

2 术 语 和 符 号

2.1.5 研究表明孔洞率大于 35%的多孔砖起折压比均较低，砌体开裂提前且呈脆性破坏，故应对空洞率加以限制。

2.1.6~2.1.7 根据近年来蒸压灰砂砖、蒸压粉煤灰砖制砖工艺及设备的发展现状和建筑应用需求，蒸压砖定义中增加了多次排气、压制成型内容，以区分新旧制砖工艺，推广、采用新工艺、新设备，体现了标准的先进性。

3 材料

3.1.1 增补了混凝土普通砖及混凝土多孔砖。

砌块包括普通混凝土砌块和轻集料混凝土砌块。轻集料混凝土砌块包括煤矸石混凝土砌块和孔洞率不大于 35%的火山渣、浮石和陶粒混凝土砌块。

考虑到砌体耐久性要求，去掉了强度等级 MU10 的非烧结砖。

对于蒸压粉煤灰砖和掺有粉煤灰 15%以上的混凝土砌块，我国标准 GB/T 2542《砌墙砖试验方法》和 GB/T 4111《混凝土小型空心砌块试验方法》确定碳化系数均采用人工碳化系数的试验方法，目前我国砌墙用砖和砌块产品标准中规定的碳化系数不应小于 0.85，按原规范块体强度应乘系数 $1.15 \times 0.85 = 0.98$ ，接近 1.0，故取消了该系数。

鉴于蒸压多孔砖脆性大，缺少系统的试验数据。故本规范仅对蒸压普通砖砌体做出规定。

根据东北建筑设计研究院及沈阳建筑大学试验结果，多孔砖或空心砖（砌块）空洞设置不合理将导致块体的抗折强度降低很大，使墙体容易开裂，故需控制块体折压比。

3.1.2 原规范未对用于自承重墙的空心砖、轻质块体强度等级进行规定，由于这类砌体用于自承重的范围越来越广，故增补了该条。

采用多种材料组成的砌块，如复合保温砌块，可参照轻集料混凝土砌块采用。

3.1.3 为了减少非烧结砖（砌块）砌体的干燥收缩裂缝，要求非烧结（砌块）砖不得浇水砌筑，为了保证砂浆砌筑时的工作性能和砌体抗剪强度及抗压强度，应采用保水性好、粘结性能好的专用砂浆砌筑。

3.2.1 本条增补了混凝土多孔砖相关内容。根据长沙理工大学等单位大量试验研究结果，砌体的抗压强度试验值与按烧结粘土砖砌体计算公式的计算值比值平均为 1.127，偏安全地取烧结粘土砖的抗压强度值。

根据目前应用情况，表 3.2.1—4 增补砂浆强度等级 Mb20，其砌体取值采用原规范公式外推得到；施工验收规范已经规定不允许采用错孔砌筑，故取消原规范中表 3.2.1—4 的相关注释。因水泥煤渣混凝土砌块问题多，属淘汰品，取消了水泥煤渣混凝土砌块。

实际工程中，细料石砌体极少，其静力强度一般无问题，故细料石砌体的修正系数由原来的 1.5 改为 1.4。参照《砌体工程施工质量验收规范》GB50203，表 3.2.1—7 中取消“半细料石砌体”。

3.2.2 对烧结页岩砖、烧结煤矸石砖、烧结粉煤灰砖砌体，强度按烧结砖取值，不做

调整。

本条增补了混凝土普通砖、混凝土多孔砖相关内容。根据长沙理工大学等单位大量试验研究结果，砌体的抗剪强度试验值与按烧结粘土砖砌体计算公式的计算值比值平均为 1.563，偏安全地，取烧结粘土砖的抗剪强度值。

混凝土普通砖和多孔砖，由于表面比较光滑，其砌体的抗剪强度和抗弯强度较烧结砖砌体低。实际上，由于混凝土砖的吸水速度很低，试验时相同配合比的砂浆，用混凝土砖做底模的砂浆强度仅为红砖底模的 60~70%，取它与红砖相同，实际上对于相同砂浆来说，砌体抗剪、抗弯强度已经打了折扣了。另外，长沙理工大学的大量砌体试验也表明，混凝土砖的抗剪、抗弯强度的试验值与按烧结粘土砖砌体计算公式的计算值比值的平均值均大于 1，按烧结粘土砖的抗剪强度和抗弯强度值进行计算是可行的。

对孔洞率不大于 35%的双排孔或多排孔轻集料混凝土砌块砌体、蒸压灰砂砖砌体、蒸压粉煤灰砖砌体、烧结页岩砖砌体、烧结煤矸石砖砌体、烧结粉煤灰砖砌体，有些单位的试验值可能略高些，可考虑作为安全储备，故取消了原规范的调整。

3.2.3 在原规范中，对有吊车房屋砌体、跨度不小于 9m 的梁下烧结普通砖砌体、跨度不小于 7.5m 的梁下烧结多孔砖、蒸压灰砂砖、蒸压粉煤灰砖、混凝土和轻集料混凝土砌块砌体，主要是考虑结构承受动力荷载作用和跨度较大的梁使得梁端支座的计算假定误差较大，所以采用了调整系数。它属于结构体系的分析问题，建议在结构体系部分结合现行规范 4.2.5 条第 4 款统一考虑，规范修订时取消该系数。

水泥砂浆调整系数在 73 及 88 规范中基本参照苏联规范，由专家讨论确定的调整系数。四川建科院对大孔洞率条型孔多孔砖砌体力学性能试验表明，中、高强度水泥砂浆对砌体抗压强度和砌体抗剪强度无不利影响。试验表明，当 $f_2 \geq 5\text{MPa}$ 时，可不调整。

对配筋砌体构件，当有同时需要做多个强度调整时，原规范未规定系数是对构件强度进行折减还是只对无筋砌体抗压强度进行折减，本条进行了明确。

3.2.5 沈阳建筑大学、重庆大学、长沙理工大学对新型蒸压粉煤灰试验结果表明，砌体弹性模量比原规范值高，偏于安全仍取原规范值。

长沙理工大学、郑州大学等单位的试验结果表明，混凝土多孔砖的力学指标抗压强度和弹性模量与烧结砖等同，混凝土多孔砖的其它物理指标与混凝土砌块相同，如摩擦系数和线膨胀系数是参考本规范中混凝土小砌块砌体取值的。

因为弹性模量是材料的基本力学性能，与构件尺寸等无关，而强度调整系数主要是针对构件强度与材料强度的差别进行的调整，故弹性模量中的砌体抗压强度值不需用 3.2.3 条进行调整。

原规范中单排孔且对孔砌筑的混凝土砌块灌孔砌体的弹性模量取值偏低，虽然对静力作用下构件是偏于安全的，对多层房屋的抗震设计计算影响很小。但是当（灌孔）配筋混凝土砌块砌体用于高层建筑时，弹性模量取值偏低会降低地震作用的设计计算值，对结构安全不利。根据长沙理工大学、湖南大学、哈尔滨建筑大学、四川建筑科学研究院等单位的 200

余个试件统计得出其砌体弹性模量为 $E_g = 900f_{g,m}$ 或 $E_g = 2000f_g$ 。

根据四川建筑科学研究院的试验结果，增补烧结砖砌体的波松比取 0.15。

取消半细料石弹性模量指标。

长沙理工大学蒸压粉煤灰砖砌体墙、混凝土多孔砖砌体墙在不同上墙含水率和不同环境湿度的对比试验表明，砌筑前不浇水砖砌体墙的使用阶段干燥收缩值均小于 -0.2mm/m 。

4 基本设计规定

4.1.6 注：原规范对于砌体结构的抗倾覆计算，仅考虑了可变荷载其控制作用的荷载组合，对于永久荷载其控制作用的情况没有验算，因而在本规范修订中增加永久荷载控制的组合项，来保证结构的整体稳定性。

4.2.5 条 3 款原规范规定的梁端支承压力位置并不适用于板，即板下砌体的受压和梁下砌体受压是不同的。板下是大面积接触，且板的刚度要比梁的小得多，而所受荷载也要小得多，故板下砌体应力分布要平缓的多，故按梁下局压计算是不适合的。

如何计算板下支承墙体的偏心距是原规范之缺项，但《国际标准》IS09652-1 则有简化方法：楼面活荷载不大于 5kN/m^2 时，偏心距 $e = 0.05(l_1 - l_2) \leq h/3$ 。式中 l_1 、 l_2 分别为墙两侧板的跨度， h 墙厚。当墙厚小于 200mm 时，该偏心距应乘以折减系数 $h/200$ ；当双向板跨比达到 1:2 时，板的跨度可取短边长的 $2/3$ 。

考虑到我国砌体房屋多年的工程经验和梁传荷载下支承压力的方法的一致性原则，则取 0.4a 是安全的也是对规范的补充。

4.3 耐久性规定

砌体结构的耐久性包括两个方面，一是对配筋砌体结构构件的钢筋的保护，二是对砌体材料保护。原规范中虽均有反映，但比较分散，而且对砌体耐久性的要求或保护措施相对比较薄弱一些。因此随着人们对工程结构耐久性要求的关注，有必要对砌体结构的耐久性进行增补和完善并单独作为一节。砌体结构的耐久性与钢筋混凝土结构既有相同处但又有一些优势。相同处是指砌体结构中的钢筋保护增加了砌体部分，而比混凝土结构的耐久性好，无筋砌体尤其是烧结类砖砌体的耐久性更好。本节耐久性规定主要根据工程经验并参照国内外有关规范增补的：

1、关于环境类别

环境类别主要根据国际标准《配筋砌体结构设计规范》IS09652-3 和英国标准 BS5628。其分类方法和我国《混凝土结构设计规范》GB50010 很接近。

2 配筋砌体中钢筋的保护层厚度要求，英国规范比美国规范更严，而国际标准有一定灵活性表现在：

1) 英国规范认为砖砌体或其它材料具有吸水性，内部允许存在渗流，因此就钢筋的防腐要求而论，砌体保护层几乎起不到防腐作用，可忽略不计。另外砂浆的防腐性能通常较相同厚度的密实混凝土防腐性能差，因此在相同暴露情况下，要求的保护层厚度通常比混凝土截面保护层大。

2) 国际标准与英国标准要求相同，但在砌体块体和砂浆满足抗渗性能要求条件下钢筋的保护层可考虑部分砌体厚度。

3) 据 UBC 砌体规范 2002 版本，其对环境仅有室内正常环境和室外或暴露于地基土中两类，而后的钢筋保护层，当钢筋直径大于 No. 5 ($\Phi=16$) 不小于 2 英寸 (50.8mm)，当不大于

No. 5 时不小于 1.5 英寸 (38.1mm)。在条文解释中, 传统的钢筋是不镀锌的, 砌体保护层可以延缓钢筋的锈蚀速度, 保护层厚度是指从砌体外表面到钢筋最外层的距离。如果横向钢筋围着主筋, 刚应从箍筋的最外边缘测量。砌体保护层包括砌块、抹灰层、面层的厚度。在水平灰缝中, 钢筋保护层厚度是指从钢筋的最外缘到抹灰层外表面的砂浆和面层总厚度。

4) 本条的 5 类环境类别对应情况下钢筋混凝土保护层厚度采用了国际标准的规定, 并在环境类别 1~3 时给出了采用防渗块材和砂浆时混凝土保护的最低值, 并参照国外规范规定了某些钢筋的防腐镀(涂)层的厚度或等效的保护。随着新防腐材料或技术的发展也可采用性价比更好、更节能环保的钢筋防护材料。

5) 砌体中钢筋的混凝土保护层厚度要求基本上同混凝土规范, 但适用的环境条件也根据砌体结构复合保护层的特点有所扩大。

3、无筋砌体

无筋高标号砖石结构经历数百年和上千年考验其耐久性是不容置疑的。对非烧结块材、多孔块材的砌体处于冻胀或某些侵蚀环境条件下其耐久性易于受损, 故提高其砌体材料的强度等级是最有效和普遍采用的方法。

6 构造要求

6.1 墙、柱的允许高厚比

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, 设构造柱墙在使用阶段的允许高厚比提高系数 μ_c 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, 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。

对壁柱间墙或带构造柱墙的高厚比验算, 是为了保证壁柱间墙和带构造柱墙的局部稳定。如高厚比验算不能满足公式 (6.1.1) 要求时, 可在墙中设置钢筋混凝土圈梁。当圈梁宽度 b 与相邻壁柱间或相邻构造柱间的距离 s 的比值 $b/s \geq 1/30$ 时, 圈梁可视作不动铰支点。当相邻壁柱间的距离 s 较大, 为满足上述要求, 圈梁宽度 $b < s/30$ 时, 可按等刚度原则增加圈梁高度。

6.1.3 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抹灰时, 经部分地区工程实践证明, 其稳定性满足使用要求。本次修订时增加了对于厚度小于 90mm 的墙, 当抹灰层砂浆强度等级等于或大于 M5 时, 包括抹灰层的墙厚达到或超过 90mm 时, 可按 $h=90\text{mm}$ 验算高厚比的规定。

6.1.4 对有门窗洞口的墙 $[\beta]$ 的修正系数 μ_2 , 系根据弹性稳定理论并参照实践经验拟定的。根据推导 μ_2 尚与门窗高度有关, 按公式 6.1.4 算得的 μ_2 , 约相当于门窗洞高为墙高 2/3 时的数值。当洞口高度等于或小于墙高 1/5 时, 可近似采用 μ_2 等于 1.0。这在某些仓库建筑中会遇到这种情况。

6.2 一般构造要求

6.2.1 材料的强度是保证结构安全和耐久性的重要指标，第 4.3.5 条是对所用材料的最低强度等级规定。故本条从房屋的重要性出发，又提高了一级。

6.2.2 汶川地震灾害的经验表明，预制钢筋混凝土板之间有可靠连接，才能保证楼面板的整体作用，增加墙体约束，减小墙体竖向变形，避免楼板在较大位移时坍塌。该条是保证房屋整体性的主要措施之一。

6.2.3 工程实践表明，墙体转角处和纵横墙交接处设拉结钢筋是提高墙体稳定性和房屋整体性的重要措施之一。该项措施对防止墙体温度或干缩变形引起的开裂也有一定作用。本条文依据沈阳建筑大学等单位的研究成果编写。

6.2.9 对厚度小于或等于 240mm 的墙，当梁跨度大于或等于本条规定时，其支承处宜加设壁柱。如设壁柱后影响房间的使用功能。也可采用配筋砌体或在墙中设钢筋混凝土柱等措施对墙体予以加强。

6.2.13 混凝土小型砌块房屋在顶层和底层门窗洞口两边易出现裂缝，规定在顶层和底层门窗洞口两边 200mm 范围内的孔洞用混凝土灌实，为保证灌实质量，要求混凝土塌落度为 160~200mm。

6.3 框架填充墙

6.3 新增加本节主要基于以往历次大地震，尤其是此次汶川地震的震害情况表明，框架（含框剪）结构填充墙等非结构构件均遭到不同程度破坏，有的损害甚至超出了主体结构，导致不必要的经济损失，尤其高级装饰条件下的高层建筑的损失更为严重。这种现象引起人们的广泛关注，防止或减轻该类墙体震害的有效设计方法和构造措施已成为工程界的急需和共识。

6.3.5 《建筑抗震设计规范》GB50011 对建筑工程中的非结构构件的要求虽然有了较大幅度的提高，并提出“填充墙宜与柱脱开或柔性连接……”的要求，但因我国在这方面的研究甚少，多年来《抗震规范》中的该项要求始终没有具体实施的措施。因为规范的要求与现行计算手段尚无法对填充墙的刚度进行量化分析，填充墙引起整体结构上下刚度、水平刚度的不均匀变化及改变了荷载和结构构件的内力分配问题均未解决。因此实际采用的构造措施（含国家标准图）仍为刚性连接方法。

本条的填充墙与柱脱开方法的主要设计理念如下：

1 框架填充墙与柱脱开后，墙体对框架结构的刚度影响减小，因此《抗震规范》规定可不计入墙体刚度的影响，但必须指出在填充墙布置时尚应考虑墙体质量对结构的影响。另外本措施规定的墙、柱脱开的尺寸要求未包括结构在罕遇地震作用下薄弱层部位，此时应根据计算确定其脱开尺寸和采取相应的措施。

2 与框架柱脱开的填充墙，通过在墙中按一定间距设置的小混凝土构造柱（简称微型柱）与框架梁或梁挑板、楼板连接，形成下部固端上部铰支受力明确的计算简图。因此这种墙体出平面的计算分析和构造成为这种构件的主要内容。在静力条件下，特别是外墙主要由风荷载效应确定微型柱的间距和配筋；在有抗震设防条件下，尚应按《抗震规范》非结构构件的

连接计算原则进行验算。

3 本条给出的填充墙中微型柱的间距和竖向钢筋的规格基于下列条件：

1) 材料

砌体 MU3.5, M5 (Mb5), $f=1.19\text{MPa}$, $f_{tm,k}=0.12\text{MPa}$

M10 (Mb10), $f=2.79\text{MPa}$, $f_{tm,k}=0.17\text{MPa}$

砌体自重标准值取 2.9 kN/m^2 、 2.1 kN/m^2 ，相应的密度等级 $900\text{kg/m}^3\sim 700\text{ kg/m}^3$ ，如按墙厚 0.3m ，则为 3.0kN/m^2 和 2.1 kN/m^2 。基本包括了轻骨料块体砌体的密度范围。

混凝土 C20，钢筋取 HRB335， $f_y=300\text{MPa}$ ；焊接网片采用冷轧带肋钢筋 (CRB550)， $f_y=300\text{MPa}$ 。

2) 墙的厚度 h 或夹心墙的等效厚度 $h_e = \sqrt{h_1^2 + h_2^2}$ ，取 $h=250\text{mm}$ ， $h_0=200\text{mm}$ 。

3) 风荷载设定参数

建筑物高度 $H=60\text{m}$ ，地面粗糙度为 B，基本风压 $W_0=0.6$ 、 0.5 、 0.45 和 0.4kN/m^2 ，取计算围护结构的局部结构的局部风压体型系数 $\mu_{sl}=-1.0\sim -1.8$ (后者为墙边缘处的数值)， $\beta_{gz}=1.56$ ， $\mu_z=1.77$ ， $W_k=(-2.76\sim -4.97)W_0$

4) 抗震设防计算参数，设防烈度取 6、7、8 度， G 取 2.9kN/m^2 和 2.1 kN/m^2 。按抗震规范 0.15 条第 13.2.1 条计算地震作用标准值 F 分别为

$F_1=0.42\text{kN/m}^2$ $F_2=0.30\text{kN/m}^2$ (其中 F_1 和 F_2 分别对应 $G=2.9$ 和 2.1)

0.84 地震作用下承载力验算

取柱距 $B=2.5\text{m}$ ，墙高 $H=4.5\text{m}$ ，墙体线性重量按 8 度计 $W=2.5\times 0.6=1.5\text{kN/m}$
墙厚取 $h_1=120\text{mm}$ 、 $h_{01}=80\text{mm}$ $A_s=151\text{mm}^2$ ，取 $1\Phi 14$ ， $A_s=153.9\text{mm}^2$ ；

$h_2=190\text{mm}$ 、 $h_{02}=150\text{mm}$ $A_s=88\text{mm}^2$ ，取 $1\Phi 12$ ， $A_s=113.1\text{mm}^2$ ；

6) 风荷载作用下的承载力计算结果

外墙厚 $h=250\text{mm}$ ， $h_0=220\text{mm}$ ，相应风压条件下的柱钢筋分别为：

计算值 $A_s=237\text{mm}^2$ 、 198mm^2 、 178mm^2 、 158mm^2

相应配筋 $\Phi 18$ $\Phi 16$ $\Phi 16$ $\Phi 14$

$A_s=254\text{mm}^2$ 、 201mm^2 、 201mm^2 、 153mm^2

7) 考虑综合因素下的配筋

地震作用不起控制作用；风载作用可按极端情况考虑 0.85 之折算，则其相应的配筋 201mm^2 ， $\Phi 16$ 、 168mm^2 ， $\Phi 16$ 、 151.3mm^2 ， $\Phi 14$ 、 134mm^2 ， $\Phi 14$ ，
当 $B=2.0$ 时， 180mm^2 ， $\Phi 16$ 、 150mm^2 ， $\Phi 14$ 、 135mm^2 ， $\Phi 14$ 、 120mm^2 ， $\Phi 12$

8) 微型柱的间距由砌体受弯承载力确定：

$$M \leq f_{tm}W, \text{ 令 } M \approx \frac{1}{12}ql^2 \text{ 则 } q = \frac{12f_t W}{l^2}$$

式中 f_{tm} ——砌体弯曲抗拉标准值，其中砌块砌体为最低，当

Mb5.0, $f_{tm}=0.12\text{MPa}$ ，Mb7.5, $f_{tm}=0.15\text{MPa}$ ，

$$W = \frac{1}{6}Bh^2, B=1000\text{mm}, h \text{ 取 } 200\text{mm} \text{ 和 } 250\text{mm}, W=6.75\times 10^{-3}\sim 10.4\times 10^{-3}$$

l ——柱距取 2m 和 2.5m

$$q_1 = \frac{12 \times 120 \times 6.75 \times 10^{-3}}{2^2 (2.5^2)} = 2.43 \text{ kN/m} (1.56 \text{ kN/m})$$

$$q_2 = \frac{12 \times 120 \times 10.4 \times 10^{-3}}{2^2 (2.5^2)} = 3.74 \text{ kN/m} (2.4 \text{ kN/m})$$

$$q_3 = \frac{12 \times 150 \times 6.75 \times 10^{-3}}{2^2 (2.5^2)} = 3.04 \text{ kN/m} (1.95 \text{ kN/m})$$

$$q_4 = \frac{12 \times 150 \times 10.4 \times 10^{-3}}{2^2 (2.5^2)} = 4.34 \text{ kN/m} (3.0 \text{ kN/m})$$

6.4 夹心复合墙

6.4 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，在这次修编中，根据我国的试验并参照国外规范的有关规定新增加的一节。

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和伪静力试验（包括钢筋拉接和丁砖拉接的两种构造方案），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，拉接件能协调内、外叶墙的变形，夹芯墙通过拉接件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和在往复荷载作用下，钢筋拉接件能在大变形情况下防止外叶墙失稳破坏，内外叶墙变形协调，共同工作。因此钢筋拉接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。另外两种拉接方案对比试验表明，采用钢筋拉接件的夹芯墙片，不仅破坏较轻，并且其变形能力和承载能力的发挥也较好。

6.5 防止或减轻墙体开裂的主要措施

6.5.1 为防止墙体房屋因长度过大由于温差和砌体干缩引起墙体产生竖向整体裂缝，规定了伸缩缝的最大间距。考虑到石砌体、灰砂砖和混凝土砌块与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。

按表 6.5.1 设置的墙体伸缩缝，一般不能同时防止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。

6.5.2~6.5.3 为了防止和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它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。

对顶层墙体施加预应力的具体方法和构造措施如下：

1 在顶层端开间纵墙墙体布置后张无粘结预应力钢筋，预应力钢筋可采用热轧 H R B 400 钢筋，间距宜为 400mm~600mm，直径宜为 16mm~18mm，预应力钢筋的张拉控制应力宜为 0.50~0.65 f_{yk} ，在墙体内产生 0.35MPa~0.55MPa 的有效压应力，预应力总损失可取 25%。

2 采用后张法施加预应力，预应力钢筋可采用扭矩扳手或液压千斤顶张拉，扭矩扳手使

用前需进行标定,施加预应力时,砌体抗压强度及混凝土立方体抗压强度不宜低于设计值的80%。

3 预应力钢筋下端(固定端)可以锚固于下层楼面圈梁内,锚固长度不宜小于30d,预应力钢筋上端(张拉端)可采用螺丝端杆锚具锚固于屋面圈梁上,屋面圈梁应进行局部承压验算。

4 预应力钢筋应采取可靠的防锈措施,可直接在钢筋表面涂刷防腐涂料、包缠防腐材料等措施。

防止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,也可采用其它措施。

6.5.4 本条原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。该项措施也适合于其它墙体材料设计时参考使用,因此此次修编,去掉了墙体材料的限制。

6.5.5 本条原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。该项措施也可供其它墙体材料设计时参考使用,因此此次修编,去掉了混凝土砌块房屋的限制。

6.5.7 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 $0.2\sim 0.4\text{mm/m}$,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 $10\sim 15\text{m}$,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 $12\sim 18\text{m}$,配筋砌体的控制缝不超过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。本条控制缝宽度取值是参照美国规范 ACI 530.1-05/ASCE 6-05/TMS 602-05 的规定。

6.5.8 根据夹心墙热效应及叶墙间的变形性差异（内叶墙受到外叶墙保护、内、外叶墙间变形不同）使外叶墙更易产生裂缝的特点，规定了这种墙体的裂缝控制措施。

6.5.9 采用传统的混合砂浆砌筑蒸压灰砂砖、混凝土砌块和其它非烧结砖砌体，从实践经验看是不适当的。国内正在推广使用适合各种材料自身特性的功能砂浆。这种粘结构性好的砂浆，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，加强了多层砌体结构房屋圈梁的设置和构造要求。这有助于提高砌体结构房屋的整体性。考虑到钢筋砖圈梁在工程中应用很少，本节取消了有关规定。

7.1.6 由于预制混凝土楼、屋盖普遍存在板间裂缝，平面刚度和整体性较差，采用现浇混凝土楼板的地区越来越多，为此增加了本条规定。

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较严格的限制。

7.2.3 严格说砌有一定高度墙体的钢筋混凝土过梁按受弯构件计算是不合理的，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扩充的内容，包括简支墙梁、连续墙梁和框支墙梁。各单位已进行 260 余个简支墙梁、20 余个连续墙和 30 余个框支墙梁试件的试验研究和 2500 余个构件的有限元分析和两栋墙梁房屋从施工阶段到使用阶段的实测。表明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 本条规定了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。对承重墙梁规定 $\frac{h_w}{l_{0i}} \geq 0.4$ （非承重墙梁 $\frac{h_w}{l_{0i}} \geq \frac{1}{3}$ ）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 $\frac{h_b}{l_{0i}}$ 不致过小不仅从托梁承载力方面考虑，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, 故对承重墙梁规定 $\frac{h_b}{l_{0i}} \geq \frac{1}{10}$ 。但随着 $\frac{h_b}{l_{0i}}$ 的增大, 托梁上竖向正应力向支座集聚的程度逐渐减弱, 反而不利于

托梁与墙体的组合作用。故本表注中规定 $\frac{h_b}{l_{0i}}$ 不宜大于 $\frac{1}{7}$ (无洞) 或 $\frac{1}{6}$ (有洞)。墙体采用

配筋砌块砌体, 且竖向钢筋与托梁有可靠连接, 墙梁成为装配整体式组合深梁, $\frac{h_b}{l_{0i}}$ 可放宽

至 $\frac{1}{14}$ 。其墙体总高度也可不受本条限制, 遵守第 9 章有关规定即可。洞宽和洞高的限制是

为了保证墙体整体性并根据试验结果作出的。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。对边支座规定 $a_i \geq 0.15l_{0i}$; 中支座规定 $a_i \geq 0.07l_{0i}$ 。试验和有限元分析表明, 托梁支座处上部墙体设置构造柱将改善偏开洞墙梁受力性能, 推迟或防止洞口外侧小墙肢破坏, 故可适当放宽洞距 a_i 的限值, 直至洞口设在构造柱边。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, 近年来国内混凝土砖砌体试验表明其受力性能不亚于烧结砖砌体, 故墙体材料包括混凝土砖砌体和混凝土砌块砌体。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, b_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。试验表明, 承重墙梁在托梁顶面荷载 Q_1 、 F_1 作用下的组合作用是很小的, 除非墙体采用配筋砌块砌体, 并按 Q_1 、 F_1 计算竖向钢筋, 合理布置且可靠地按受拉钢筋锚固于托梁和顶梁之中, 否则在计算中不应考虑。而在墙梁顶面荷载 Q_2 作用下的组合作用是很大的, 承载能力比托梁顶部加荷大数倍甚至数十倍, 计算中考虑墙梁组合作用是合理的。有限元分析及 2 个两层带翼墙的墙梁试验表明, 当 $\frac{b_f}{l_0} = 0.12 \sim 0.3$ 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的有利作用, 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的工作, 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。计算分析还表明, 承重墙梁托梁配筋由使用阶段承载力计算控制,

一般无需做施工阶段承载力验算。而自承重墙梁则很可能由施工阶段承载力控制托梁配筋，因此一定要进行施工阶段验算。

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，又在一定程度上简化了计算，并提高了可靠度。

但原规范公式仍较繁琐，不便于设计人员应用。为此，本条进行了以下修订：（1）保持托梁跨中截面按偏心受拉构件、支座截面按受弯构件的合理计算模式，统一简支、连续、框支墙梁内力取值，简化为一套设计公式；（2）结合试验结果，通过分析、比较、验算，不分 Q_1 、 F_1 和 Q_2 ，只需进行一次内力分析，从而减少内力计算工作量。（3）在托梁顶面 Q_1 、 F_1 作用下不考虑墙梁组合作用，而统一的简化计算公式中又将 Q_1 、 F_1 与 Q_2 一起包括在内。为解决这一矛盾，引入托梁上楼层数对内力的修正系数 θ_i （ $i=1\sim 4$ ）。并导出计算公式。

修订组对无洞口和有洞口简支墙梁、2~5 跨连续墙梁和 1~3 跨框支墙梁系统地进行了约 500 个构件的有限元分析。根据分析结果，并取托梁高跨比 h_b/l_{oi} 、墙体高跨比 h_w/l_{oi} 和洞距与跨度比 a_i/l_{oi} 为参数，由回归分析给出了托梁跨中截面弯矩、轴拉力以及支座截面弯矩和剪力的计算公式。只需按一般简支梁、连续梁或框架计算 Q_1 、 F_1 和 Q_2 共同作用下跨中和支座截面的弯矩 M_{oi} 、 M_{oj} 和剪力 V_{oj} ，即可求出考虑墙梁组合作用后托梁相应截面的内力。

托梁跨中弯矩系数 α_{Mi} 计算值与有限元值之比：对简支墙梁，无洞口时比值平均值 $\mu = 2.932$ （自承重墙梁 $\mu = 1.466$ ），变异系数 $\delta = 0.14$ ；有洞口时 $\mu = 2.224$ （自承重墙梁 $\mu = 1.557$ ）， $\delta = 0.216$ 。对连续墙梁，无洞口时 $\mu = 1.735$ ， $\delta = 0.149$ ；有洞口时 $\mu = 1.403$ ， $\delta = 0.188$ 。对框支墙梁，无洞口时 $\mu = 2.231$ ， $\delta = 0.147$ ；有洞口时 $\mu = 1.366$ ， $\delta = 0.245$ 。

托梁跨中轴力系数 η_N 计算值与有限元值之比：对简支墙梁， $\mu = 1.58$ （自承重墙梁 $\mu = 0.948$ ）， $\delta = 0.065$ 。对连续墙梁， $\mu = 0.984$ ， $\delta = 0.049$ 。对框支墙梁， $\mu = 0.894$ ， $\delta = 0.019$ 。有洞口墙梁的 η_N 值均小于无洞口墙梁取值。

托梁支座弯矩系数 α_{Mj} 计算值与有限元值之比：对连续墙梁，无洞口时 $\mu = 1.965$ ， $\delta = 0.164$ ；有洞口时 $\mu = 2.194$ ， $\delta = 0.124$ 。对框支墙梁，无洞口时 $\mu = 2.502$ ， $\delta = 0.17$ ；有洞口时 $\mu = 2.663$ ， $\delta = 0.22$ 。框支墙梁的托梁边支座截面弯矩系数均小于中间支座截面，且小于公式计算值较多。

修订组还做了两个简支墙梁在托梁顶面荷载 Q_1 作用下和同时在墙梁顶面荷载 Q_2 和 Q_1 同步比例加载下的对比试验。在 Q_1 单独作用下的试件 WB1 最终按受弯构件破坏。而在 Q_2 和 Q_1 共同作用下的试件 WB2，其破坏荷载为 WB1 的 9.95 倍，很好的发挥了墙梁组合作用。试验表明无论是原规范的简支墙梁计算公式，还是规范修订后统一的墙梁计算公式都是安全可靠的。WB2 承载力试验值均 3~4 倍于计算值。

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(原规范)的

修正系数。框架柱的弯矩计算不考虑墙梁组合作用。当 Q_1 、 F_1 和 Q_2 共同作用下当多跨框支

墙梁边柱轴压力增大不利时应乘以的修正系数理应有所减小,但偏于安全计仍采用 1.2。

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或配筋砌体的情况下;托梁也可能先于墙体剪坏,故托梁与墙体应分别计算受剪承载力。根据第 7.3.6 条采用的修订原则和有限元分析结果,提出了考虑组合作用的托梁剪力系数 β_v 的建议值。

无洞口墙梁 β_v 计算值与有限元值之比:简支墙梁 $\mu=1.376$, $\delta=0.119$;连续墙梁中间支座 $\mu=1.107$, $\delta=0.058$;框支墙梁中间支座 $\mu=1.26$, $\delta=0.067$ 。有洞口墙梁 β_v 计算值与有限元值之比:简支墙梁 $\mu=1.556$, $\delta=0.121$;连续墙梁中间支座 $\mu=1.155$, $\delta=0.134$;框支墙梁中间支座 $\mu=1.336$, $\delta=0.13$ 。自承重墙梁 β_v 取值与原规范相同,与有限元值比较,无洞口时 $\mu=0.953$, $\delta=0.172$;有洞口时 $\mu=1.037$, $\delta=0.182$ 。

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。GBJ 3-88 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 和 a/l_0 ,根据试验资料回

归分析,给出公式 $V_2 \leq \xi_2 \left(0.2 + \frac{h_b}{l_{0i}} \right) f h h_w$ 。公式的计算值与 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。原规范根据 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),公式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,故原规范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。

根据有限元分析结果,当墙梁支座处墙体中设置上、下贯通的落地混凝土构造柱,且构造柱截面不小于 240mm×240mm 时,可不验算墙梁的墙体受剪承载力,故本规范补充了这条规定。其他情况下墙梁的墙体受剪承载力,仍应按公式(7.3.9)进行验算。但本规范 7.3.6 条规定,只进行荷载设计值 Q_1 、 F_1 和 Q_2 共同作用下的内力计算,未进行 Q_2 作用下内力分析得到 V_2 。然而,只有在 Q_2 产生的 V_2 作用下可能发生墙体剪切破坏,故公式左边应采用 $V_2 = \theta_2 V_{oj}$, θ_2 为托梁上楼层数对墙体剪力的修正系数,移至公式右边,即除以 θ_2 。

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 $C=\sigma_{y\max}h/Q_2$, C 称为应力集中系数;则上式变为 $Q_2\leq\gamma fh/C$ 。令 $\zeta=\gamma/C$, ζ 称为局压系数;即得到本规范(7.3.10-1)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,当设构造柱或 $b_f/h\geq 5$ 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筑高度,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。

计算分析和工程实例表明,承重墙梁托梁配筋由使用阶段承载力计算控制,一般无需做施工阶段验算。而自承重墙梁可能由施工阶段承载力控制托梁配筋,故一定要进行施工阶段验算。

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GBJ 3-88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, $\alpha=1.051$, $\beta=0.064$;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GBJ 3-88规范。

本规范第7.4.1条中进一步明确倾覆力矩应考虑可变荷载效应控制的组合和永久荷载效应控制的组合,并取较大值。

9 配筋砌块砌体构件

9.4.2 配筋砌块砌体水平配筋间距,太小时无法保证混凝土浇捣质量。

10 砌体结构构件抗震设计

10.6.1~10.6.4 本条文增补根据中国建筑东北设计研究院沈阳建筑大学等单位的研究成果。

1 以往历次大地震(含汶川地震),框架(含框剪)结构填充墙等非结构构件均遭到不同程度破坏,有的甚至造成的损害超出了主体结构,导致重大的经济损失和大量的人员伤亡。尤其高级装饰条件下的高层建筑的损失更为惨重,引起人们的广泛关注,防止或减轻该类墙体

震害的有效设计方法和构造措施已成为工程界的急需和共识。

2 基于对这种结构震害成因的深入分析和我国抗震规范规定的填充墙与柱脱开或柔性连接的原则,给出了与框架柱、梁脱开和在出平面具有规范规定的抗弯能力的填充墙的设计构造方法。和传统方法相比,除可从根本上消除这种结构的震害外,在设计和实施上简单方便,非常适合这种结构体系中的施工程序和要求,故称得上是小措施解决大问题。

连接方案 B 是根据在水平力作用下,拉结筋与填充墙、混凝土柱(梁)连接牢固、不能拔出,即灰缝砂浆饱满密实,并有适合的构造措施也能阻止拉结筋从墙体侧边弯出的假定,拉结筋按两端转动受约束计算其销栓效应,即按弯曲型销栓效应考虑的。这种连接也可谓柔性连接,但因缝隙小,连接钢筋相对有一定刚度,能传递一定水平力,起到一定的弹性支承作用。但在大震空间作用下会导致墙端灰缝连接钢筋粘结锚固的破坏,失去其支承作用,这是其不如 A 法之处。这也被上述试验中底部墙体比上部墙体在强震作用下破坏较重的现象所证实。为此加强该连接筋在砌体中的锚固,即由水平灰缝钢筋改为具有横向钢筋的焊接网片。

另外在条文中明确规定,对这种结构中的非结构构件在设计中应引起足够重视。同时这种构造方法同样适用于非抗震设防地区或风荷载控制的外围护墙的设计,以及填充墙的裂缝控制也是很有效的。