0.023$;对有洞口墙梁, $\mu=1.153$, $\delta=0.262$;与原规范值之比,对无洞口墙梁 $\mu=1.149$, $\delta=0.093$;对有洞口墙梁 $\mu=1.564$, $\delta=0.237$ 。对于直接作用在托梁顶面的荷载 Q_1 、 F_1 将由托梁单独承受而不考虑墙梁组合作用,这是偏于安全的。

连续墙梁是本规范新增加的内容,是在21个连续墙梁试验基础上,根据2跨、3跨、4跨和5跨等跨无洞口和有洞口连续墙梁有限元分析提出的。对于跨中截面,直接给出托梁弯矩和轴拉力计算公式,按混凝土偏心受拉构件设计,与简支墙梁托梁的计算模式一致。对于支座截面,有限元分析表明其为大偏心受压构件,忽略轴压力按受弯构件计算是偏于安全的。弯矩系数 α_M 是考虑各种因素在通常工程应用的范围变化并取最大值,其安全储备是较大的。在托梁顶面荷载 Q_1 、 F_1 作用下,以及在墙梁顶面荷载 Q_2 作用下均采用一般结构力学方法分析连续托梁内力,计算较简便。

原规范规定单跨框支墙梁近似按简支墙梁计算,计算框架柱时考虑墙梁顶面荷载引起的附加弯矩 $M_c=q_2l_0^2/60$,这一规定过于简单。本规范在9个单跨框支墙梁试验基础上,根据单跨无洞口和有洞口框支墙梁有限元分析,对托梁跨中截面直接给出弯矩和轴拉力公式,并按混凝土偏心受拉构件计算,也与简支墙梁托梁计算模式一致。框支墙梁在托梁顶面荷载 Q_1 、 F_1 和墙梁顶面荷载 Q_2 作用下分别采用一般结构力学方法分析框架内力,计算较简便。原规范未包括多跨框支墙梁设计条文。本规范在19个双跨框支墙梁试验基础上,根据2跨、3跨和4跨无洞口和有洞口框支墙梁有限元分析,对托梁跨中截面也直接给出弯矩和轴拉力按混凝土偏心受拉构件计算,与单跨框支墙梁协调一致。托梁支座截面也按受弯构件计算。

为简化计算,连续墙梁和框支墙梁采用统一的 α_M 和 η_N 表达式。边跨跨中 α_M 计算值与有限元值之比,对连续墙梁,无洞口时, $\mu=1.251$, $\delta=0.095$,有洞口时, $\mu=1.302$, $\delta=0.198$;对框支墙梁,无洞口时, $\mu=2.1$, $\delta=0.182$,有洞口时, $\mu=1.615$, $\delta=0.252$ 。 η_N 计算值与有限元值之比,对连续墙梁,无洞口时, $\mu=1.129$, $\delta=0.039$,有洞口时, $\mu=1.269$, $\delta=0.181$;对框支墙梁,无洞口时, $\mu=1.047$, $\delta=0.181$,有洞口时, $\mu=0.997$, $\delta=0.135$ 。中支座 α_M 计算值与有限元值之比,对连续墙梁,无洞口时, $\mu=1.715$, $\delta=0.245$,有洞口时, $\mu=1.826$, $\delta=0.332$;对框支墙梁,无洞口时, $\mu=2.017$, $\delta=0.251$,有洞口时, $\mu=1.844$, $\delta=0.295$ 。

7.3.7 有限元分析表明,多跨框支墙梁存在边柱之间的大拱效应,使边柱轴压力增

大,中柱轴压力减少,故在墙梁顶面荷载 Q_2 作用下当边柱轴压力增大不利时应乘以 1.2 的修正系数。框架柱的弯矩计算不考虑墙梁组合作用。

7.3.8 试验表明,墙梁发生剪切破坏时,一般情况下墙体先于托梁进入极限状态而剪坏。当托梁混凝土强度较低,箍筋较少时,或墙体采用构造框架约束砌体的情况下托梁可能稍后剪坏。故托梁与墙体应分别计算受剪承载力。原规范对托梁受剪承载力计算规定过于烦琐,而 Q_2 作用下剪力 V_2 折减过多,使可靠度偏低。本规范规定托梁受剪承载力统一按受弯构件计算。剪力系数 β_v 按不同情况取值且有较大提高。因而提高了可靠度,且简化了计算。简支墙梁 β_v 计算值与有限元值之比,对无洞口墙梁 $\mu = 1.102$, $\delta = 0.078$; 对有洞口墙梁 $\mu = 1.397$, $\delta = 0.123$; 与原规范计算值之比,对无洞口墙梁 $\mu = 1.5$, $\delta = 0$, 对有洞口墙梁 $\mu = 1.558$, $\delta = 0.226$ 。 β_v 计算值与有限元值之比,对连续墙梁边支座,无洞口时 $\mu = 1.254$ 、 $\delta = 0.135$,有洞口时 $\mu = 1.404$ 、 $\delta = 0.159$; 中支座,无洞口时 $\mu = 1.094$ 、 $\delta = 0.062$,有洞口时 $\mu = 1.098$ 、 $\delta = 0.162$ 。对框支墙梁边支座,无洞口时 $\mu = 1.693$, $\delta = 0.131$,有洞口时 $\mu = 2.011$, $\delta = 0.31$; 中支座,无洞口时 $\mu = 1.588$ 、 $\delta = 0.093$,有洞口时 $\mu = 1.659$ 、 $\delta = 0.187$

7.3.9 试验表明:墙梁的墙体剪切破坏发生于 $h_w/l_0 < 0.75 \sim 0.80$,托梁较强,砌体相对较弱的情况下。当 $h_w/l_0 < 0.35 \sim 0.40$ 时发生承载力较低的斜拉破坏,否则,将发生斜压破坏。原规范根据砌体在复合应力状态下的剪切强度,经理论分析得出墙体受剪承载力公式并进行试验验证。并按正交设计方法找出影响显著的因素 h_b/l_0 和 a/l_0 ; 根据试验资料回归分析,给出 $V_2 \leq \xi_2(0.2+h_b/l_0)hh_w f$ 。计算值与 47 个简支无洞口墙梁试验结果比较, $\mu = 1.062$, $\delta = 0.141$; 与 33 个简支有洞口墙梁试验结果比较, $\mu = 0.966$, $\delta = 0.155$ 。工程实践表明,由于此式给出的承载力较低,往往成为墙梁设计中的控制指标。试验表明,墙梁顶面圈梁(称为顶梁)如同放在砌体上的弹性地基梁,能将楼层荷载部分传至支座,并和托梁一起约束墙体横向变形,延缓和阻滞斜裂缝开展,提高墙体受剪承载力。本规范根据 7 个设置顶梁的连续墙梁剪切破坏试验结果,给出考虑顶梁作用的墙体受剪承载力公式(7.3.9),计算值与试验值之比, $\mu = 0.844$, $\delta = 0.084$ 。工程实践表明,墙梁顶面以上集中荷载占各层荷载比值不大,且经各层传递至墙梁顶面已趋均匀,故本规范取消系数 ξ_3 ,将墙梁顶面以上各层集中荷载均除以跨度近似化为均布荷载计算。由于翼墙或构造柱的存在,使多层墙梁楼盖荷载向翼墙或构造柱卸荷而减少墙体剪力,改善墙体受剪性能,故采用翼墙影响系数 ξ_1 。为了简化计算,单层墙梁洞口影响系数 ξ_2 不再采用公式表达,和多层墙梁一样给出定值。

7.3.10 试验表明,当 $h_w/l_0 > 0.75 \sim 0.80$,且无翼墙,砌体强度较低时,易发生托梁

支座上方因竖向正应力集中而引起的砌体局部受压破坏。为保证砌体局部受压承载力，应满足 $\sigma_{y\max}h \leq \gamma hf$ ($\sigma_{y\max}$ 为最大竖向压应力， γ 为局压强度提高系数)。令 $C = \sigma_{y\max}h/Q_2$ 称为应力集中系数，则上式变为 $Q_2 \leq \gamma fh/C$ 。令 $\zeta = \gamma/C$ ，称为局压系数，即得到本规范(7.3.101)式。根据 16 个发生局压破坏的无翼墙墙梁试验结果， $\zeta = 0.31 \sim 0.414$ ；若取 $\gamma = 1.5$ ， $C = 4$ ，则 $\zeta = 0.37$ 。翼墙的存在，使应力集中减少，局部受压有较大改善；当 $b_f/h = 2 \sim 5$ 时， $C = 1.33 \sim 2.38$ ， $\zeta = 0.475 \sim 0.747$ 。则根据试验结果确定本规范(7.3.10-2)式。近年来采用构造框架约束砌体的墙梁试验和有限元分析表明，构造柱对减少应力集中，改善局部受压的作用更明显，应力集中系数可降至 1.6 左右。计算分析表明，当 $b_f/h \geq 5$ 或设构造柱时，可不验算砌体局部受压承载力。

7.3.11 墙梁是在托梁上砌筑砌体墙形成的。除应限制计算高度范围内墙体每天的可砌高度，严格进行施工质量控制外，尚应进行托梁在施工荷载作用下的承载力验算，以确保施工安全。

7.3.12 为保证托梁与上部墙体共同工作，保证墙梁组合作用的正常发挥，本条对墙梁基本构造要求作了相应的规定。

7.4 挑 梁

本节第 7.4.2 条中对原规范计算倾覆点，针对 $l_1 \geq 2.2h_b$ 时的两个公式，经分析采用近似公式($x_0 = 0.3h_b$)，与弹性地基梁公式($x_0 = 0.25 \sqrt[4]{h_b^3}$)相比，当 $h_b = 250\text{mm} \sim 500\text{mm}$ 时， $\mu = 1.051$ ， $\delta = 0.064$ ；并对挑梁下设有构造柱时的计算倾覆点位置作了规定(取 $0.5x_0$)，其余条文说明均同原规范。

8 配筋砖砌体构件

本章规定了二类配筋砌体构件的设计方法。第一类为网状配筋砖砌体构件，即原规范相应的条文内容。第二类为组合砖砌体构件，又分为砖砌体和钢筋混凝土面层或钢筋砂浆面层组成的组合砖砌体构件，也即原规范相应的条文内容；砖砌体和钢筋混凝土构造柱组成的组合砖墙。砖砌体和钢筋混凝土柱组合砖墙是新增加的内容。

8.2.7 在荷载作用下，由于构造柱和砖墙的刚度不同，以及内力重分布的结果，构造柱分担墙体上的荷载。此外，构造柱与圈梁形成“弱框架”，砌体受到约束，也提高了墙体的承载力。设置构造柱砖墙与组合砖砌体构件有类似之处，湖南大学的试验研究表明，可采用组合砖砌体轴心受压构件承载力的计算公式，但引入强度系数以反映前者与后者的差别。

8.2.8 有限元分析和试验结果表明，设有构造柱的砖墙中，边柱处于偏心受压状态，设计时宜适当增大边柱截面及增大配筋。如可采用 $240\text{mm}\times 370\text{mm}$ ，配 $4\phi 14$ 钢筋。

在影响设置构造柱砖墙承载力的诸多因素中，柱间距的影响最为显著。理论分析和试验结果表明，对于中间柱，它对柱每侧砌体的影响长度约为 1.2m ；对于边柱，其影响长度约为 1m 。构造柱间距为 2m 左右时，柱的作用得到充分发挥。构造柱间距大于 4m 时，它对墙体受压承载力的影响很小。

为了保证构造柱与圈梁形成一种“弱框架”，对砖墙产生较大的约束，因而本条对钢筋混凝土圈梁的设置作了较为严格的规定。

9 配筋砌块砌体构件

9.1.1 本条规定了配筋砌块剪力墙结构内力及位移分析的基本原则。

9.2.2 由于配筋灌孔砌体的稳定性不同于一般砌体的稳定性,根据欧拉公式和灌心砌体受压应力—应变关系,考虑简化并与一般砌体的稳定系数相一致,给出公式 9.2.2-2。该公式也与试验结果拟合较好。

9.2.3 按我国目前混凝土砌块标准,砌块的厚度为 190mm,标准块最大孔洞率为 46%,孔洞尺寸 120mm×120mm 的情况下,孔洞中只能设置一根钢筋。因此配筋砌块砌体墙在平面外的受压承载力,按无筋砌体构件受压承载力的计算模式是一种简化处理。

9.2.1、9.2.4 国外的研究和工程实践表明,配筋砌块砌体的力学性能与钢筋混凝土的性能非常相近,特别在正截面承载力的设计中,配筋砌体采用了与钢筋混凝土完全相同的基本假定和计算模式。如国际标准《配筋砌体设计规范》,《欧共体配筋砌体结构统一规则》EC6 和美国建筑统一法规(UBC)—《砌体规范》均对此作了明确的规定。我国哈尔滨建筑大学、湖南大学、同济大学等的试验也验证了这种理论的适用性。但是在确定灌孔砌体的极限压应变时,采用了我国自己的试验数据。

9.2.5 表 9.2.5 中翼缘计算宽度取值引自国际标准《配筋砌体设计规范》,它和钢筋混凝土 T 形及倒 L 形受弯构件位于受压区的翼缘计算宽度的规定和钢筋混凝土剪力墙有效翼缘宽度的规定非常接近。但保证翼缘和腹板共同工作的构造是不同的。对钢筋混凝土结构,翼墙和腹板是由整浇的钢筋混凝土进行连接的;对配筋砌块砌体,翼墙和腹板是通过在交接处块体的相互咬砌、连接钢筋(或连接铁件),或配筋带进行连接的,通过这些连接构造,以保证承受腹板和翼墙共同工作时产生的剪力。

9.3.1 试验表明,配筋灌孔砌块砌体剪力墙的抗剪受力性能,与非灌实砌块砌体墙有较大的区别:由于灌孔混凝土的强度较高,砂浆的强度对墙体抗剪承载力的影响较少,这种墙体的抗剪性能更接近于钢筋混凝土剪力墙。

配筋砌块砌体剪力墙的抗剪承载力除材料强度外,主要与垂直正应力、墙体的高宽比或剪跨比,水平和垂直配筋率等因素有关:

1 正应力 σ_0 ,也即轴压比对抗剪承载力的影响,在轴压比不大的情况下,墙体的抗剪能力、变形能力随 σ_0 的增加而增加。湖南大学的试验表明,当 σ_0 从 1.1MPa 提高到 3.95MPa 时,极限抗剪承载力提高了 65%,但当 $\sigma_0 > 0.75f_m$ 时,墙体的破坏形

态转为斜压破坏， σ_0 的增加反而使墙体的承载力有所降低。因此应对墙体的轴压比加以限制。国际标准《配筋砌体设计规范》规定， $\sigma_0=N/bh_0 \leq 0.4f$ ，或 $N \leq 0.4bhf$ 。本条根据我国试验，控制正应力对抗剪承载力的贡献不大于 $0.12N$ ，这是偏于安全的，而美国规范为 $0.25N$ 。

2 剪力墙的高宽比或剪跨比(λ)对其抗剪承载力有很大的影响。这种影响主要反映在不同的应力状态和破坏形态，小剪跨比试件，如 $\lambda \leq 1$ ，则趋于剪切破坏，而 $\lambda > 1$ ，则趋于弯曲破坏，剪切破坏的墙体的抗侧承载力远大于弯曲破坏墙体的抗侧承载力。

关于两种破坏形式的界限剪跨比(λ)，尚与正应力 σ_0 有关。目前收集到的国内外试验资料中，大剪跨比试验数据较少。根据哈尔滨建筑大学所作的 7 个墙片数据认为 $\lambda = 1.6$ 可作为两种破坏形式的界限值。根据我国沈阳建工学院、湖南大学、哈尔滨建筑大学、同济大学等试验数据，统计分析提出的反映剪跨比影响的关系式，其中的砌体抗剪强度，是在综合考虑混凝土砌块、砂浆和混凝土注芯率基础上，用砌体的抗压强度的函数($\sqrt{f_g}$)表征的。这和无筋砌体的抗剪模式相似。国际标准和美国规范也均采用这种模式。

3 配筋砌块砌体剪力墙中的钢筋提高了墙体的变形能力和抗剪能力。其中水平钢筋(网)在通过斜截面上直接受拉抗剪，但它在墙体开裂前几乎不受力，墙体开裂直至达到极限荷载时所有水平钢筋均参与受力并达到屈服。而竖向钢筋主要通过销栓作用抗剪，极限荷载时该钢筋达不到屈服，墙体破坏时部分竖向钢筋可屈服。据试验和国外有关文献，竖向钢筋的抗剪贡献为 $0.24f_{yv}A_{sv}$ ，本公式未直接反映竖向钢筋的贡献，而是通过综合考虑正应力的影响，以无筋砌体部分承载力的调整给出的。根据 41 片墙体的试验结果：

$$V_{g,m} = \frac{1.5}{\lambda + 0.5} (0.143 \sqrt{f_{g,m}} + 0.246N_k) + f_{yh,m} \frac{A_{sh}}{s} h_0 \quad (1)$$

$$V_g = \frac{1.5}{\lambda + 0.5} (0.13 \sqrt{f_g} bh_0 + 0.12N \frac{A_w}{A}) + 0.9f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_0 \quad (2)$$

试验值与按上式计算值的平均比值为 1.188，其变异系数为 0.220。现取偏下限值，即将上式乘 0.9，并根据设定的配筋砌体剪力墙的可靠度要求，得到上列的计算公式。

上列公式较好地反映了配筋砌块砌体剪力墙抗剪承载力主要因素。从砌体规范本身来讲是较理想的系统表达式。但考虑到我国规范体系的理论模式的一致性要求，经与《混凝土结构设计规范》GB50010 和《建筑抗震设计规范》GB50011 协调，最

终将上列公式改写成具有钢筋混凝土剪力墙的模式，但又反映砌体特点的计算表达式。这些特点包括：

1 砌块灌孔砌体只能采用抗剪强度 f_{vg} ，而不能像混凝土那样采用抗拉强度 f_t 。

2 试验表明水平钢筋的贡献是有限的，特别是在较大剪跨比的情况下更是如此。因此根据试验并参照国际标准，对该项的承载力进行了降低。

3 轴向力或正应力对抗剪承载力的影响项，砌体规范根据试验和计算分析，对偏压和偏拉采用了不同的系数：偏压为+0.12，偏拉为-0.22。我们认为钢筋混凝土规范对两者不加区别是欠妥的。

现将上式中由抗压强度模式表达的方式改为抗剪强度模式的转换过程进行说明，以帮助了解该公式的形成过程：

①由 $f_{vg}=0.208 f_g^{0.55}$ 则有 $f_g^{0.55}=\frac{1}{0.208}f_{vg}$ ；

②根据公式模式的一致性要求及公式中砌体项采用 $\sqrt{f_g}$ 时，对高强砌体材料偏低的情况，也将 $\sqrt{f_g}$ 调为 $f_g^{0.55}$ ；

③将 $f_g^{0.55}=\frac{1}{0.208}f_{vg}$ 代入公式(2)中，则得到砌体项的数值 $\frac{0.13}{0.208}f_{vg}=0.625f_{vg}$ ，取 $0.6f_{vg}$ ；

④根据计算，将式(2)中的剪跨比影响系数，由 $\frac{1.5}{\lambda+0.5}$ 改为 $\frac{1}{\lambda+0.5}$ ，则完成了如公式(9.3.1-2)的全部转换。

9.3.2 主要参照国际标准《配筋砌体设计规范》、《钢筋混凝土高层建筑结构设计与施工规程》和配筋混凝土砌块砌体剪力墙的试验数据制定的。

配筋砌块砌体连梁，当跨高比较小时，如小于 2.5，即所谓“深梁”的范围，而此时的受力更像小剪跨比的剪力墙，只不过 σ_0 的影响很小；当跨高比大于 2.5 时，即所谓的“浅梁”范围，而此时受力则更像大剪跨比的剪力墙。因此剪力墙的连接除满足正截面承载力要求外，还必须满足受剪承载力要求，以避免连梁产生受剪破坏后导致剪力墙的延性降低。

对连梁截面的控制要求，是基于这种构件的受剪承载力应该具有一个上限值，根据我国的试验，并参照混凝土结构的设计原则，取为 $0.25f_gbh_0$ 。在这种情况下能保证连梁的承载能力发挥和变形处在可控的工作状态之内。

另外，考虑到连梁受力较大、配筋较多时，配筋砌块砌体连梁的布筋和施工要求较高，此时只要按材料的等强原则，也可将连梁部分设计成混凝土的，国内的一些试点工程也是这样作的，虽然在施工程序上增加一定的模板工作量，但工程质量是可保证的。故本条增加了这种选择。

9.4 配筋砌块砌体剪力墙构造规定

I 钢 筋

9.4.1~9.4.6 从配筋砌块砌体对钢筋的要求看,和钢筋混凝土结构对钢筋的要求有很多相同之处,但又有其特点,如钢筋的规格要受到孔洞和灰缝的限制;钢筋的接头宜采用搭接或非接触搭接接头,以便于先砌墙后插筋、就位绑扎和浇灌混凝土的施工工艺;钢筋的混凝土保护层厚度不考虑砌体块体壁厚的有利影响等。

对于钢筋在砌体灌孔混凝土中锚固的可靠性,人们比较关注,为此我国沈阳建筑工程学院和北京建筑工程学院作了专门锚固试验,表明,位于灌孔混凝土中的钢筋,不论位置是否对中,均能在远小于规定的锚固长度内达到屈服。这是因为灌孔混凝土中的钢筋处在周边有砌块壁形成约束条件下的混凝土所致,这比钢筋在一般混凝土中的锚固条件要好。国际标准《配筋砌体设计规范》ISO9652—3中有砌块约束的混凝土内的钢筋锚固粘结强度比无砌块约束(不在块体孔内)的数值(混凝土强度等级为C10~C25情况下),对光面钢筋高出85%~20%;对变形钢筋高出140%~64%。

试验发现对于配置在水平灰缝中的受力钢筋,其握裹条件较灌孔混凝土中的钢筋要差一些,因此在保证足够的砂浆保护层的条件下,其搭接长度较其他条件下要长。灰缝中砂浆的最小保护层要求,是基于在正常条件下,钢筋不会锈蚀和保证需要的握裹力发挥而确定的。在灌孔混凝土中钢筋的保护层,基本同普通混凝土中的钢筋保护层要求,但它的条件要更好些,因为有一层砌块外壳的保护,国外规范规定抗渗砌块的钢筋保护层可以减少。

根据安全等级为一级或设计使用年限大于50年的房屋,对耐久性的要求更高的原则,提出了第9.4.6条的注(含第9.4.7条)。

9.4.7 根据配筋砌块剪力墙用于中高层结构需要较多层更高的材料等级作的规定。

II 配筋砌块砌体剪力墙、连梁

9.4.8 这是根据承重混凝土砌块的最小厚度规格尺寸和承重墙支承长度确定的。最通常采用的配筋砌块砌体墙的厚度为190mm。

9.4.9 这是配筋砌块砌体剪力墙的最低构造钢筋要求。它加强了孔洞的削弱部位和墙体的周边,规定了水平及竖向钢筋的间距和构造配筋率。

剪力墙的配筋比较均匀,其隐含的构造含钢率约为0.05%~0.06%。据国外规范的背景材料,该构造配筋率有两个作用:一是限制砌体干缩裂缝,二是能保证剪力墙具有一定的延性,一般在非地震设防地区的剪力墙结构应满足这种要求。对局部灌孔砌体,为保证水平配筋带(国外叫系梁)混凝土的浇注密实,提出竖筋间距不大于

600mm，这是来自我国的工程实践。

9.4.10 本条参照美国建筑统一法规——《砌体规范》的内容。和钢筋混凝土剪力墙一样，配筋砌块砌体剪力墙随着墙中洞口的增大，变成一种由抗侧力构件(柱)与水平构件(梁)组成的体系。随窗间墙与连接构件的变化，该体系近似于壁式框架结构体系。试验证明，砌体壁式框架是抵抗剪力与弯矩的理想结构。如比例合适、构造合理，此种结构具有良好的延性。这种体系必须按强柱弱梁的概念进行设计。

对于按壁式框架设计和构造，混凝土砌块剪力墙(肢)，必须孔洞全部灌注混凝土，施工时需进行严格的监理。

9.4.11 配筋砌块砌体剪力墙的边缘构件，即剪力墙的暗柱，要求在该区设置一定数量的竖向构造钢筋和横向箍筋或等效的约束件，以提高剪力墙的整体抗弯能力和延性。美国规范规定，只有在墙端的应力大于 $0.4 f'_m$ ，同时其破坏模式为弯曲形的条件下才应设置。该规范未给出弯曲破坏的标准。但规定了一个“塑性铰区”，即从剪力墙底部到等于墙长的高度范围，即我国混凝土剪力墙结构底部加强区的范围。

根据我国哈尔滨建筑大学、湖南大学作的剪跨比大于 1 的试验表明，当 $\lambda = 2.67$ 时呈现明显的弯曲破坏特征， $\lambda = 2.18$ 时，其破坏形态有一定程度的剪切破坏成分， $\lambda = 1.6$ 时，出现明显的 X 裂缝，仍为压区破坏，剪切破坏成分呈现得十分明显，属弯剪型破坏，可将 $\lambda = 1.6$ 作为弯剪破坏的界限剪跨比。据此本条将 $\lambda = 2$ 作为弯曲破坏对应的剪跨比。其中的 $0.4 f'_{m,g}$ 换算为我国的设计值约为 $0.8 f_g$ 。

关于边缘构件构造配筋，美国规范未规定具体数字，但其条文说明借用混凝土剪力墙边缘构件的概念，只是对边缘构件的设置原则仍有不同观点。本条是根据工程实践和参照我国有关规范的有关要求，及砌块剪力墙的特点给出的。

另外，在保证等强设计的原则，并在砌块砌筑、混凝土浇注质量保证的情况下，给出了砌块砌体剪力墙端采用混凝土柱为边缘构件的方案。这种方案虽然在施工程序上增加模板工序，但能集中设置竖向钢筋，水平钢筋的锚固也易解决。

9.4.12 本条和第 9.3.2 条相对应，规定了当采用混凝土连梁时的有关技术要求。

9.4.13 本条是参照美国规范和混凝土砌块的特点以及我国的工程实践制定的。

混凝土砌块砌体剪力墙连梁由 H 型砌块或凹槽砌块组砌(当采用钢筋混凝土与配筋砌块组合连梁时可受此限制)，并应全部浇注混凝土，是确保其整体性和受力性能的关键。

III 配筋砌块砌体柱

9.4.14 本条主要根据国际标准《配筋砌体设计规范》ISO 9652—3 制定的。

采用配筋混凝土砌块砌体柱或壁柱，当轴向荷载较小时，可在孔洞配置竖向

钢筋，而不需配置箍筋，具有施工方便、节省模板的优点，在国外应用很普遍，而当荷载较大时，则按照钢筋混凝土柱类似的方式设置构造箍筋。从其构造规定看，这种柱是预制装配整体式钢筋混凝土柱，适用于荷载不太大砌块墙(柱)的建筑，尤其是清水墙砌块建筑。

10 砌体结构构件抗震设计

10.1 一般规定

10.1.2、10.1.3 国外的研究、工程实践和震害表明，配筋混凝土砌块剪力墙结构是具有强度高、延性好、抗震性能好的结构体系，是“预制装配整体式的混凝土剪力墙结构”，其受力性能和现浇混凝土剪力墙结构很相似。如美国抗震规范把配筋混凝土砌块剪力墙结构和配筋混凝土剪力墙结构划分为同样的适用范围。

我国自 20 世纪 80 年代以来所进行的较大数量的试验研究、工程实践也完全验证了这种结构体系的上述性能。

本规范在确定该体系的高度限值时，还对限定范围内的建筑、试点建筑进行计算分析，包括弹塑性分析、技术经济分析等。这样，在规定的限值范围内，可以做到使建筑具有足够的强度和规范需要的变形能力。而且这种高度更能体现配筋砌块砌体结构施工和经济优势，填补了砌体结构和混凝土剪力墙结构间的一个中高层的空缺。另外考虑到配筋砌体对配套材料和施工质量的要求较高和我国工程实践相对较少，高度限值较国外规范控制严得多，不足钢筋混凝土剪力墙结构高度限值的一半，而对高烈度规定了更严的适用范围。它比钢筋混凝土框架房屋的高度范围还低，这应该说在初期推广是合适的。但是这仅为适用范围，在有进行研究和加强构造措施的情况下，表 10.1.2 中限值可以提高，因为和国外相比其发展潜力还很大。

结构的四个抗震等级的划分，是基于不同烈度及相同烈度下不同的结构类型、不同的高度有不同的抗震要求，是从对结构的抗震性能，包括考虑结构构件的延性和耗能能力，在抗震要求上分很严格、严格、较严格、一般四个级别。

配筋砌块砌体剪力墙和配筋混凝土剪力墙房屋一样，其抗震设计，对不同的程度有不同的抗震要求，如较高的房屋地震反应大、延性要求也较高，即相应的构造措施也较强。本条是参照建筑抗震设计规范和配筋砌体高层结构的特点划分抗震等级的。

10.1.4 作为中高层、高层配筋砌块砌体剪力墙结构应和钢筋混凝土剪力墙结构一样需对地震作用下的变形进行验算，参照钢筋混凝土剪力墙结构和配筋砌体材料结构的特点，规定了层间弹性位移角的限值。

10.1.5 本条根据建筑抗震设计规范对砌体结构构件的承载力抗震调整系数作了规定。

10.1.6 由于本次修订规范普遍对砌体材料的强度等级作了上调,以利砌体建筑向轻质高强发展。砌体结构构件抗震设计对材料的最低强度等级要求,也应随之提高。

10.1.7 这是参照钢筋混凝土结构并结合配筋砌体的特点,提出的受力钢筋的锚固和接头要求。配筋砌体与钢筋混凝土二者在这方面的要求很相似。根据我国的试验研究,在配筋砌体灌孔混凝土中的钢筋锚固和搭接,远远小于本条规定的长度就能达到屈服或流限,不比在混凝土中锚固差,一种解释是位于砌块灌孔混凝土中的钢筋的锚固受到的周围材料的约束更大些。

10.1.8 蒸压灰砂砖、粉煤灰砖砌体,其抗剪强度是粘土砖砌体的 0.7 倍低,我国曾对其进行过很多试验,曾专门编制了《蒸压灰砂砖砌体结构与施工规定》CECS20:90。四川建科院曾对蒸压粉煤灰砖砌体结构作过系统试验,这二类砌体性能类似。但其抗震构造措施与粘土砖砌体基本相同。考虑到其抗剪强度较低,在确定其适用高度时控制得严于烧结砖砌体房屋。

10.2 无筋砌体构件

本节见《建筑抗震设计规范》GB50011 第 7.2 节的有关条文说明。

10.3 配筋砖砌体构件

10.3.1 见《建筑抗震设计规范》GB50011 第 7.2 节的有关条文说明。

10.3.2 对于砖砌体和钢筋混凝土构造柱组合墙,截面抗震承载力的计算公式有多种,但计算结果有的差别较大,主要原因是这些方法所考虑的截面抗震承载力影响因素不同,且有的方法在概念上不尽合理,如砌体受压弹性模量低的组合墙的抗震承载力反而比砌体受压弹性模量高的要大。本条采用的公式考虑了砌体受混凝土柱的约束、作用于墙体上的垂直压应力、构造柱混凝土和纵向钢筋参与受力等影响因素,较为全面,公式形式合理,概念清楚。14 片组合墙的抗侧承载力试验值与公式的计算值比较,其平均比值为 1.333,变异系数为 0.186,偏于安全。经协调最终采用了与《建筑抗震设计规范》GB50011 相同的公式。

10.4 配筋砌块砌体剪力墙

10.4.2 为保证配筋砌块砌体剪力墙强剪弱弯的要求,在底部加强区($H/6$ 及两层)范围内,规定了按抗震等级划分的剪力增幅。为简化且偏于安全对一级抗震 V_w 取为 1.6V,二级抗震取 1.4V,三级为 1.2V,四级为 1.0V。而美国 UBC 规范均为 1.5V。

10.4.3、10.4.4 配筋砌块砌体剪力墙反复加载的受剪承载力比单调加载有所降低,其降低幅度和钢筋混凝土剪力墙很接近。因此,将静力承载力乘以降低系数 0.8,作

为抗震设计中偏心受压时剪力墙的斜截面受剪承载力计算公式。根据湖南大学等单位不同轴压比(或不同的正应力)的墙片试验表明,限制正应力对砌体的抗侧能力的贡献在适合的范围是合适的。如国际标准《配筋砌体设计规范》ISO 9652—3,限制 $N \leq 0.4fbh$,美国规范为 $0.25N$,我国混凝土规范为 $0.2f_cbh$ 。本规范从偏于安全亦取 $0.2f_gbh$ 。

10.4.5 钢筋混凝土剪力墙在偏心受压和偏心受拉时斜截面承载力计算公式中 N 项取用了相同系数,我们认为欠妥。此时 N 虽为作用效应,但属抗力项,当 N 为拉力时应偏于安全取小。根据可靠度要求,配筋砌块剪力墙偏心受拉时斜截面受剪承载力取用了与偏心受压不同的形式。

10.4.7 配筋砌体剪力墙的连接梁的设计原则是作为剪力墙结构的第一道防线,即连梁破坏应先于剪力墙,而对连梁本身则要求其斜截面的抗剪能力高于正截面的抗弯能力,以体现“强剪弱弯”的要求。对配筋砌块连梁,试算和试设计表明,对高烈度区和对较高的抗震等级(一、二级)情况下,连梁超筋的情况比较多,而对砌块连梁在孔中配置钢筋的数量又受到限制。在这种情况下,一是减小连梁的截面高度(应在满足弹塑性变形要求的情况下),二是连梁设计成混凝土的。本条是参照建筑抗震设计规范和砌块剪力墙房屋的特点规定的剪力调整幅度。

10.4.8 剪力墙的连接梁的受力状况,类似于两端固定但同时存在支座有竖向和水平位移的梁的受力,也类似层间剪力墙的受力,其截面控制条件类同剪力墙。

10.4.9 多肢配筋砌块砌体剪力墙的承载力和延性与连梁的承载力和延性有很大关系。为了避免连梁产生受剪破坏后导致剪力墙延性降低,本条规定跨高比大于2.5的连梁,必须满足受剪承载力要求。对跨高比小于2.5的连梁,已属混凝土深梁。在第10.4.7条已作了说明,在较高烈度和一级抗震等级出现超筋的情况下,宜采取措施,使连梁的截面高度减小,来满足连梁的破坏先于与其连接的剪力墙,否则应对其承载力进行折减。考虑到当连梁跨高比大于2.5时,相对截面高度较小,局部采用混凝土连梁对砌块建筑的施工工作量增加不多,只要按等强设计原则,其受力仍能得到保证,也易于设计人员的接受。故给出了本条的注。

10.4.10 根据目前国家产品标准,混凝土砌块的厚度为190mm。

10.4.11 本条是在参照国内外配筋砌块砌体剪力墙试验研究和经验的基础上规定的。美国UBC砌体部分和美国抗震规范规定,对不同的地震设防烈度,有不同的最小含钢率要求。如在7度以内,要求在墙的端部、顶部和底部,以及洞口的四周配置竖向和水平构造钢筋,钢筋的间距不应大于3m。该构造钢筋的面积为 130mm^2 ,约一根 $\phi 12 \sim \phi 14$ 钢筋,经折算其隐含的构造含钢率约为0.06%;而对 ≥ 8 度时,剪

力墙应在竖向和水平方向均匀设置钢筋,每个方向钢筋的间距不应大于该方向长度的 $1/3$ 和 1.20m ,最小钢筋面积不应小于 0.07% ,两个方向最小含钢率之和也不应小于 0.2% 。根据美国规范条文解释,这种最小含钢率是剪力墙最小的延性和抗裂要求。

为什么配筋混凝土砌块砌体剪力墙的最小构造含钢率比混凝土剪力墙的小呢,根据背景解释:钢筋混凝土要求相当大的最小含钢率,因为它在塑性状态浇注,在水化过程中产生显著的收缩。而在砌体施工时,作为主要部分的块体,尺寸稳定,仅在砌体中加入了塑性的砂浆和灌孔混凝土。因此在砌体墙中可收缩的材料要比混凝土中少得多。这个最小含钢率要求,已被规定为混凝土的一半。但在美国加利福尼亚建筑师办公室要求则高于这个数字,它规定,总的最小含钢率不小于 0.3% ,任一方向不小于 0.1% (加利福尼亚是美国高烈度区和地震活跃区)。根据我国进行的较大数量的不同含钢率(竖向和水平)的伪静力墙片试验表明,配筋能明显提高墙体在水平反复荷载作用下的变形能力。也就是说在本条规定的这种最小含钢率情况下,墙体具有一定的延性,裂缝出现后不会立即发生剪坏倒塌。本规范仅在抗震等级为四级时将 μ_{\min} 定为 0.07% ,其余均 $\geq 0.1\%$,比美国规范要高一些,也约为我国混凝土规范最小含钢率的一半以上。

10.4.12、10.4.13 配筋砌块砌体剪力墙的布置,其基本原则同混凝土剪力墙。本条中约束区,即混凝土剪力墙的暗柱,竖向配筋是根据砌块孔洞,并参照混凝土剪力墙的暗柱配筋给出的。美国 UBC 和我国建筑抗震设计规范,虽规定了约束区的横向钢筋的构造要求,但对约束区内的竖向钢筋的构造配筋量未作规定。我国哈尔滨建筑大学、湖南大学等单位,对较大剪跨比配筋砌块墙片试验表明,端部集中配筋对提高构件的抗弯能力和延性作用很明显。通过试点工程,这种约束区的构造配筋率有相当的覆盖面。这种含钢率也考虑能在约 $120\text{mm}\times 120\text{mm}$ 孔洞中放得下:对含钢率为 0.4% 、 0.6% 、 0.8% ,相应的钢筋直径为: $3\phi 14$ 、 $3\phi 18$ 、 $3\phi 20$,而约束箍筋的间距只能在砌块灰缝或带凹槽的系梁块中设置,其间距只能最小为 200mm 。对更大的钢筋直径并考虑到钢筋在孔洞中的接头和墙体中水平钢筋,很容易造成浇灌混凝土的困难。当采用 290mm 厚的混凝土空心砌块时,这个问题就可解决了,但这种砌块的重量过大,施工砌筑有一定难度,故我国目前的砌块系列也在 190mm 范围以内。另外,考虑到更大的适应性,增加了混凝土柱作边缘构件的方案。

10.4.14 本条是根据国内外试验研究成果和经验提出的。砌块砌体剪力墙的水平钢筋,当采用围绕墙端竖向钢筋 180° 加 $12d$ 延长段锚固时,对施工造成较大的难度,而一般作法是将该水平钢筋在末端弯钩锚于灌孔混凝土中,弯入长度为 200mm ,在试验中发现这样的弯折锚固长度已能保证该水平钢筋能达到屈服。因此,考虑不同

的抗震等级和施工因素,给出该锚固长度规定。对焊接网片,一般钢筋直径较细均在 $\phi 5$ 以下,加上较密的横向钢筋锚固较好,在末端弯折并锚入混凝土后更增加网片的锚固作用。

10.4.15 本条是根据国内外试验研究成果和经验,并参照钢筋混凝土剪力墙连梁的构造要求和砌块的特点给出的。配筋混凝土砌块砌体剪力墙的连接,从施工程序考虑,一般采用凹槽或H型砌块砌筑,砌筑时按要求设置水平构造钢筋,而横向钢筋或箍筋则需砌到楼层高度和达到一定强度后方能在孔中设置。这是和钢筋混凝土剪力墙连梁不同之点。

10.4.16 配筋砌块砌体柱的构造要求基本同钢筋混凝土柱。它是预制装配整体式钢筋混凝土柱。先以砌块作模板,砌筑时按要求在灰缝中或孔槽边缘设置水平箍筋,砌至层高待达一定强度后,设置竖向钢筋和浇灌混凝土,由于受块型影响,横向钢筋间距、直径受到一定的限制,因此这种柱一般用于受力较小的构件。

10.4.17 这是为进一步确保内外叶墙在震区的整体性和共同工作而作的规定。

10.4.18 配筋砌块砌体剪力墙房屋与钢筋混凝土剪力墙房屋一样均要求楼、屋盖有足够的刚度和整体性。

10.4.19 在墙体和楼盖的过渡层或结合层处,设置钢筋混凝土圈梁可进一步增加这种结构的整体性,同时该圈梁也可作为建筑竖向尺寸调整的手段。

10.4.20 配筋砌块砌体剪力墙竖向受力钢筋的焊接接头到现在仍是个难题。主要是由施工程序造成的,要先砌墙或柱,后插钢筋,并在底部清扫孔中焊接,由于狭小的空间,只能局部点焊,满足不了受力要求,因此目前大部采用搭接。可否采用工具式接头,由于也要在孔洞中进行,尚未实践过。此条宜采用机械连接或焊接是一种很高的要求,鼓励设计与施工者去实践。

10.5 墙 梁

10.5.1 支承简支墙梁和连续墙梁的砌体墙、柱抗震性能较差,不宜用于按抗震设计的墙梁结构,但支承在砌体墙、柱上的简支墙梁或连续墙梁可用于按抗震设计的多层房屋的局部部位。采用框支墙梁的多层房屋(简称框支墙梁房屋),在重力荷载作用下沿纵向可近似按连续墙梁计算。

国家地震局工程力学研究所、中国建筑科学研究院抗震所、同济大学、西安建筑科技大学、大连理工大学、哈尔滨建筑大学等进行了30余个框支墙梁墙片拟静力试验和8个框支墙梁房屋模型的震动台和拟动力试验。22个框支墙梁拟静力试验表明,在水平低周反复荷载作用下,墙梁墙体的斜裂缝走向和竖向荷载下斜裂缝走向

基本一致，即水平作用并不影响竖向荷载按组合拱体系的传力，或影响很小。在恒定竖向荷载下并施加水平低周反复荷载，托梁端部将形成塑性铰，墙体沿交叉阶梯斜裂缝剪坏(包括部分构造柱剪坏)；框支墙梁只要不倒塌，仍能继续承担较大的竖向荷载(试验中继续加荷到恒定竖向荷载的1.4~2.3倍)，说明即使框支墙梁发生水平剪切破坏后仍具有一定的墙梁组合作用。设置抗震墙的框支墙梁房屋模型振动台试验表明，地震破坏为底层抗震墙的剪切或弯曲破坏，框架柱大偏压破坏和上层构造框架约束墙体的剪切破坏。水平地震作用使托梁增加的附加应力很小，未发现显著的新裂缝，框支墙梁房屋能满足抗震设防三水准的要求。因此，框支墙梁的抗震性能是可靠的，可用于抗震设计；底层框架——抗震墙上层为砌体墙的多层房屋抗震设计中，竖向荷载作用下考虑墙梁组合作用也是完全可行的。

框支墙梁房屋的抗震结构体系和布置，抗震计算原则和主要抗震措施均与抗震规范关于底层框架——抗震墙多层砌体房屋抗震设计的有关规定一致。本节对框支墙梁的抗震设计作一些补充规定。本条关于框支墙梁房屋的层数和高度限值与抗震规范一致。

10.5.2 震害表明，框支墙梁房屋(即抗震规范所指的底层框架砖房)由于上刚下柔和头重脚轻，对抗震不利而产生地震破坏。沿纵向和横向均匀、对称布置一定数量的抗震墙就从抗震体系上大大改善了框支墙梁的抗震性能。本条关于抗震墙的设置规定，以及第二层与底层侧向刚度比的限值与抗震规范一致。底层设置一定数量抗震墙的框支墙梁房屋模型振动台试验表明，其抗震性能不仅不比同样层数的多层房屋低，甚至还要好些。

10.5.3 本条进一步明确对上层墙体布置的要求。同时对托梁上一层墙体中构造柱设置提出更高要求，以提高框支墙梁抗震性能并改善墙体受剪和局部受压性能，更有利于竖向荷载传递。对托梁上一层墙体的上、下层楼盖处圈梁设置提出更高要求，以提高框支墙梁抗震性能和墙体抗剪能力。

10.5.4 底层设置抗震墙，使框支墙梁房屋质量和刚度沿高度分布比较均匀，且以剪切变形为主，可采用底部剪力法进行抗震计算。这已为框支墙梁模型振动台试验证实。底层地震作用效应的调整，并全部由该方向抗震墙承担与抗震规范的规定一致。

10.5.5 本条规定的框架柱地震剪力和附加轴力确定的方法与抗震规范的有关规定一致。

10.5.6 计算重力荷载代表值引起的框支墙梁内力应考虑墙梁组合作用，按本规范第7.3节的规定计算。并与地震剪力引起的框支墙梁内力组合进行抗震承载力计算。重力荷载代表值则应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011中第5.1.3条的有

关规定计算，即取全部重力荷载不另行折减。本条考虑水平地震作用使墙体裂缝对墙梁在竖向荷载作用下组合作用的影响，当抗震等级为一、二级时，适当增大托梁弯矩系数 α_M 和剪力系数 β_v 。这是一个使框支墙梁抗震设计与非抗震设计协调一致的，可靠合理，且便于操作的方法。

10.5.7 墙梁刚度即使考虑裂缝，也比框架柱刚度大得多，在水平地震剪力作用下框架柱反弯点应位于距柱底(1/2~2/3)且接近 1/2 倍柱高。根据有限元分析及试验结果，取反弯点距柱底 $0.55H_c$ 是合理的。如底层柱按框架分析取反弯点，则反弯点可能取高了，使框架柱上端截面弯矩算小了，因而偏于不安全。

10.5.8 试验表明，由于墙梁组合作用，重力荷载产生的墙梁墙体中正应力 σ_0 比计算值小，导致墙体水平截面抗震抗剪承载力的降低，比落地墙低 10%左右。故采用公式(10.3.2)或(10.2.2)计算时，公式右边应乘以降低系数 0.9。

10.5.9~10.5.11 对框支墙梁抗震构造提出要求。在满足抗震规范和混凝土结构规范构造规定条件下，根据框支墙梁抗震试验和工程实践经验作一些补充规定。