国家建筑标准设计图集 05SG109-1

GUOJIAJIANZHUBIAOZHUNSHEJI 05SG109-1

民用建筑工程设计常见问题分析及图示

（结构设计原则、荷载及荷载效应组合和地震作用、地基基础）

国家建筑标准设计
国家建筑标准设计
国家建筑标准设计
国家建筑标准设计
国家建筑标准设计

中国建筑标准设计研究院

关于批准《单层工业厂房钢筋混凝土柱》等四十四项国家建筑标准设计的通知

建质[2005]14号

各省、自治区建设厅，直辖市建委，国务院有关部门，解放军总后营房部，新疆生产建设兵团建设局：

经审查，批准由中国建筑标准设计研究院等二十五个单位编制的《单层工业厂房钢筋混凝土柱》等四十四项标准设计为国家建筑标准设计。该四十四项标准设计自2005年3月1日起实施。原《钢筋混凝土烟囱》(99SG212-1～5)、《单层工业厂房钢筋混凝土柱》（95G335-1～3）、《悬挂运输设备轨道》[G359-1～4（2000年合订本）]、《预应力钢筋混凝土工字形屋面梁》[G414-1～5（1975年版）]、《轻型屋面钢屋架》（98G517-1～5）、《圆形立式阀门井及阀门套筒》（S143）、《矩形卧式阀门井》（S144）、《水表井及安装》（S145）、《排气阀、排泥阀安装》（S146）、《给水栓安装》（S160）、《汽水集配器》（92K232）、《热力设备与管道疏水装置》（96R407）、《室内热力管道支吊架》（95R417-1）、《地下通信线缆敷设》（94X101-2）标准设计同时废止。

附件：国家建筑标准设计名称及编号表

中华人民共和国建设部

二00五年一月二十五日

“建质[2005]14号”文批准的四十四项国家建筑标准设计图集号

序号	图集号	序号	图集号	序号	图集号	序号	图集号	序号	图集号	序号	图集号	序号	图集号
1	05J802	2	05J804	3	05SJ806	4	05SJ807	5	05J927-1	6	05G104	7	05SG105
8～11	05SG109-1～4	12	05G212	13	05G335	14～17	05G359-1～4	18～22	05G414-1～5	23	05G517	24	05S108
25	05S502	26	05S506-1	27	05SS521	28	05S902	29	05SS903	30	05SS904	31	05K102
32	05K232	33	05K405	34	05K602	35	05SK603	36	05SK604	37	05R407	38	05R417-1
39	05R502	40	05D702-4	41	05DX004	42	05SDX005	43	05SDX006	44	05X101-2		

民用建筑工程设计常见问题分析及图示
(结构设计原则、荷载及荷载效应组合和地震作用、地基基础)

批准部门	中华人民共和国建设部	批准文号	建质[2005] 14 号
主编单位	中国建筑标准设计研究院 中元国际工程设计研究院 中国建筑科学研究院建筑地基基础研究所	统一编号	GJBT-788
实行日期	二00五年三月一日	图 集 号	05SG109-1

主编单位负责人 王锦 于建勋

主编单位技术负责人 吴汉福 周建强

技 术 审 定 人

设 计 负 责 人 王锦章 亢良朋

目　　录

目录 编制说明……M1～M2

结构设计原则

1　结构设计原则

1.1 工程设计管理 ……1-1～9

1.2 建筑抗震设计原则 ……1-10～11

荷载及荷载效应组合和地震作用

2　荷载及荷载效应组合和地震作用

2.1 楼、屋面荷载取值…… 2-1～3

2.2 雪荷载取值 ……2-4

2.3 风荷载取值 ……2-5～6

2.4 荷载效应组合 ……2-6～7

2.5 地震作用 ……2-8～11

地基基础

3　地基基础

3.1 勘察报告应用 ……3-1～3

3.2 地基处理 ……3-4～5

3.3 地基和基础计算 ……3-6～8

3.4 天然地基基础设计 ……3-9～17

3.5 桩基础 ……3-18～22

3.6 地下室设计 ……3-23～34

编 制 说 明

1. 主要编制依据

《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068-2001（简称可靠度标准）

《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223-2004（简称设防分类标准）

《岩土工程勘察规范》GB50021-2001 (简称勘察规范)

《人民防空地下室设计规范》GB50038-94(2003年版)（简称人防规范）

《地下工程防水技术规范》GB50108-2001（简称防水规范）

《建筑结构荷载规范》GB 50009-2001（简称荷载规范）

《建筑地基基础设计规范》GB 50007-2002（简称地基规范）

《建筑地基处理技术规范》JGJ 79-2002 J 220-2002（简称地基处理规范）

《建筑桩基技术规范》JGJ 94（简称桩基规范）

《高层建筑箱形与筏形基础技术规范》JGJ6-99（简称箱形与筏形基础规范）

《建筑抗震设计规范》GB 50011-2001（简称抗震规范）

《混凝土结构设计规范》GB 50010-2002（简称混凝土规范）

《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3-2002 J 186-2002（简称高规）

《建筑工程设计文件编制深度规定》建质[2003]84号（简称设计文件深度）

《施工图设计文件审查要点》建质[2003]2号（简称审查要点）

2. 编制目的

根据现行的国家有关规范、规程，对民用建筑工程设计中由于设计人员的考虑不周和对规范、规程的理解不够全面，造成的一些不当做法和错误，以及在施工图设计文件审查中常出现的问题，进行汇总、整理、分析，并提出改进措施及依据，从而加强设计人员对规范及规程全面、准确的理解，避免类似错误的发生，合理和优化设计，提高设计质量。

3. 主要内容

本图集共分四册。第一册为结构设计原则、荷载及荷载效应组合和地震作用、地基基础，第二册为砌体结构，第三册为混凝土结构，第四册为钢结构和空间网格结构。采用图文并茂及对照编排方式给出设计中工程技术人员容易混淆、容易忽视的问题及相关规定和改进措施示例。

本分册主要内容包括：结构设计原则、荷载及荷载效应组合和地震作用、地基基础。

4. 适用范围

本图集适用于民用建筑或一般工业建筑工程设计，可供设计、审图、监理、施工和管理等部门的技术人员使用。

5. 使用说明

5.1本图集所列常见问题是指不符合现行国家规范、规程或不够合理、不够完善的做法，改进措施是指根据规范、规程的规定应采取的做法。

5.2鉴于工程的具体情况，解决问题的措施不是唯一的，设计时应根据工程实际情况，注意避免本图集提出的"常见问题"，采取合理的解决措施，不宜拘泥于本图集提供的改进方案。

5.3使用本图集应严格执行国家现行标准、规范和规程的规定，如涉及地方规定的，还应协调考虑。

序号	常见问题	改进措施
1.1	工程设计管理	
1.1.1	报审的图不符合施工图报审要求： (1)报审图特意注明“仅供施工备料用”； (2)报审图明显未经校审； (3)缺盖报审专用章或以单位自制的出图章代替建设行政主管部门颁发的报审专用章； (4)缺注册结构工程师盖章； (5)注册结构工程师没有参加实际工作而盖章； (6)每张图纸上签字的本专业人数少于3人。	**原因分析：**中华人民共和国建设部令第134号《房屋建筑和市政基础设施工程施工图设计审查管理办法》第十一条规定，审查机构应当按照有关法律、法规，对施工图涉及公共利益、公共安全和工程建设强制性标准的内容进行审查，具体审查下列内容： (一)是否符合工程建设强制性标准； (二)地基基础和主体结构的安全性； (三)勘察设计企业和注册执业人员以及相关人员是否按规定在施工图上加盖相应的图章和签字； (四)其它法律、法规、规章规定必须审查的内容。 中华人民共和国建设令第81号《实施工程建设强制性标准监督规定》第三条规定：本规定所称工程建设强制性标准是指直接涉及工程质量、安全、卫生及环境保护等方面的工程建设标准强制性条文。中华人民共和国建设部建设(1998)229号文件《注册结构工程师执业与管理工作有的问题的暂行规定》规定：民用建筑二级以上、工业建筑中型及以上项目，必须由注册结构工程师做结构专业负责人或以结构为主的工业项目的工程项目负责人。结构审定人和结构专业总工程师(技术负责人)必须由注册结构工程师担任。注册结构工程师按规定在其负责岗位上的设计文件中签字。作为结构专业负责人的注册结构工程师应在施工图设计文件目录页右下角的适当位置上盖执业专用章，并对其盖章的设计文件(或所列目录的内容)负责。对未加盖与单位证书编号相符的注册结构工程师执业专用章的设计文件，规划部门不予办理规划许可证，设计审查部门不予审查、建设部门不予办理施工许可手续。 建设部建质[2003]84号《建筑工程设计文件编制深度规定》明确规定了施工图应当达到的深度，施工图设计文件应满足设备材料采购非标准设备制作和施工的需要。施工图设计文件的图签一般应有设计（制图）、校对（核）、专业负责人、审核、审定等岗位签字栏，各设计院会有少许差异，但施工图的校、审是不可缺少的工序，因此，凡在责任岗位

序号	常见问题	改进措施
	续页	上的结构工程师，均应按上述规定在设计文件上签字、盖章，且本专业有关责任人的签字不应少于3人．没有在施工图设计文件签字栏签字的注册结构工程师的盖章无效。勘察设计单位是承担勘察设计质量终身责任的主体，审查机构的审查并不能减轻勘察设计单位的质量责任，更不能代替勘察设计单位的施工图内部校审。 **改进措施**：报审的施工图应经过勘察设计单位各级责任人的校审、修改、签字和盖章，应是完整的施工图。每份结构施工图至少应盖一个单位报审专用章、一个结构注册结构工程师章，每张图纸应有本专业三人签名。
1.1.2	设计文件中作为设计依据和质量验收应遵循的的工程建设标准的名称、编号与版本有误，例如： (1)设计文件依据已作废、无效的工程建设标准编制； (2)设计文件中指明的质量验收应遵循的工程建设标准为无效标准； (3)设计文件中仅说明“本设计依据现行规范、规程和标准计算”，而无具体的依据规范、规程和标准名称和版本。	**原因分析**：中华人民共和国国家标准、中华人民共和国行业标准、中国工程建设标准化协会标准、地方标准和企业标准构成了我国工程建设标准的完整体系。工程建设标准中，许多为强制性标准。中华人民共和国标准化法规定，强制性标准必须执行。随着技术的进步，标准本身还在不断发展，基于较新技术的标准总是在代替基于较陈旧技术的标准，因此，每一个标准都有极强的时效性。在结构设计工作中，必须遵循有效的强制性标准。若依据已废止的标准进行设计，将导致违反标准化法，并产生严重的失误，甚至违反工程建设标准强制性条文。若在设计文件中注明的应遵循的质量验收标准为无效版本，则会对质量验收工作产生误导。笼统地注明“本设计依据现行规范、规程和标准设计”，虽然在文字上没有什么错误，但： (1)不利于设计单位内部的审定者、审核者、校对者及审查单位的审查人员判别设计者在选用标准中是否误用了无效版本。 (2)在某些新、旧标准的“搭接期”，由于二种版本均为有效版本，若设计文件这样表达，将为建筑物在结构设计使用年限内的鉴定、加固、改建、改变用途、增层等工作留下“麻烦”。 **改进措施**：根据建设部建质[2003]84号《建筑工程设计文件编制深度规定》第3.5.2条、第4.4.3条的规定，施工图设计文件应将作为设计依据采用的标准的名称、编号、版本在结构设计说明书中一一列出。

序号	常见问题	改进措施
1.1.3	设计文件中未注明设计使用年限或注明年数有误，例如： (1)施工图设计文件注明结构设计使用年限为70年或100年，但采用按设计使用年限50年的工程建设标准设计； (2)只注明设计基准期，未注明设计使用年限； (3)注明结构设计寿命XX年，不注明设计使用年限。	**原因分析**：设计基准期是为确定可变作用（可变荷载）及与时间有关的材料性能取值而选用的时间参数，它不一定等同于设计使用年限。《荷载规范》GB50009提供的荷载统计参数，除风、雪荷载有设计基准期为10、50、100年的设计值外，其余都是按设计基准期为50年确定的，如设计需采用其他设计基准期，则必须另行确定在该基准期内最大荷载的概率分布及相应的统计参数。设计文件中，不需要给出设计基准期。 设计使用年限，又称为服务期、服役期。它是设计时选定的一个时期，在这一给定的时间内，房屋建筑结构只需进行正常的维护而不需进行大修就能按预期目的使用，完成预定的功能。设计使用年限是《建筑工程质量管理条例》对房屋建筑的地基基础工程和主体结构工程规定的最低保修期限“合理使用年限”的具体化。 《可靠度标准》GB50068规定：对于普通房屋和构筑物，结构（含基础）的设计使用年限为50年；对于纪念性建筑和特别重要的建筑结构为100年；对于临时性结构为5年；对于易于替换的结构构件为25年。设计寿命不是规范语言，从一般意义上讲，房屋建筑的结构寿命是指从建造到投入使用，直到结构毁坏或丧失使用功能的全部时间。当房屋建筑结构使用到设计使用年限后，经过鉴定或维修后仍可经过使用。 **改进措施**：对于普通房屋，设计时遵循设计基准期为50年的国家工程建设标准，即荷载、地震作用参数，耐久性要求等均按50年确定，因此它的设计使用年限均为50年。在某些工程设计文件中，设计遵循的是现行的设计基准期为50年的工程建设标准，但在设计文件上又注明设计使用年限为100年或70年，这样的设计文件属于错误设计文件。因为，设计使用年限为70年或100年的建筑结构在设计中需要进行专门研究，并采取有效措施。
1.1.4	超限高层建筑工程的施工图设计文件未经超限高层建筑工程抗震设防专项审查。	**改进措施**：中华人民共和国建设部令第111号《超限高层建筑工程抗震设防管理规定》指出，超出国家现行规范、规程所规定的适用高度和适用结构类型的高层建筑工程，体型特别不规则的高层建筑，以及有关规范、规程规定应当进行抗震专项审查的高层建筑工程，应在初步设计阶段向工程所在地的省、自治区、直辖市人民政府建设行政部门提出专项报告，将初步设计文件送工程所在地的省、自治区、直

序号	常见问题	改进措施
	续页	辖市超限高层建筑工程抗震设防专家委员会进行抗震设防专项审查，审查难度大或者审查意见难以统一的，可请全国超限高层建筑工程抗震设防审查专家委员会提出专项审查意见。 超限高层建筑工程的施工图设计文件必须依据经抗震专项审查批准的该工程初步设计进行编制。编制完成后应报送有相应资质的施工图文件审查单位审查。一般省级行政区只有少数一、二家单位有超限高层施工图审查资质，没有超限高层审查资质的单位不能越级审查超限高层建筑工程的施工图。 《超限高层建筑工程抗震设防专项审查技术要点》第二条规定的超限高层建筑工程有： (一)房屋高度超过规定，包括超过《抗震规范》GB50011第6章现浇钢筋混凝土结构和第8章钢结构适用的最大高度、超过《高规》JGJ3第7章中有较多短肢墙的剪力墙结构、第10章错层结构和第11章混合结构最大适用高度的高层建筑工程； (二)房屋高度不超过规定，但建筑结构布置属于《抗震规范》、《高规》规定的特别不规则的高层建筑工程： (1)同时具有两项以上(不包括两项)平面、竖向不规则以及某项不规则程度超过规定很多的高层建筑。 注：规定值见《抗震规范》第3.4.2、3.4.3条和《高规》第4.3.4、4.3.5、4.3.6、4.4.4、4.4.5条等。 (2)结构布置明显不规则的复杂结构和混合结构的高层建筑，主要包括： ① 同时具有两种以上(不包括两种)复杂类型(带转换层、带加强层和具有错层、连体、多塔)的高层建筑； ② 转换层位置超过《高规》规定的高位转换的高层建筑； ③ 各部分层数、结构布置或刚度等有较大不同的错层、连体高层建筑； ④ 单塔或大小不等的多塔位置偏置过多的大底盘(裙房)高层建筑； ⑤ 7、8度抗震设防时厚板转换的高层建筑。 注：相关规定见《高规》第4.3.4、10.1.4、10.2.2、10.2.3、10.2.10、10.4.2、10.5.1、10.6.1和10.6.2条等。 (3)单跨的框架结构的高层建筑。注：相关规定见《高规》第6.1.2条。

序号	常见问题	改进措施
	续页	在上述规定范围内的超限高层建筑工程应报超限高层建筑工程抗震设防专家委员会进行抗震设防专项审查。
1.1.5	设计文件中采用国家明文规定限制、禁止使用的技术。	**改进措施**：2004年3月18日，中华人民共和国建设部第218号公告，发布《建设部推广应用和限制禁止使用技术》。与结构专业有关的限制、禁止使用的技术见表1.1.5，在结构施工图设计文件中不应采用国家明文规定限制、禁止使用的技术，而应采用国家和当地建设行政主管部门推广应用的技术和符合工程建设标准规定的技术。

限制、禁止使用技术规定 表1.1.5

序号	技术名称	适用范围	生效时间
79	实心粘土砖	不得用于各直辖市、沿海地区的大中城市和人均占有耕地面积不足0.8亩的省的大中城市的新建工程。(编者注：北京自2004年12月1日起禁用粘土用量超过20%的各种砖)	2003年7月1日
139	人工挖孔桩	不得用于软土或易发生流砂的场地。地下水位高的场地，应先降水后施工。	2006年1月1日
142	低碳冷拔钢丝的应用	不得用于钢筋混凝土结构或构件中的受力钢筋	2005年1月1日
150	混凝土现场拌制	不得用于东部地区的大中城市和中西部地区的大城市，由当地行政主管部门颁布具体实施内容。	2005年1月1日
152	尿素型混凝土抗冻外加剂	不得用于民用建筑的冬期混凝土施工	2004年3月18日
197	含矿物纤维或高含量苯系溶剂的钢结构防火涂料	不得用于房屋建筑室内钢结构工程	2004年7月1日

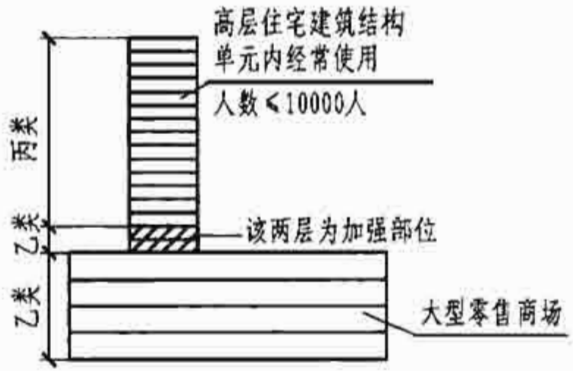
注：各地可能在实施过程中有更详细的规定。

序号	常见问题	改进措施
1.1.6	设计文件中采用未经国家认可机构认证或未经有关部门审定，又没有国家技术标准的新技术、新材料。	**改进措施**：中华人民共和国建设部第81号令《实施工程建设强制性标准监督规定》中第2条规定，工程建设中拟采用的新技术、新工艺、新材料，不符合现行强制性标准规定的，应由拟采用单位提请建设单位组织专题技术论证，报批准标准的建设行政主管部门或者国务院有关部门批准。工程建设中采用国际标准或者国外标准、现行强制性标准未作规定的，建设单位应当向国务院建设行政主管部门或者国务院有关行政主管部门备案。 中华人民共和国国务院第293号令《建设工程勘察设计管理条例》中第二十九条规定，建设工程勘察、设计文件中规定采用的新技术、新材料，可能影响建设工程质量和安全，又没有国家技术标准的，应当由国家认可的检测机构进行试验、论证，出具检测报告，并经国务院有关部门或者省、自治区、直辖市人民政府有关部门组织的设工程技术专家委员会审定后，方可使用。 因而在施工图设计文件中若采用可能影响建设工程质量和安全，又没有国家技术标准的新技术、新材料时，必须遵守国家的这些规定。
1.1.7	设计文件中结构计算书不完整。 例如： (1)计算书缺项过多； (2)缺荷载的手工计算部分； (3)计算书未经校审，缺少相应的签字。	**改进措施**：计算书是设计文件的一部分，其重要性是毋庸置疑的。建设部《建筑工程设计文件编制深度》第4.4.12条规定，提供给审查单位的结构计算书应符合下述要求： (1)采用手算的计算书，应给出构件平面简图和计算简图；结构计算书内容宜完整、清楚，计算步骤要条理分明，引用数据应有可靠依据，采用计算图表及不常用的计算公式时，应注明其来源出处。构件编号、计算结果应与设计图纸一致。 (2)当采用计算机程序计算时，应在计算书中注明所采用计算机程序名称、代号、版本及编制单位。计算程序必须经过有效审定（或鉴定）。电算结构应经分析认可，机器输出的总体输入信息、计算模型、几何简图、荷载简图和结果输入应整理成册。 (3)采用结构标准图或重复利用图时，宜根据图集的说明，结合工程进行必要的核算，且应作为结构计算书的内容。

序号	常见问题	改进措施
	续页	(4)所有计算书应经校审，并由设计、校对、审核人在计算书封面上签字，作为技术文件归档。 提供审查的结构计算书必须符合《建筑工程设计文件编制深度规定》的要求。一般建筑的结构计算书应包括： 根据建筑做法手工导算的荷载计算；结构设计总体分析总信息；周期、振型、有效质量系数、剪重比、位移(比)、楼层最大位移与平均位移的比例；框架-抗震墙结构中框架部分承受的地震倾复力矩与总地震倾复力矩的比例；上、下层间侧向刚度比等，轴压比及计算长度系数简图；构件几何尺寸及计算机输出的荷载简图；计算机输出的计算结果简图；超筋、超限信息；柱底内力计算结果；楼、屋面板、楼梯及悬挑构件的计算；地下室外墙计算；地基承载力、变形(必要时)和基础计算(必要时加抗震验算)；人防计算；水池计算等。
1.1.8	由外国设计企业合作提交的施工图设计文件不符合规定。	**改进措施**：根据《关于外国企业在中华人民共和国境内从事建设工程设计活动的管理暂行规定》第四条规定，外国企业承担中华人民共和国境内建设工程设计，必须选择至少一家持有建设行政主管部门颁发的建设工程设计资质的中方设计企业进行中外合作设计，且在所选择的中方企业资质许可的范围内承接任务。该规定第十一条规定，中外合作设计文件的施工图设计应符合下列要求： (1)提供中文文本； (2)符合中国有关建设工程设计文件的编制规定； (3)采用中国法定的计量单位； (4)施工图（详细设计）文件图签中应注明合作设计各方的企业名称，应有项目设计人员签字，其他按中国有关工程设计文件出图规定办理； (5)施工图设计（详细设计）文件中应按规定由取得中国注册建筑师、注册工程师等注册执业人员资格的人员审定确认，在设计文件中签字盖章，并加盖中方设计企业的公章（注：应为报审专业章）后方为有效设计文件。 未实施工程设计注册执业制度的专业，应由中方设计企业的专业技术负责人审核确认后，在设计文件上签字，

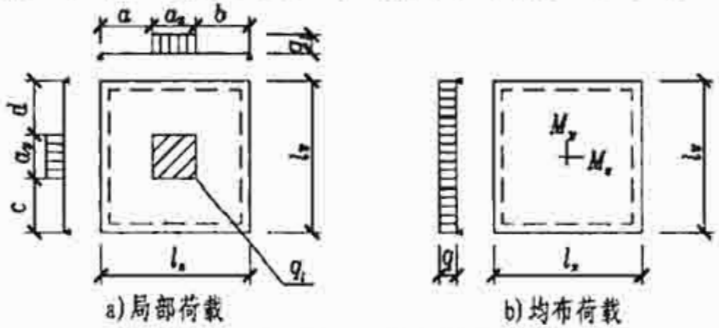
序号	常见问题	改进措施
	续页	并加盖中方设计企业的公章(注：应为报审专用章)后方为有效设计文件。 因而，中外设计企业合作提交的施工图设计文件必须符合上述要求。
1.1.9	应进行地震安全性评价的工程未进行地震安全性评价。	**改进措施**：中华人民共和国国务院第323号令《地震安全性评价条例》第十一条规定，下列建设工程必须进行地震安全性评价： (1)国家重大建设工程； (2)受地震破坏后可能引发水灾、火灾、爆炸、剧毒或者强腐蚀性物质大量泄露或者其它严重次生的灾害的建设工程、包括水库大坝、堤防和贮油、贮气、贮存易燃易爆、剧毒或者强腐蚀性物质的设施以及其它可能发生严重次生灾害的建设工程； (3)受地震破坏后可能引发放射性污染的核电站或核设施建设工程； (4)省、自治区、直辖市认为对本行政区域有重大价值或者有重大影响的其它建设工程。 除了水库大坝、堤防、储存油、气、易燃、易爆、剧毒或者强腐蚀物质的设施，核电站、核设施以外，由于各地对本行政区的工程是否属于上述工程范围的理解有所不同，因此各地的规定会有所差别。但下述建筑工程应包括在必须进行地震安全性评价的工程范围内： 《设防分类标准》GB50223中规定的甲类建筑：三级特医院(目前我国尚没有)的住院部、医技楼、门诊部；承担研究、中试和存放剧毒的高危险传染病病毒任务的疾病预防与控制中心的建筑或其区段；国家和区域的电力调度中心；国际海缆登陆站、国际卫星地球站。中央级的电信枢纽(含卫星地球站)；混凝土结构的塔高大于250米或钢结构的塔高大于300米的中央级、省级的电视调频、广播发射塔建筑；研究、中试生产和存放剧毒的生物制品、天然和人工细菌、病毒(如鼠疫、霍乱、伤寒和新发高危险传染病等)的建筑。 邮部联(1998)285号文件规定的重大邮电通讯建筑：国际电信局、国际卫星通信地球站、大区中心(C1)长途电信枢纽

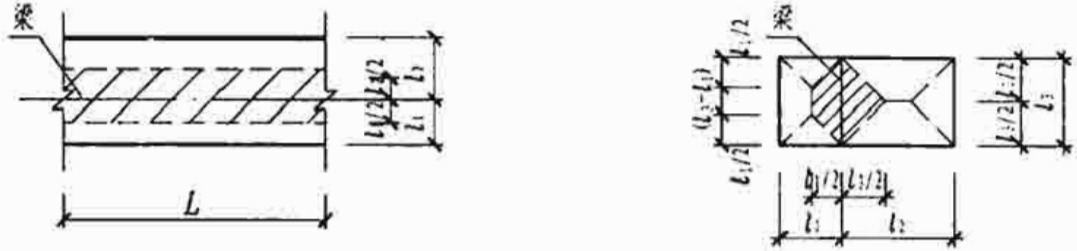
序号	常见问题	改进措施
	续页	楼、省中心(C2)长途电信枢纽楼、终局容量10万门以上程控电话端局、承担特殊重要任务的本地网汇接局和市话局、应急通信用房，一级邮件处理中心。 绝大部分民用建筑工程可以不进行地震安全性评价。但应进行地震安全评价的工程必须按当地规定进行地震安全性评价。
1.1.10	对抗震加固、改造、改变用途或增层的建筑工程，未进行既有建筑结构鉴定。	**改进措施**：(1)《建筑抗震加固技术规程》JG116第3.0.1条规定，既有建筑结构抗震加固前，应进行抗震鉴定。(2)《既有建筑地基基础加固技术规范》JG123第8.1.1条规定，当既有建筑直接增层时，应先对既有建筑结构进行鉴定。 上述二条规定是工程建设标准强制条文，必须执行。因此对抗震加固、改造、改变用途和增层的工程，在设计前均应对既有建筑物的结构进行鉴定。

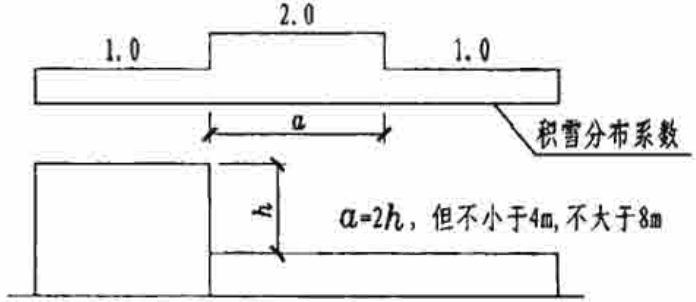
序号	常见问题	改进措施
1.2	**工程抗震设计原则**	
1.2.1	施工图设计文件中建筑抗震设防类别选择错误。 例如: (1)大型的人流密集的多层商场抗震设防分类误定为丙类建筑; (2)大底盘高层建筑，当其下部多层群房为大型零售商场的乙类建筑时，其上部高层住宅建筑不加区分的均按乙类建筑设计; (3)小学的低层(层数不超过三层)砌体结构教学楼误定为丙类建筑。 (4)对大中城市的三级医院住院部、医技楼、门诊部抗震设防分类误定为丙类建筑。	**改进措施**：(1).根据《设防分类标准》GB50223规定，对一个抗震设防区段的建筑面积超过2500m²或营业面积超过10000m²的多层商业建筑，其抗震设防分类应为乙类。因而定为丙类不正确。 (2).对于大底盘的高层建筑，当其下部多层群房为大型零售商场的乙类建筑时，上部的高层住宅建筑若结构单元内经常使用人数不超过10000人时，则上部住宅可分为丙类。此时一般可将与大型商场相邻的上部高层住宅两层定为加强部位，按乙类建筑进行抗震设计，如图1.2.1所示。反之若人数超过10000人时则上部住宅宜为乙类。 (3).对于小学低层(层数不超过三层)的砌体结构教学楼，其抗震设防分类应为乙类。 (4).对大中城市的三级医院住院部、医技楼、门诊楼，其抗震设防分类应为乙级。  图1.2.1 乙类建筑群房的抗震设防划分示例
1.2.2	对非承重墙体，女儿墙等非结构构件未进行抗震承载力验算。	**改进措施**：《抗震规范》GB50011第13.2节对非结构构件的抗震计算进行规定，在实际工程设计中设计人员经常忽略了对非结构构件的抗震承载力验算问题，因而可能发生地震时的不安全问题，引起人员伤亡等震害，今后必须重视非结构构件的安全性。

序号	常见问题	改进措施
1.2.3	对应进行天然地基及基础的抗震承载力验算的建筑未进行抗震承载力验算。	**改进措施**：《抗震规范》GB50011第4.2.1条列出了可不进行天然地基及基础的抗震承载力验算的建筑类型，若其基础与该条所列的建筑不符，则应进行天然地基及基础的抗震承载力验算。

序号	常见问题	改进措施
2.1	**楼、屋面荷载取值**	
2.1.1	高层建筑和公共建筑的走廊、门厅、楼梯楼面均布活荷载标准值取2.5kN/m^2，不符合《荷载规范》第4.1.1条和表4.1.1项11(3)的要求。	**改进措施**：《荷载规范》GB50009局部修订第4.1.1条表4.1.1项次11(3)中规定：其他民用建筑及当人流可能密集时，其走廊、楼梯、门厅楼面均布活荷载取3.5kN/m^2。因此对高层建筑和公共建筑的走廊、门厅、楼梯的楼面均布活荷载标准值取2.5kN/m^{2}不正确，应取3.5kN/m^2。
2.1.2	在楼板设计时漏算固定隔墙自重产生的荷载效应。	**改进措施**：《荷载规范》GB50009第4.1.1条表4.1.1的注5规定，对固定隔墙的自重应按恒荷载考虑。因此在楼板设计时必须考虑固定隔墙自重产生的荷载效应，否则该设计属不正确。
2.1.3	设计框架结构的楼板时，未考虑可灵活自由布置的非固定隔墙荷载。	**改进措施**：框架结构的优点是便于根据房间的不同用途进行分隔，设置灵活自由非固定的隔墙，因而在设计楼板时，应考虑房屋在使用过程中设置这类隔墙的可能性。为此应按《荷载规范》GB50009第4.1.1条表4.1.1的注5规定，对这类隔墙应取每延米墙重(kN/m)的1/3作为楼面活荷载标准值的附加值(kN/m^2)计入楼面设计荷载内，并将此附加值在结构设计说明书中注明，以便今后使用。 未考虑这类隔墙荷载将降低该房屋适应变更房间分隔的能力。
2.1.4	屋面板设计时对保温层或找坡层荷载取值偏小。	**改进措施**：对保温层或找坡层荷载取值偏小情况，经常发生在设计人员疏忽大意或校审人员校审不严时，因而应加强设计管理工作，增强设计人员和校审人员的工作责任心，防止此类问题发生。
2.1.5	高层建筑、裙房以外的首层地下室顶板的设计荷载取值偏小； 例如： (1)位于汽车通道下方的板未考虑消防	**改进措施**：汽车通道下方的首层地下室顶板应考虑消防车荷载，否则可能会造成不安全。顶板设计时应根据工程的实际情况确定顶板由于消防车产生的荷载。当消防车直接行驶于顶板上时，可直接按《荷载规范》GB50009表4.1.1第8项的规定取值；当顶板上填有覆土或其他充填物时，应按消防车轮压处于最不利位置并考虑其在土中或充填物内的扩散分布，进行分析计算后确定消防车荷载。

序号	常见问题	改进措施
	车荷载； (2)未考虑施工过程中由于材料堆放等引起的施工荷载。	地下室顶板设计时应考虑在施工过程中由于材料堆放等原因引起的施工荷载，此施工荷载应在结构设计说明中注明，以便施工单位控制此荷载，避免发生超载。
2.1.6	现浇钢筋混凝土楼板为双向板，其上置放有局部活荷载(非中心位置处)，在设计时其活荷载未按等效均布活荷载确定方法进行计算。	**改进措施**：一般情况(采用有限元方法分析者除外)，在设计现浇钢筋混凝土双向板时，作用在板上的楼面局部荷载应进行等效均布荷载的换算。换算时，可按单跨四边简支双向板，使局部荷载产生的板的绝对最大弯矩与满布均布荷载产生的板中心处最大弯矩相等的条件而求得，此满布的均布荷载值即为所换算的等效均布荷载值。由于双向板可求得两个等效均布荷载值，设计时应取其中的较大值。  a)局部荷载　　b)均布荷载 图2.1.6 局部荷载和均布荷载简图 注：当局部均布荷载位于板中心时(即当$a=b$，$c=d$时)，即可求得该双向板局部均布荷载最不利布置(板中心处)时换算的等效均布荷载值。其可根据建筑结构静力计算手册查表计算确定。
2.1.7	施工阶段不加支撑的钢筋混凝土叠合楼面梁的荷载取值不正确； 例如： (1)第一阶段未考虑该阶段的施工荷载； (2)第二阶段的楼面荷载未按从属面积取值。	**改进措施**：叠合梁分两阶段施工，其荷载也应分阶段承受。计算叠合梁第一阶段的内力时，施工荷载标准值一般按1.0kN/m²采用，悬挑梁按1.5kN/m²采用。只有当后浇砼达到设计强度后叠合梁才能承受梁板的全部荷载。因而若未考虑第一阶段的施工荷载，则设计不正确。 楼面梁承受的楼面荷载应按梁的从属面积取值。当梁两侧均为单向板时，则以梁每侧单向板跨度的1/2范围内的荷载传到梁上；若梁两侧均为双向板时，则视双向板跨度的不同以板上三角形面积或等腰梯形面积上的荷载传到梁上。如图2.1.7所示。

序号	常见问题	改进措施
	续页	 a) 两侧单向板对梁的导荷　　b) 两侧双向板对梁的导荷 图2.1.7 楼板对梁的导荷示意图 注：虚线范围内阴影部分为梁的从属面积
2.1.8	屋面活荷载标准值的取值不正确； 例如： (1) 上人屋面活荷载标准值取1.5kN/m²； (2) 上人屋面活荷载标准值按不上人屋面情况取值； (3) 兼作其他用途的上人屋面，未按相应用途的楼面活荷载标准值取值； (4) 设有屋顶花园的屋面活荷载标准值，漏算花圃土石等的材料自重； (5) 屋面有上翻梁时，对可能形成的积水荷载在设计中未考虑。	**改进措施：** 按照《荷载规范》GB50009第4.3.1条规定：上人屋面的活荷载标准值应取2.0kN/m²，而不是1.5kN/m²。上人屋面活荷载标准值按不上人屋面情况取值会造成结构不安全，因而不正确。兼作其他用途的上人屋面，应按相应用途的楼面活荷载标准值取值，否则可能造成结构不安全。设有屋顶花园的屋面活荷载若漏算花圃土石等材料自重将会造成结构不安全。屋面有上翻梁时，四周由上翻梁包围的屋面可能造成积水，因而应在屋面设计中考虑积水荷载，否则应采取有效的措施避免积水。 总之，设计时对屋面活荷载的取值应符合《荷载规范》的规定。此外当屋面结构采用钢结构时，尚应符合《钢结构规范》GB50017第3.2.1条的规定。

序号	常见问题	改进措施
2.1.9	计算钢筋混凝土或砌体结构的地下室侧墙承载力时，当土压力引起的效应参与组合，但未考虑由永久荷载效应控制的基本组合情况。	**改进措施**：计算钢筋砼或砌体结构的地下室侧墙承载力时，土压力应作为永久荷载考虑。因此，当土压力引起的效应参与组合时，不仅应考虑由可变荷载效应控制的组合(土压力的荷载分项系数取1.2)；还应考虑由永久荷载效应控制的组合(土压力的荷载分项系数取1.35)情况。通常后一种组合情况是最不利组合。
2.2	**雪荷载取值**	
2.2.1	高低屋面在设计低屋面处的屋面结构时未考虑该处雪荷载积雪分布不均匀的影响。	**改进措施**：按《荷载规范》GB50009表6.2.1第8项规定，高低屋面在低屋面处的积雪分布系数为2.0，因此在设计低屋面处的屋面结构时，必须考虑此种情况，否则有可能造成不安全。  图2.2.1 高低屋面积雪分布系数示意图
2.2.2	设计屋面承重构件时，雪荷载标准值未考虑不同的积雪分布情况。	**改进措施**：《荷载规范》GB50009第6.2.2条对设计屋面承重构件规定： (1)屋面板和檩条按积雪不均匀分布的最不利情况确定雪荷载的标准值； (2)屋架和拱壳可分别按积雪全跨均匀分布情况、不均匀分布情况和半跨的均匀分布的情况确定雪荷载标准值，并根据三种情况计算构件的内力。 因此，在设计屋面承重构件时应按不同的积雪分布情况确定雪荷载标准值，并据此计算构件的内力和进行效应组合。

序号	常见问题	改进措施
2.3	**风荷载取值**	
2.3.1	确定门式刚架轻型房屋钢结构的基本风压W_0时，未将《荷载规范》规定的基本风压增大1.05倍。	**改进措施**：根据《门式刚架规程》CECS 102附录A规定：确定垂直于建筑物表面的风荷载时，应将《荷载规范》GB50009取值的基本风压乘以1.05。在实际工程中，设计者常漏乘1.05，因而不正确，应予以改正。
2.3.2	设计修建于山区的房屋，在确定风荷载标准值时，未考虑地形的影响。	**改进措施**：《荷载规范》GB50009第7.2.2条规定：对山区的房屋，在确定风荷载标准值时，风压高度变化系数μ_z应考虑地形条件的影响，可将按平坦地形求得的风压高度变化系数进行修正，乘以修正系数η，η可按《荷载规范》第7.2.2条和第7.2.3条确定。如图2.3.2所示： a) 山峰　　b) 山坡 图2.3.2 山峰和山坡示意图
2.3.3	修建于非抗震设防地区跨度与高度之比≤4的单跨门式刚架轻型钢结构房屋，在设计主体结构时，风荷载未按《荷载规范》有关规定计算。	**改进措施**：门式刚架轻型钢结构房屋，由于屋面荷载较轻，风荷载往往是确定主体结构断面尺寸的主要荷载。关于这类房屋的风荷载计算，目前有两本规范可依据，《荷载规范》GB50009和《门式刚架规程》CECS 102。经国内工程设计人员的研究、分析得出以下结论：对单跨门式刚架轻型钢结构房屋，当跨度与高度之比≤4时，其主体结构的风荷载应按《荷载规范》的有关规定计算风荷载标准值W_k及风荷载体形系数μ_s、并取风振系数β_z=1，因其对结构设计较安全。但是这类房屋的围护结构及当跨度与高度之比＞4的门式刚架仍宜按《门式刚架规程》的规定进行风荷载计算。

序号	常见问题	改进措施
2.3.4	确定基本自振周期$T_1>0.25s$的多层房屋的风荷载时，进行风振系数β_z计算。	**改进措施：**《荷载规范》GB50009局部修订明确规定，对基本自振周期T_1大于0.25秒的工程结构如大跨度屋盖、各种高耸结构以及对高度大于30m且高宽比大于1.5的房屋，均应考虑风压脉动对结构发生顺风向风振的影响。对基本自振周期$T_1>0.25s$的多层房屋，一般情况下其高度及高宽比均不符合需要计算风振系数的范围，因而可不必对风振系数进行计算，取$\beta_z=1$。
2.3.5	计算框架结构外围护砌体填充墙受风荷载时的强度时，采用了《荷载规范》GB50009表7.5.1中的阵风系数β_{gz}。	**改进措施：**《荷载规范》GB50009局部修订规定：表7.5.1中的阵风系数β_{gz}仅用于计算玻璃幕墙的风荷载，不用于计算砌体围护墙。因而计算框架结构的砌体围护墙的风荷载时不应采用表7.5.1中的β_{gz}值，而应按《荷载规范》局部修订中有关房屋围护构件的风荷载局部体型系数μ_{sl}取值，并取$\beta_{gz}=1$进行风荷载计算。
2.4	**荷载效应组合**	
2.4.1	永久荷载标准值G_k与可变荷载标准值Q_k的比值较大，在进行承载能力极限状态基本组合效应组合设计值计算时，漏算由永久荷载效应控制的最不利组合。	**改进措施：**《荷载规范》GB50009第3.2.5条规定，在进行承载能力极限状态基本组合设计时，应从下列两种组合值取最不利值： 组合1：由可变荷载效应控制的组合 $S=\gamma_G S_{Gk}+\gamma_{Q1}S_{Q1k}+\sum_{i=2}^{n}\gamma_{Qi}\psi_{ci}S_{Qik}$ 组合2：由永久荷载效应控制的组合 $S=\gamma_G S_{Gk}+\sum_{i=1}^{n}\gamma_{Qi}\psi_{ci}S_{Qik}$ 在组合1中永久荷载的分项系数γ_G取1.2，而在组合2中γ_G取1.35，通常情况，当构件上仅承受一种可变荷载，而其荷载分项系数γ_Q取1.4及可变荷载的组合值系数ψ_c取0.7时，若可变荷载Q_k和永久荷载G_k均为均布荷载，可求得当$G_k/Q_k>2.8$则组合2为最不利组合。因此在此情况下若漏算由永久荷载效应控制的组合，将会造成计算错误。

序号	常见问题	改进措施
2.4.2	设计生产中有大量排灰的厂房及邻近建筑的屋面结构构件时，进行承载能力极限状态基本组合计算的不利效应组合考虑不充分，漏算可能出现的最不利情况。	**改进措施**：此类屋面结构构件上有三种不同的可变荷载及其相应的组合值系数，即雪荷载，其标准值效应为S_{1k}、组合值系数为ψ_{c1}取0.7；屋面均布活荷载，其标准值效应为S_{2k}、组合值系数为ψ_{c2}取0.7；屋面积灰荷载，其标准值效应为S_{3k}、组合值系数ψ_{c3}取0.9或1.0(后者仅用于高炉邻近建筑的屋面)。《荷载规范》GB50009规定：雪荷载与屋面均布活荷载不同时参与组合；而积灰荷载与雪荷载或屋面均布活荷载两者中的较大值可同时考虑参与组合。因此进行承载能力极限状态基本组合计算不利效应组合S时，应考虑以下组合情况，并选出最不利值： 由可变荷载效应控制的组合： 1. $S=1.2S_{Gk}+1.4S_{1k}+1.4\times(0.9或1.0)S_{3k}$ 2. $S=1.2S_{Gk}+1.4S_{2k}+1.4\times(0.9或1.0)S_{3k}$ 3. $S=1.2S_{Gk}+1.4S_{3k}+1.4\times0.7S_{1k}$ 4. $S=1.2S_{Gk}+1.4S_{3k}+1.4\times0.7S_{2k}$ 由永久荷载效应控制的组合： 5. $S=1.35S_{Gk}+1.4\times(0.9或1.0)S_{3k}+1.4\times0.7S_{1k}$ 6. $S=1.35S_{Gk}+1.4\times(0.9或1.0)S_{3k}+1.4\times0.7S_{2k}$ 当雪荷载标准值Q_{1k}小于屋面均布荷载标准值Q_{2k}时，上列效应组合可简化为从2、4、6三者中选出最不利值。 当雪荷载标准值Q_{1k}大于屋面均布荷载标准值Q_{2k}时，上列效应组合可简化为从1、3、5三者中选出最不利值。 因此若对不利效应考虑不充分，漏算可能出现的最不利效应组合，将会造成不安全。

序号	常见问题	改进措施
2.5	**地震作用**	
2.5.1	施工图设计文件的抗震设防烈度(设计计基本地震加速度值)取值有误。	**改进措施**:《抗震规范》GB50011第1.0.4条规定，抗震设防烈度必须按国家规定的权限审批或按颁发的文件(图件)确定，这是一条强制性条文，必须执行。在一般情况下，设计时可取用抗震规范附录A提供的我国主要城镇中心地区的抗震设防烈度、设计基本地震加速度和设计地震分组。对已编制抗震设防区划的城市，可按批准的抗震设防烈度或设计地震动参数进行抗震设防。 《抗震规范》附录A给出的是“城镇中心地区”的参数，目前随着城镇的日益扩大，建设工程日益远离城镇中心，那些远离城镇中心的建筑工程，特别是往抗震设防烈度大的方向的建筑工程，可能需按较高的标准进行抗震设防，例如北京的密云、怀柔、昌平、门头沟，《抗震规范》附录A给出的是7度(0.15g)，但该四个城镇中心往北京市中心方向，及昌平中心往延庆中心方向的某些村镇的建筑工程就可能需按8度(0.20g)进行抗震设防。一般这些需按较高标准抗震设防的村镇位于地震动峰值加速度分界线两侧4km区域内。如图2.5.1所示。
2.5.2	单层厂房设计只考虑横向水平地震作用，而未对厂房纵向进行水平地震作用的计算。	**改进措施**:《抗震规范》GB50011第5.1.1条规定，一般情况下、应允许在建筑结构的两个主轴方向分别计算水平地震作用进行抗震验算，各方向的水平地震作用应由该方向抗侧力构件承担。因此对厂房纵横方向均应进行水平地震作用计算。
2.5.3	复杂平面的建筑通过设置防震缝分割为多个结构单元后，未对各结构单元计算地震作用。	**改进措施**:复杂平面的建筑通过设置防震缝分为多个结构单元后，各结构单元应单独进行计算地震作用。若该建筑在地下部分整体相连时，则应按多塔模型进行计算，才能较好的反映建筑的地震作用的真实情况。采用不正确的计算模型，将造成计算结果也不正确。

序号	常见问题	改进措施
	续页	

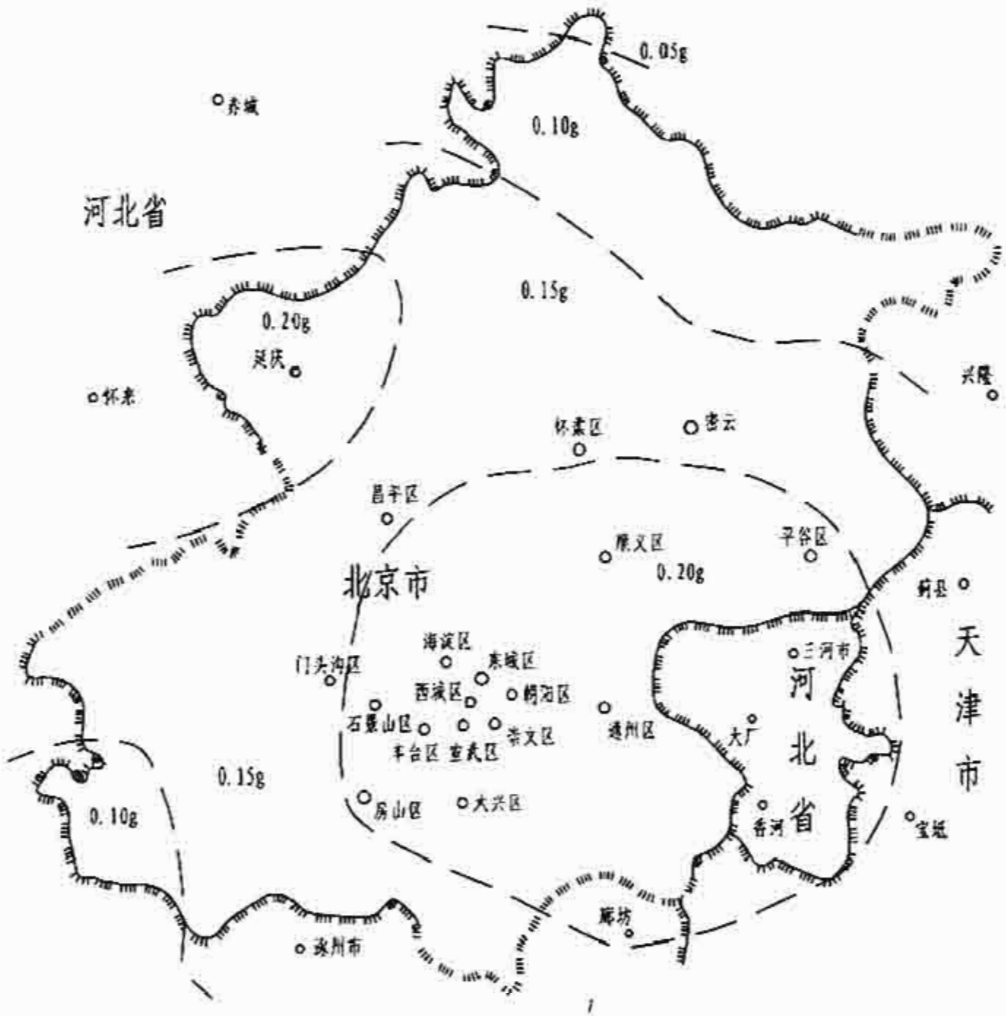
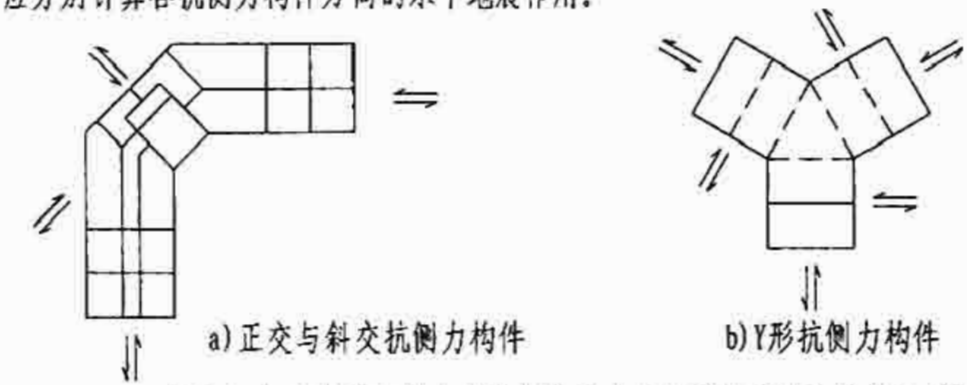


图 2.5.1 北京市地震动参数区划示意图

		荷载及荷载效应组合和地震作用	地震作用							图集号	05SG109-1
		审核	汪洪涛		校对	李文扬		设计	魏才昂	页	2-9

序号	常见问题	改进措施
2.5.4	对有斜交抗侧力构件的房屋，当相交角度大于15°时，未分别计算各抗侧力构件方向的水平地震作用。	**改进措施**：《抗震规范》第5.1.1条第2款规定，对有斜交抗侧力构件的房屋，如图2.5.4所示，当相交角度大于15°时，应分别计算各抗侧力构件方向的水平地震作用。  a)正交与斜交抗侧力构件　　b)Y形抗侧力构件 图2.5.4 有斜交抗侧力构件的房屋水平地震作用的验算方向(箭头指向)
2.5.5	当最不利地震作用方向角较大时，未按最不利地震作用方向计算地震作用。	**改进措施**：对于一个建筑工程而言，地震的作用方向是不确定的，但总存在一个方向，在这个方向上，建筑结构的地震作用反应取极大，这个方向就是最不利的地震作用方向。 使用一些计算软件进行结构总体分析时，一般会给出一个最不利地震作用方向角．当这个角度较大时，例如大于15°时，应将该方向的地震作用计算一次，并以此较大的计算结果设计、编制施工图．当使用的软件不能给出最不利地震作用方向角时，宜采用具有验算功能的软件复核一次。
2.5.6	抗震设防烈度8、9度时，对大跨度和长悬臂结构未进行竖向地震作用的计算。	**改进措施**：《抗震规范》GB50011第5.1.1条第4款规定，抗震设防烈度8、9度时，对大跨度和长悬臂结构应计算竖向地震作用。在规范条文说明中指出：根据我国大陆和台湾地震的经验，抗震设防烈度9度和9度以上时，跨度大于18m的屋架、悬挑1.5m以上的阳台和走廊等震害严重甚至倒塌。8度时，跨度大于24m的屋架、2m以上的悬挑阳台和走廊等震害严重。因此设计时应根据这些震害经验，对大跨度和长悬臂结构进行竖向地震作用计算。

序号	常见问题	改进措施
2.5.7	高层建筑对两个主轴方向分别计算单向地震作用时，未考虑偶然偏心的影响。	**改进措施**：《高规》JGJ3第3.3.3条规定，计算单向地震作用时应考虑偶然偏心的影响，每层质心沿垂直地震作用方向的偏移值可按下式采用： $e_i = \pm 0.05L_i$ 式中 e ——第i层质心偏移值(m)，各楼层质心偏移方向相同； L_i——第i层垂直于地震作用方向的建筑物总长度(m)。

序号	常见问题	改进措施
3.1	勘察报告应用	
3.1.1	某高层建筑，高度为 120m，抗震设防烈度为 7 度，岩土工程勘察报告无实测土层剪切波速。	原因分析：《抗震规范》GB50011第5.1.2条规定：特别不规则的建筑、甲类建筑和表1.1.1所列高度范围的高层建筑，应采用时程分析法进行多遇地震下的补充计算。 表1.1.1　　采用时程分析的房屋高度范围 烈度、场地类别 | 房屋高度范围（m） 8度Ⅰ、Ⅱ类场地和7度 | >100 8度Ⅲ、Ⅳ类场地 | >80 9度 | >60 《勘察规范》GB50021第5.7.3条和第5.7.4条规定：对需要时程分析的工程，应根据设计要求，提供土层剖面、覆盖层厚度和剪切波速度等有关参数。只有10层和高度30m以下的丙类和丁类建筑，当无实测剪切波速时，方可按现行国家标准《抗震规范》的规定，按土的名称和性状估计土的剪切波速。 改进措施：岩土工程勘察报告应按上述条文规定，提供土层剖面、覆盖层厚度和覆盖土层厚度内所有土层的剪切波速度等有关参数，以及场地类别。
3.1.2	工程需要进行抗浮设计，但未提供防水设计水位、抗浮设计水位。	原因分析：防水设计水位，抗浮设计水位是地下室工程结构设计的重要依据，未提供这两个设计水位，设计就没有依据，无法进行设计。同时数值的准确性，对工程造价也有很大影响。 改进措施：向业主说明情况，要求按《勘察规范》GB50021有关规定提供防水设计水位、抗浮设计水位，以便为结构设计提供充分的依据。

序号	常见问题	改进措施
3.1.3	对采用桩基的工程，《岩土工程勘察报告》未提供桩端端阻力及侧阻力。	**原因分析**：桩基的设计，不能没有桩端端阻力及侧阻力等参数。缺少这些参数，就无法进行桩基评价，无法确定桩长、桩径、单桩承载力，就无法进行布桩、承台设计及桩基的变形计算等。 **改进措施**：应通过业主要求勘察单位按《勘察规范》GB50021第4.9.6条规定提出估算的有关岩土的基桩侧阻力和端阻力；必要时还需提出估算的竖向和水平承载力和抗拔力。 此外，还应通过业主要求勘察单位按本条的其他内容及《勘察规范》第4.9.7条和第4.9.8条提供桩基设计的有关参数和建议，或按《高层建筑岩土工程勘察规程》JGJ72-2004第8.3.2条提供桩基评价。 为保证桩基设计的可靠性，工程施工前尚应根据《地基规范》GB50007第8.5.5条规定，对地基基础设计等级为甲级、乙级的建筑物的单桩竖向承载力特征值应按竖向静载试验确定。
3.1.4	《岩土工程勘察报告》中提供的钻孔数量或钻孔深度不够，未提出软弱下卧层地基承载力特征值及地基变形计算深度范围内所需要的全部土层的压缩模量Es值。	**原因分析**：《勘察规范》GB50021 第 4.1.14～4.1.20 条对此问题有明确而详细的规定。高层建筑时尚应满足《高层建筑岩土工程勘察规程》JGJ72-2004 第 4.4.4 条规定。钻孔数量不够，就不可能对场地的均匀程度和异常情况有深入的了解，钻孔深度不够，就不可能满足地基变形验算的需要，当持力层下的土层为软弱层时，未提供下卧层的地基承载力特征值，就不可能进行下卧层的承载力验算，总之，地基设计就没有依据，无法进行设计。 **改进措施**：向业主说明情况，要求勘察单位按《勘察规范》有关规定进行补充勘察，以便为结构设计提供充分的设计依据。

序号	常见问题	改进措施
3.1.5	《岩土工程勘察报告》中未提出建议的地基处理及基础设计方案。	**原因分析**：工程建设场地具有很强的地域特性，加之各地的技术力量、施工条件、习惯作法各不相同，勘察单位常年和岩土打交道，在这方面比设计单位更熟悉。因此，由勘察单位提出的地基处理及基础设计方案建议，对地基基础设计是非常必要和具有很高参考价值的。《勘察规范》GB50021第4.1.11条和《高层建筑岩土工程勘察规程》JGJ72-2004第8.2.1条和第8.3.2条的规定：《岩土工程勘察报告》应对地基类型、基础形式、地基处理、基坑支护、工程降水和不良地质作用的防治等提出建议。这都是强制性条文。 **改进措施**：向业主说明情况，要求勘察单位按《勘察规范》有关规定，提供建议的地基处理及基础设计方案，以便为结构设计提供充分的设计依据。
3.1.6	《岩土工程勘察报告》不满足结构抗震设计的基本要求。	**原因分析**：《勘察规范》GB50021第5.7.2条规定：对于抗震设防烈度等于或大于6度的地区，应进行场地与地基的地震效应评价。否则无法进行建筑结构的抗震设计。 **改进措施**：向业主说明情况，要求勘察单位按《勘察规范》有关规定提出场地类别、场地地震液化判别(除应阐明可液化的土层、各孔的液化指数外，尚应根据各孔液化指数综合确定场地地震液化等级)等结构抗震设计参数。 抗震设防烈度等于或大于7度的厚层软土分布区，宜判别软土震陷的可能性和估算震陷量。场地或场地附近有滑坡、滑移、崩塌、塌陷、泥石流、采空区等不良地质作用时，应进行专门勘察，分析评价在地震作用时的稳定性。

序号	常见问题	改进措施
3.1.7	采用资料不全的岩土工程勘察报告进行施工图设计，甚至采用不是本场地的岩土工程勘察报告进行施工图设计。	**原因分析**：拟建场地的岩土工程勘察报告是结构设计的重要依据。设计时必须有拟建场地的岩土工程勘察报告、且必须是经岩土专业审查合格的，才可进行结构设计。任何不是本场地的岩土工程勘察报告或非正式的参考地质资料，都不能作为结构设计的依据。 **改进措施**：结构专业人员在应用勘察报告时，应结合上部结构，荷载的分布、地基变形和稳定等问题进行分析和研究，对不相适用或对提供的参数有疑义时，应提出意见与勘察单位讨论协商确定，不能盲目执行。对勘察报告中的钻孔位置与建筑物平面不符、钻孔深度不够以及资料不全的，应要求补勘或重新提供合理的岩土工程勘察报告。
3.2	地基处理	
3.2.1	某工程天然地基承载力不足，需要采用复合地基，设计文件中将基底平均压力 p_k 作为要求地基处理后的复合地基承载力特征值 f_{spk}。	**改进措施**：按复合地基承载力进行地基计算时，不应忽略基础埋置深度的影响，当可进行深度修正时，设计文件中要求地基处理后的复合地基承载力特征 f_{spk} 应为荷载效应标准组合时的基底平均压力 p_k 扣除深度修正项，即： $$f_{spk} \geq p_k - \gamma_m(d-0.5)$$ γ_m——基础底面以上土的加权平均重度，地下水位以下取浮重度； d——基础埋置深度(m)，一般自室外地面标高算起。在填方整平地区，可自填土地面标高算起，但填土在上部结构施工后完成时，应从天然地面标高算起。对于地下室，如采用箱形基础或筏基时，基础埋置深度自室外地面标高算起；当采用独立基础或条形基础时，应从室内地面标高算起。

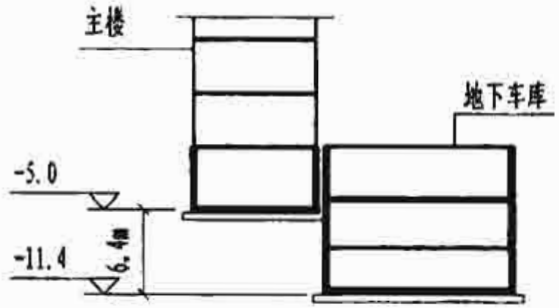
序号	常见问题	改进措施
3.2.2	复合地基的褥垫层厚度设计取值不当。	**原因分析**：刚性基础下的复合地基可通过改变褥垫层厚度调整桩土的荷载分担。褥垫层越厚，桩分担的荷载越少，褥垫层厚度过小，桩间土承载力发挥不充分。 **改进措施**：褥垫层厚度的取值应符合《地基处理规范》JGJ79第7.2.5；8.2.7；9.2.3；10.2.4；11.2.5；12.2.5；13.2.2；15.2.5条的规定。
3.2.3	对分期建设的后期建筑地基采用强夯法进行地基处理时，未考虑后期强夯作业对先期建设的建筑物的影响。	**原因分析**：后期建筑地基采用强夯处理，其振动将对先期建设的建筑物，特别是附近的建筑物产生严重影响。 **改进措施**：施工方案须统盘规划。宜先对整个场地采用强夯，再进行每个工号的基础和上部结构施工。
3.2.4	分期建设的建筑物，设计中没有考虑后期施工降水、基坑开挖、地基处理对前期工程的影响。	**改进措施**：设计和方案须统盘规划。开工前应将后期施工产生的各种影响因素作为先期工程的设计条件，选择合理的施工方案和地基处理方案，减小对先期工程的影响。
3.2.5	某工程的不均匀地基(部分为粉土或砂土，另一部分为塑性指数较高的淤泥质土；或部分为一般粘性土、另一部分在深度方向夹有含水量大，孔隙比大，塑性指数大的淤泥或淤泥质土)，选用搅拌水泥桩进行地基处理。	**原因分析**：目前国内施工设备形成的搅拌水泥土桩桩身强度与原土密切相关，地基土分层，桩体强度也分层，若在平面和深度方向有含水量大，孔隙比大，塑性指数大的土，这部分土形成的桩身强度较低。因此，软土部分桩体传递垂直荷载的能力较弱，不能保证将荷载传到软土下面的相对好的土层上，易产生不均匀沉降。 **改进措施**：宜采用桩体强度与原土无关、置换率高的增强体。与此同时，适当增加基础和上部结构刚度，防止因不均匀沉降可能造成建筑物的开裂。

序号	常见问题	改进措施
3.2.6	某工程的不均匀地基(部分为承载力高的原状土，部分为挤密效果差的松散填土或部分为粉土或砂石，另一部分为塑性指数较高的淤泥质土)，选用置换率低的增强体(如碎石桩)，进行地基处理。	**改进措施**：桩基和刚性桩复合地基对减少地基变形和消除不均匀地基的不均匀变形效果很好。若选用复合地基，应提高软土部分桩体的置换率使处理后两部分地基承载力和模量相近。与此同时，适当增加基础和上部结构刚度，防止因不均匀沉降可能造成建筑物的开裂。
3.3	**地基和基础计算**	
3.3.1	地基基础设计时，未考虑地面堆载的影响，造成地基承载力不能满足要求。	**改进措施**：由于一些工业建筑地面堆载较大，在地基基础设计时应考虑地面堆载对地基承载力和变形的影响产生的附加压力，并应考虑由于地面堆载引起的地基不均匀沉降对上部结构的不利影响。
3.3.2	在进行基础承载力计算时，将验算地基承载力的基底反力作为设计值，没有采用荷载效应基本组合。	**改进措施**：验算地基承载力和基础承载力时，应分别采用不同的荷载效应组合。按《地基规范》GB50007第3.0.4条规定，在验算地基承载力时，荷载效应应按正常使用极限状态下荷载效应的标准组合；在计算基础承载力时，荷载效应应按承载能力极限状态下荷载效应的基本组合。 由可变荷载效应控制的基本组合设计值为： $$S=\gamma_G S_{Gk}+\gamma_{Q1}S_{Q1k}+\gamma_{Q1}\psi_{c2}S_{Q2k}+\cdots\cdots+\gamma_{Qn}\psi_{cn}S_{Qnk}$$ 由永久荷载效应控制的基本组合设计值为： $$S=\gamma_G S_{Gk}+\sum_{1}^{n}\gamma_{Qi}\psi_{Ci}S_{QiK}$$

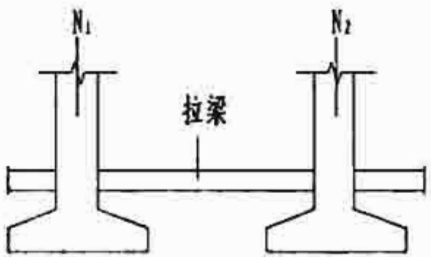
序号	常见问题	改进措施
	续页	永久荷载分项系数 γ_G：当基本组合由可变荷载控制时，$\gamma_G=1.2$；当基本组合由永久荷载控制时，$\gamma_G=1.35$；可变荷载分项系数 γ_Q取1.4；可变荷载组合系数 ψ_{Ci}一般取0.7。
3.3.3	当基础持力层下存在软弱下卧层时，未进行软弱下卧层的地基承载力验算。	**改进措施**：应按《地基规范》GB50007第5.2.7条的规定进行软弱下卧层的承载力验算： $p_z+p_{cz}\leqslant f_{az}$ p_z—相应于荷载效应标准组合时，软弱下卧层顶面处的附加压力值； p_{cz}—软弱下卧层顶面处土的自重压力值； f_{az}—软弱下卧层顶面处经深度修正后地基承载力特征值。
3.3.4	建造在斜坡上或边坡附近的建筑物或构筑物，未验算其稳定性。	**改进措施**：对于建造在斜坡上或边坡附近的建筑物或构筑物，仅验算地基承载力和变形是否满足规范要求，忽视了地基和土坡稳定的验算，且应按《地基规范》GB50007第5.4节的规定进行稳定性计算。
3.3.5	当同一结构单元的基础荷载差异很大或置于不均匀土层上时，地基基础设计仅满足承载力要求，未进行地基变形计算。	**改进措施**：应按《地基规范》GB50007第5.3节的规定分别进行地基沉降量、沉降差、倾斜和局部倾斜的验算，满足《地基规范》第3.0.2条地基变形计算的规定并符合表5.3.4的要求，且基础和上部结构设计时尚应考虑沉降差的影响。

序号	常见问题	改进措施
3.3.6	设计多塔楼和裙房下的大底盘整体基础时，仅单独计算塔楼下的地基沉降量。	**改进措施**：在同一整体大面积基础上建有多栋高层和低层建筑，应该按照上部结构、基础与地基的共同作用进行变形计算。应按地基协同分析方法进行地基变形计算，符合《地基规范》GB50007第5.3.10条的规定，并满足《地基规范》表5.3.4的要求。
3.3.7	设计双柱或多柱联合基础时，未考虑荷载偏心的影响。	**改进措施**：应尽量使荷载合力点与基础重心重合，或减小偏心。当偏心不可避免时，荷载组合应考虑偏心弯矩产生的影响，并按《地基规范》GB50007中5.2.2-2、5.2.2-3、5.2.2-4公式计算基础底面边缘的最大压力值，满足《地基规范》5.2.1-1、5.2.1-2公式的要求。
3.3.8	在进行柱下基础计算时，未验算柱下基础顶面局部受压承载力。	**改进措施**：当柱轴力较大，基础混凝土强度等级低于柱混凝土强度等级时，应按《地基规范》GB50007第8.2.7条第4款、第8.3.2、8.4.13、8.5.19条的要求，验算基础顶面的局部受压承载力。局部受压承载力可按《混凝土规范》GB50010第7.8节计算。当不能满足要求时，可以提高基础混凝土强度等级或采取设置钢筋网片等措施以满足局部受压承载力要求。
3.3.9	在设计柱距相差较大，荷载分布不均匀的柱下条形基础时，内力计算按倒梁模型，地基反力直线分布。	**改进措施**：按《地基规范》GB50007第8.3.2条规定在比较均匀的地基上，上部刚度较好，荷载分布较均匀，且条形基础梁的高度不小于1/6柱距时，柱下条基的地基反力才可按直线分布，基础梁的内力可按连续梁计算。如不满足上述条件宜按弹性地基梁计算。
3.3.10	在设计柱下交叉梁条形基础时，两个方向地基梁均按柱下基础面积计算地基	**改进措施**：应按《地基规范》GB50007第8.3.2条第3款的规定将交叉点上的柱荷载，按交叉梁的刚度和变形协调的要求进行分配，并通过修正节点处的荷载解决交叉点处面积重叠产生的误差，再按第8.3.2条第1、2

序号	常见问题	改进措施
	反力，并取同一均布地基反力计算地基梁内力。	款的要求计算地基梁的内力。
3.3.11	在计算柱下基础筏板抗冲切承载力时，仅验算柱轴力作用下筏板的抗冲切承载力。	**改进措施**：柱下有弯矩作用时，冲切临界面上不平衡弯矩将产生附加剪力。冲切临界面上的剪力应为柱轴力与弯矩产生剪力叠加。应按《地基规范》GB50007第8.4.7条计算基础底板的抗冲切承载力。
3.4	**天然地基基础设计**	
3.4.1	季节性冻土地区基础埋置深度未考虑冻土深度要求	**原因分析**：确定基础埋置深度应考虑地基的冻胀性，基础下冻土的冻胀容易造成基础和上部结构的过大裂缝甚至破坏。 **改进措施**：按《地基规范》GB50007第5.1.6～5.1.9条的有关规定，根据冻土层的平均冻胀率确定地基的冻胀性类别，计算季节性冻土地基的设计冻深，或地区经验确定基础的最小埋置深度，并采取必要的防冻害措施。
3.4.2	新建建筑与老建筑紧靠，但新建建筑基础底板标高在老建筑下一层（大约4m），设计中对此未作有效处理。	**改进措施**：《地基规范》GB50007第5.1.5条规定：新建建筑物的基础埋深不宜大于原有建筑基础，当埋深大于原有建筑基础时，两基础间应保持一定间距，其数值应根据原有建筑荷载大小、基础型式和土质情况确定。当上述要求不能满足时，应采取分段施工，设临时加固支撑、打板桩、地下连续墙等施工措施，或加固原有建筑物地基，且应考虑新基础对旧基础的不利影响。两基础之间的间距应满足《地基规范》第7.3.3条的规定。

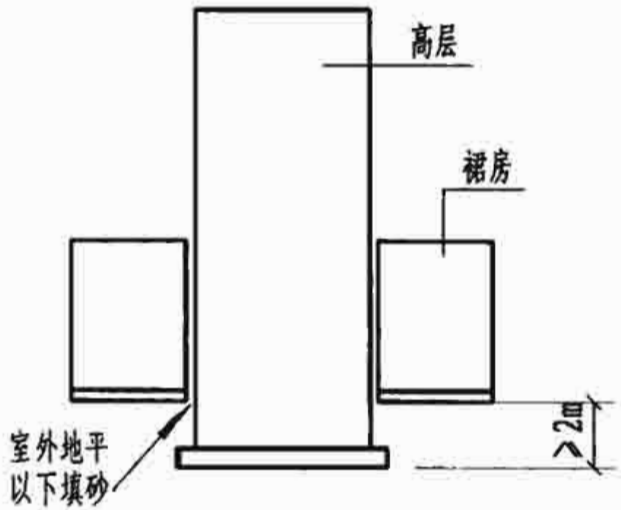
序号	常见问题	改进措施
3.4.3	主楼和地下汽车库两部分，主楼地上13层，地下1层。平面大致为L型，地下汽车库为地下三层（纯地下室），紧邻高层部分，高层基础底标高在地下汽车库基础底标高上约 6.4m。设计考虑设 850mm 宽沉降缝使之成为各自独立的结构单元，主楼部分采用桩基+平板筏基。	**改进措施**：原设计方案考虑紧邻主楼的地下车库其荷载与主楼荷载差异较大，为避免不均匀沉降造成结构裂缝，在主楼和地下汽车库之间设置了850mm宽沉降缝，使之成为各自独立的结构单元，两个结构单元基础底标高差达约6.4m，原方案主楼部分采用桩基+平板筏基。 方案一.当主楼与紧邻的地下车库同时施工时，建议利用主楼桩基兼作护坡桩，主楼基底下6.4m(或更深)处不考虑桩的侧摩阻系数，并适当加大桩身计算长度； 当主楼先期施工，地下车库为后期施工时，建议采用方案二或方案三： 方案二.采用地下连续墙兼作地下车库外墙工法； 方案三.在沉降缝紧靠地下车库一侧打板桩或护坡桩。  图 3.4.3

序号	常见问题	改进措施
3.4.4	条形基础建在未经处理的液化土层上，未进行必要的论证或处理。	**改进措施**：建造在液化土层上的建筑物，地震时发生地基失稳，建筑物倒塌或破坏的例子不少。液化的等级不同，震害的程度也不同。《抗震规范》GB50011第4.3.2条规定：存在饱和砂土和饱和粉土（不含黄土）的地基，除6度设防外，应进行液化判别；存在液化土层的地基，应根据建筑物的抗震设防类别、地基的液化等级，结合具体情况采取相应的措施。抗液化措施详见《抗震规范》第4.3.6～4.3.9条规定。
3.4.5	未充分掌握紧邻原建筑物基础型式、土层岩性、水文地质等条件，盲目确定新建筑地基基础方案，如采用灰土挤密桩法处理地基。	**改进措施**：灰土挤密桩法适用于地基土含水量不大于24%，饱和度不大于65%的土层，且处理的地基面积应大于基础或建筑物底层平面的面积。不了解相邻建筑和土层情况，盲目确定新建筑的地基基础方案，有可能对原有建筑带来不利的影响。
3.4.6	建造在软弱地基上的砌体结构基础未设置基础圈梁。	**原因分析**：体形复杂和刚度较差的砌体结构适应地基变形的能力较差，容易产生裂缝。砌体结构的刚度主要取决于建筑物的长高比和横墙的间距。因此，对于建造在软弱地基或不均匀地基上的砌体结构，设计时首先应力求其平面和立面简单，按《地基规范》GB50007第7.4节的规定，控制建筑物的长高比，使其适应地基不均匀变形。 **改进措施**：为增强结构整体刚度而设置基础圈梁，应符合《地基规范》第7.4.4条第1款规定，在多层房屋的基础底或±0.000处设置基础圈梁，并在顶层处设置一道圈梁，其他各层可隔层设置，必要时也可层层设置，且圈梁宜在平面内形成封闭系统。

序号	常见问题	改进措施
3.4.7	未按要求设置基础拉梁。	**改进措施**：框架单独柱基有下列情况之一时，宜沿两个主轴方向设置基础拉梁： (1)抗震等级为一级的框架和Ⅳ类场地的二级框架； (2)各柱基础承受的重力荷载代表值差别较大； (3)基础埋置较深，或各基础埋置深度差别较大； (4)地基主要受力层范围内存在软弱粘性土层、液化土层和严重不均匀土层。
3.4.8	基础拉梁配筋计算错误。  如$N_1>N_2$，取$0.1N_1$ 作为拉梁所受拉力或压力 图 3.4.8	**改进措施**：拉梁根据其位置及作用不同，应采取不同的计算方法。 1).当多层框架结构无地下室，柱下独立基础埋置深度又较深时，为了减小底层柱的计算长度和底层位移，在±0.00以下适当位置设置的基础拉梁，从基础顶面至拉梁顶面为一层，从拉梁顶面至首层顶面为二层，即将原结构增加一层进行分析。所以，框架梁(含拉梁)和柱的最终配筋宜取上述两次计算结果的较大值。 2).当多层框架结构无地下室，柱下独立基础埋置深度较浅而设置拉梁，一般应设置在基础顶面，此时拉梁的配筋计算，可采用下列方法之一： (1)取拉梁所拉结的柱子中轴力较大者的1/10作为拉梁的轴心拉(压)力，拉梁按轴心受拉(压)构件计算。此时柱基础按偏心受压考虑。基础土质较好时，采用此法较为经济； (2)以拉梁平衡柱底弯矩，当抗震等级为一、二级的框架结构，柱底组合弯矩设计值尚应分别乘以1.5和1.25增大系数；柱基础按轴心受压考虑。

序号	常见问题	改进措施
	续页	如拉梁承托隔墙或其他竖向荷载，则应将竖向荷载所产生的弯矩与上述两种方法之一计算的内力进行组合，按拉(压)弯构件或受弯构件计算拉梁纵向受力钢筋。 3).拉梁的配筋构造。拉梁纵向受力钢筋除满足计算要求外，正弯矩钢筋应全部拉通，负弯矩钢筋50%拉通。
3.4.9	高层主楼和低层裙房地下室不设沉降缝，未计算两者的差异沉降，也未采取必要措施。	**原因分析**：高层主楼和低层裙房由于荷载差异很大，两者的不均匀沉降是肯定存在的，设计中应根据工程的具体情况、场地地下水、岩土的物理力学性质、预估(包括采用合适的计算方法或经验)不设沉降缝时两者的差异沉降和经济性，综合分析比较，确定采用什么方案和处理措施。 **改进措施**：常用的方案有以下几种： 方案一.采用大底盘变厚度筏基，沉降后浇带设在距主楼边柱的第一跨或第二跨内； 方案二.高层采用整体筏基；低层裙房采用独立基础或加防水板或交叉地基梁； 方案三.对高层主楼下地基进行地基处理(采用复合地基)，低层裙房下采用天然地基，从而控制两者的差异沉降在设计允许范围内； 方案四.对高层主楼和低层裙房均采用桩基，通过调整两者桩径、桩长等来控制两者的差异沉降在设计允许范围内； 方案五.在高层主楼和低层裙房之间设置沉降后浇带，待两部分沉降差符合设计要求，再浇筑后浇带。 上述处理措施可采用其中的一种，也可采用两种或多种。

序号	常见问题	改进措施
3.4.10	地下室平面长度超过《混凝土规范》GB50010第9.1.1条伸缩缝最大间距要求，既未设伸缩缝也未采取任何构造措施。	**原因分析**：钢筋混凝土地下室是超静定结构，当温度变化或混凝土收缩而发生变形时，就会在结构中产生的温度应力和收缩应力，这种应力随结构长度的加大而加大，超过一定限度后，就会在混凝土结构中产生裂缝。为此，《混凝土规范》GB50010第9.1.1条规定了混凝土结构伸缩缝的最大间距。 **改进措施**：条件可能时，应按《混凝土规范》第9.1.1条规定设置伸缩缝。同时，规范第9.1.3条规定；如有充分依据和可靠措施，规范第9.1.1条规定的伸缩缝间距可适当增大。减少温度或收缩应力的措施有： (1)混凝土浇筑采用后浇带分段施工。后浇带通常每30～40m设一道，宽度800～1000mm，一般钢筋贯通不切断，待60天后用高一级的混凝土浇筑。底板较厚时可分层(每500mm)浇注； (2)采用粉煤灰混凝土技术加强施工养护，减小混凝土收缩； (3)采用细直径密间距的配筋方式、适当提高配筋率，减少温度应力的影响； (4)采取专门的预加应力措施，如布置预应力钢筋或混凝土中掺加适当的微胀剂； (5)采取有效施工措施加强施工管理。 当因功能或防水等要求不允许设置伸缩缝时，可采取上述措施中的一个或几个来解决温度或收缩应力的影响。 同时应注意：不能认为只要采取了上述措施，就可任意加大伸缩缝间距，甚至不设缝。而应合理确定伸缩缝间距，并根据设计概念和计算慎重考虑各种不同因素对结构内力和裂缝的影响。

序号	常见问题	改进措施
3.4.11	高层建筑与相连的裙房之间设置沉降缝后未对地下部分作任何处理。	**原因分析**：高层建筑与相连的裙房之间设置沉降缝后，建筑物自下而上就成了两个不同的结构单元，使高层建筑一侧或四周没有了埋置深度，这对地震作用下高层建筑的稳定性产生不利影响。 **改进措施**：《地基规范》GB50007第8.4.15条第1款规定：当高层建筑与相连的裙房之间设置沉降缝时，高层建筑的基础埋置深度应大于裙房基础的埋深至少2m。沉降缝地面以下处应用粗砂填实，如图3.4.11所示，当不满足要求时必须采取有效措施。  图3.4.11

序号	常见问题	改进措施
3.4.12	沉降缝兼做防震缝时，未留足缝宽。	原因分析：当沉降缝兼做防震缝时，如未按规定留足缝宽，地震时则可能导致结构的碰撞破坏．这样的震害实例不少．防震缝最小宽度应符合《抗震规范》GB50011第6.1.4条的规定。 改进措施：当同一建筑物中的各部分由于基础沉降而产生显著沉降差，有可能产生结构难以承受的内力和变形时，可采用沉降缝将各部分分开，成为各自独立的结构单元．当建筑物有抗震要求时，沉降缝应兼作防震缝。 (1).房屋高度不超过15m时防震缝最小宽度为70mm，当高度超过15m时，钢筋混凝土结构各结构类型宜按下表再增加宽度：
3.4.13	基础设置的沉降后浇带的平面位置紧靠梁端，无防水做法。	改进措施：(1)后浇带宜选择在结构受力影响较小的部位设置，一般在距离主楼边柱的第二跨或第一跨内，设在框架梁和楼板中部的1/3跨间或剪力墙洞口的跨中，如图3.4.13-1所示．约每30～40m设一道，后浇带宽800～1000mm，后浇带应贯通建筑物的整个横截面。 (2)地下部分的后浇带，应做好后浇带的防水构造，如图3.4.13-2所示。

房屋高度超过15m防震缝宽度增加值（mm）　　表3.4.12

设防烈度		6	7	8	9
高度每增加值（m）		5	4	3	2
结构类型	框架	20	20	20	20
	框架—剪力墙	14	14	14	14
	剪力墙	10	10	10	10

(2).防震缝两侧结构体系不同时，防震缝宽度宜按需要较宽防震缝的结构类型和较低房屋高度计算确定；

(3).当相邻结构的基础存在较大倾斜时，宜适当增大防震缝的宽度。

序号	常见问题	改进措施
	续页	(3)沉降后浇带中的混凝土应在两侧结构单元沉降量满足设计要求后再进行浇筑。 (4)两侧的混凝土表面应凿毛,并清水洗净,再浇灌比设计的强度等级高一级的混凝土振捣密实,并加强养护。
3.4.14	设计中仅笼统地提出后浇带两个月后浇筑。	**原因分析**:后浇带有两种:一种是施工后浇带,是防止钢筋混凝土结构因温度变化和混凝土收缩引起裂缝;一种是调节沉降差的后浇带,是减小因地基沉降差引起的结构次应力。两种后浇带的功能不同,做法也有区别:当后浇带是为减少混凝土施工过程产生的收缩和温度应力时,后浇带的保留时间不宜少于两个月;当后浇带是为调整结构不均匀沉降而设置时,后浇带中的混凝土应在两侧结构单元沉降完成量符合设计要求后再进行浇筑。 **改进措施**:应在设计文件中注明是何种性质的后浇带,并注明后浇带的保留时间。

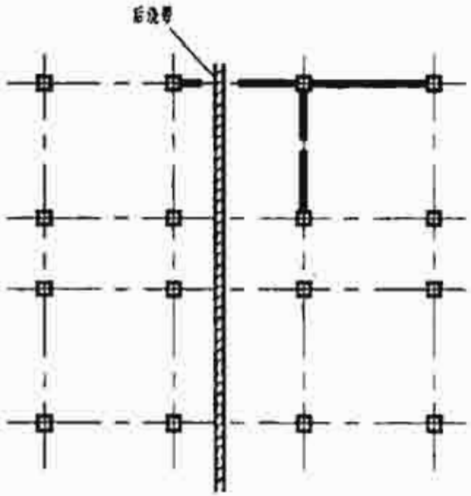


图3.4.13-1 后浇带的平面位置

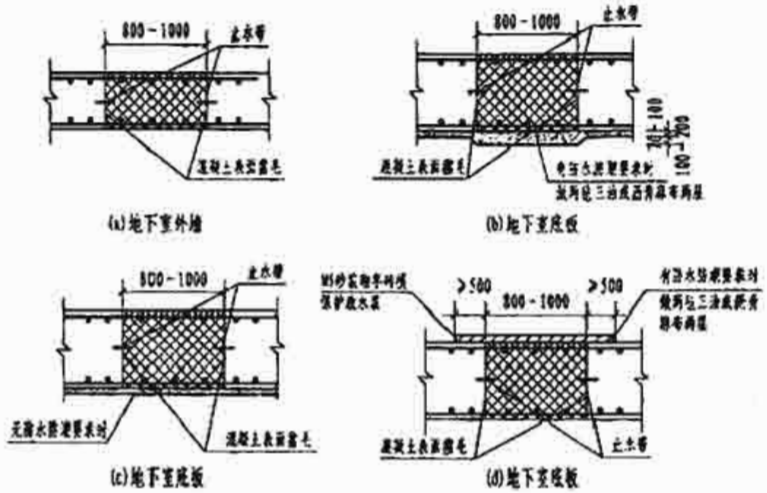
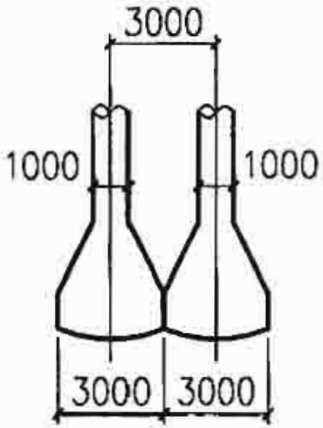
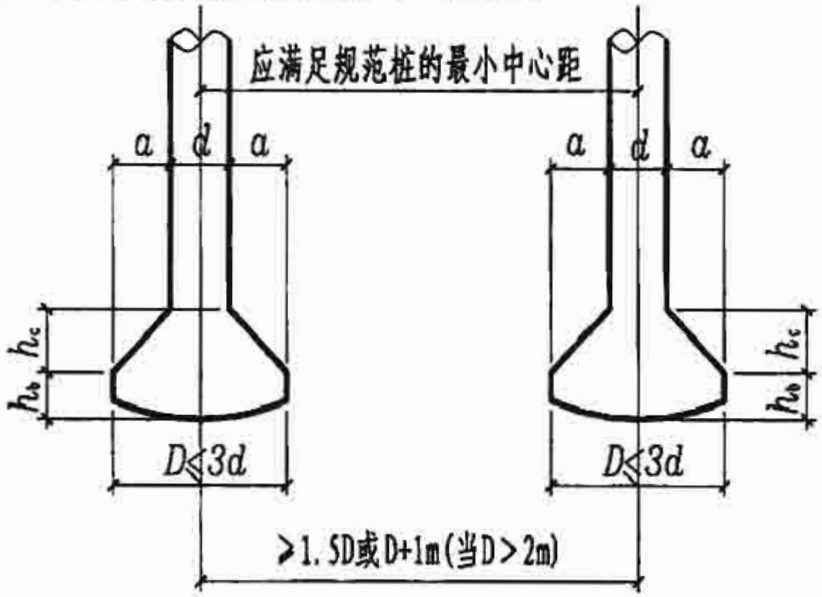


图3.4.13-2 后浇带构造

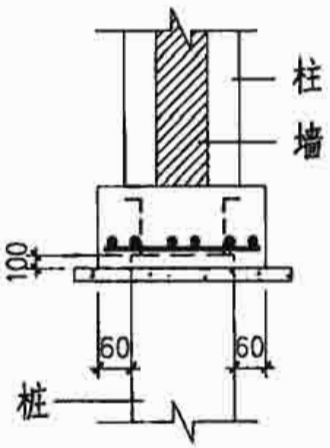
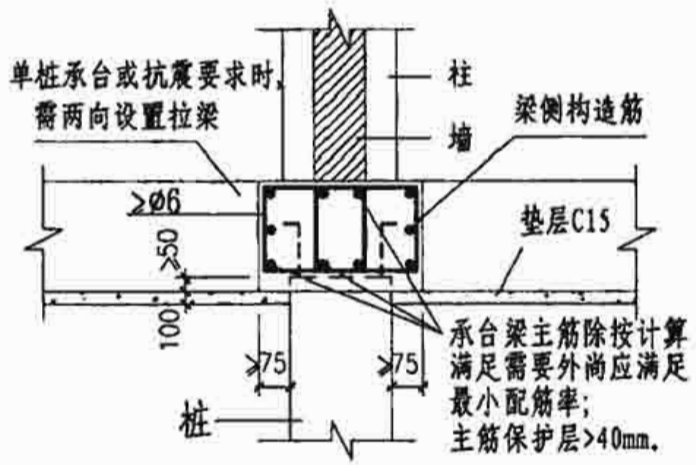
序号	常见问题	改进措施
3.5	桩基础	
3.5.1	桩型的选择与实际环境、地质条件不相适应，桩型及其施工工艺的选择未考虑挤土、振动、噪音可能对周边造成的影响。	改进措施：选择桩型时应根据地质情况、当地条件、施工能力等因素综合考虑，例如在有砂、碎卵石含水层或深厚淤泥中不应采用人工挖孔桩，在人员密集的城市居民区及医院附近不应采用锤击沉管灌注桩。设计时可参考《桩基规范》JGJ94附录A选桩型。
3.5.2	承受拔力的灌注桩在设计中缺桩身承载力与抗裂验算、单桩抗拔静载试验及其配筋做法等要求。	改进措施：应按《地基规范》GB50007第8.5节或《桩基规范》JGJ94第4章及第5章有关条款执行。
3.5.3	桩设计参数不全；设计说明交代不清楚。	改进措施：设计应说明本工程桩型(预制桩、沉管灌注桩、钻孔灌注桩等)，并应明确单桩竖向承载力特征值，桩径、桩长、钢(箍)筋的设置情况，桩嵌入承台内的长度及桩主筋锚入承台内的长度等。
3.5.4	有软弱深厚的淤泥土层时，忽略水平力的影响。	改进措施：有软弱深厚的淤泥土层时，柱下桩基础不仅要计算桩承台水平位移对上部结构的影响，而且有必要验算桩基在水平推力作用下其水平承载力能否满足要求。
3.5.5	桩基持力层选择不妥，如选择液化土层作为持力层。	改进措施：持力层应为稳定的、非液化的、压缩性小的、承载力相对较高的土层。如粘土、粉质粘土可作为摩擦桩的持力层；密实的砂土层、岩层可作为端承桩的持力层。

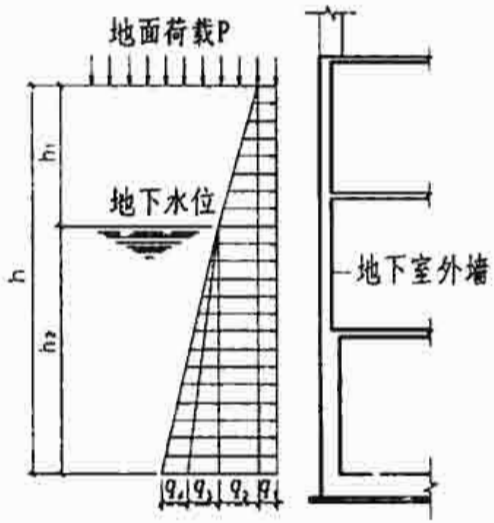
序号	常见问题	改进措施
3.5.6	对存在液化土层的低承台桩基验算时，单桩承载力根据现场静载荷试验确定，桩承载力没有考虑液化土层的影响。	**改进措施**：抗震验算时单桩竖向承载力可参照《桩基规范》JGJ94第5章的相关规定要求扣除液化土层的侧阻力部分；或按《抗震规范》GB50011第4.4.2条和第4.4.3条对低承台桩基进行抗震验算。
3.5.7	高层建筑未进行桩基抗震承载力验算，不符合《抗震规范》GB50011 第 4.4.1 条要求。	**改进措施**：除《抗震规范》JGJ94第4.4.1条规定的可不进行桩基抗震承载力验算的建筑外，均应按第4.4.2条和第4.4.3条对桩基进行抗震验算。
3.5.8	地下室单桩竖向承载力特征值直接取用静载荷试验确定的特征值，承载力偏大，不安全。	**改进措施**：用于静载荷试验的桩顶是在自然地坪处，对于地下室的桩基，其单桩竖向承载力特征值应为试验结果扣除地下室深度范围的桩侧阻力，即试桩加长部分的桩侧摩阻力。
3.5.9	挖孔桩的桩长不论长短，单桩竖向承载力均考虑桩侧阻及端阻。	**改进措施**：一般情况下，支承在微风化岩层上长径比$L/d<5$的端承桩，只计端阻，不计侧阻，支承于其他土层上的桩，可计入侧阻及端阻，但有扩大头的桩其扩大部分及以上$2d$范围内不计桩侧阻力。
3.5.10	采用标准图中的受压桩作试桩用的锚桩时，未核算桩身抗拉承载力和桩段连接强度。	**改进措施**：应按《混凝土规范》GB50010第7.4.1条核算桩身抗拉承载力及桩段连接强度，若用锚桩兼作工程桩，还应进行抗裂验算或裂缝宽度验算。

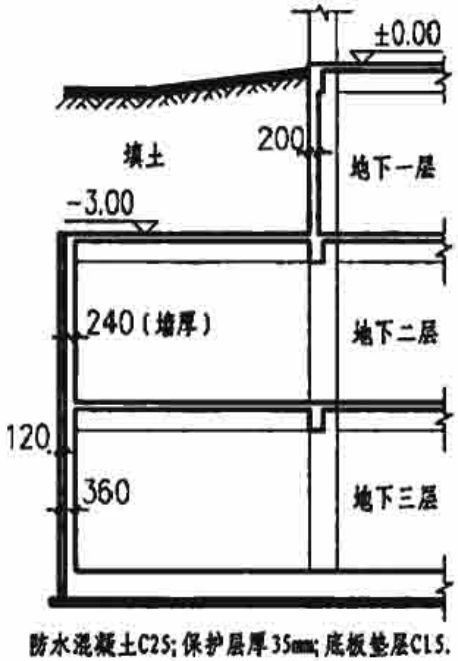
序号	常见问题	改进措施
3.5.11	桩箍筋加密范围不符合规范要求。	改进措施：桩箍筋的设置应符合《抗震规范》GB50011第4.4.5条及《桩基规范》JGJ94第4章有关条款的要求。
3.5.12	扩底桩设计仅标出桩身直径，要求不明确；未考虑成桩方法，布桩时桩中心距不符合要求，造成桩底扩大头连成一体。  图 3.5.12-1	改进措施：应给出扩大端直径，画出扩大端的详图，D/d应根据承载力要求及扩底端部侧面和桩端持力层土性确定，最大不超过3.0；扩底端侧面的斜率应根据实际成孔及土体自立条件确定，a/h_c一般取1/3-1/2，砂土取1/3，粉土、粘性土取1/2，h_c取（0.1～0.15）D。应考虑到扩底时施工时的难易和安全，保证桩间土的稳定，其桩间距应满足《桩基规范》JGJ94第3.3.3条和《地基规范》GB50007第8.5.2条第1款的要求，并根据不同的土类、成桩工艺以及扩底直径满足桩的最小中心距要求。  图3.5.12-2

		地基基础	桩基础						图集号	05SG109-1	
		审核	汪洪涛		校对	李亮		设计	何维		页	3-20

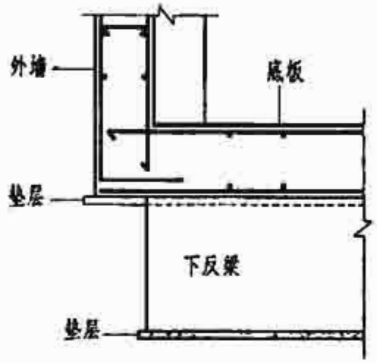
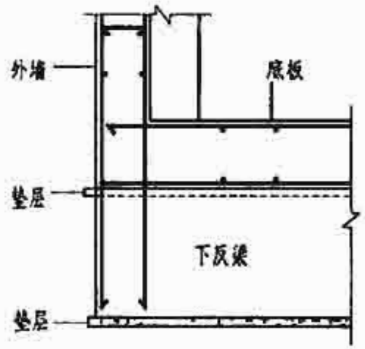
序号	常见问题	改进措施
3.5.13	桩的焊接加劲箍置于纵筋外侧，与螺旋箍筋打架，两者相交处加劲箍无法与纵筋绑扎。	**改进措施**：焊接加劲箍需置于纵筋内侧或箍筋采用环型箍筋。
3.5.14	桩端进入持力层深度不够。	**改进措施**：根据《桩基规范》JGJ94桩端进入持力层深度：粘性土、粉土不宜小于2d，砂土不宜小于1.5d，碎石类土不宜小于1d，且不应小于500mm。当存在软弱下卧层时，桩基以下硬持力层厚度不宜小于3d。在地震液化的土层中尚应进入液化土层以下的稳定土层中0.5-1.5m(不包括桩尖部分)。
3.5.15	地震区液化土层上的高层建筑桩基础未进行桩基抗震承载力验算。	**改进措施**：根据《抗震规范》GB50011第4.4.1条，高层建筑需按第4.4.2条和第4.4.3条规定进行桩基抗震验算。特别是复杂地基液化土层时的高层建筑。
3.5.16	桩基设计中存在自行假设数据或随意查取规范中的一般参数，图纸文件中对保证桩基质量以及施工要求均无说明；有些设计甚至将桩的设计等级与建筑安全等级视为等同，这些情况均将对工程产生安全隐患。	**改进措施**：岩土勘察报告提供的数据是桩基设计的依据，特别是在特殊土层条件下，当勘察报告不全或未提供必要的数据时，设计人员应要求补充勘察后再进行桩基设计。有时由于采用的标准不同计算出来的单桩竖向承载力可能相差很大，设计人员尚应进行实地调查或结合现场单桩静载试验，最后确定单桩的承载力特征值。 一些工程图纸中只标注桩径、桩长、单桩承载力及采用材料强度等级，忽略考虑不同设计等级的建筑桩基有不同要求；例如设计等级为甲级的建筑桩基应进行静载野外现场试验，对一柱一桩的大口径挖土桩，应进行逐孔验槽和验证设计土层；体形复杂、荷载分布不均匀或桩端以下存在软弱土层的设计等级为乙级的建筑物桩基，在施工过程及建成使用期间应进行系统的沉降观测，直至沉降稳定；特殊地基条件下的桩基尚应

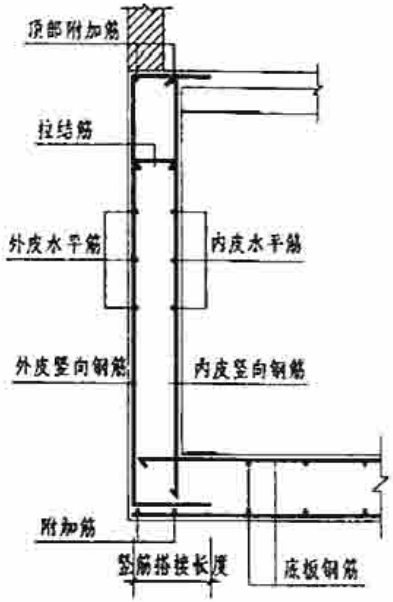
序号	常见问题	改进措施
	续页	提醒遵守《桩基规范》JGJ94第5章条文的有关规定。桩基的设计等级不能等同于建筑安全等级，例如高层建筑的桩基设计等级为甲级而建筑结构的安全等级一般可能是二级，设计等级涉及到结构设计标准和安全度，计算参数的取值等，不能随意确定。
3.5.17	采用一柱一桩，桩顶嵌入承台100mm；桩承台拉梁和承台等高，底标高相同；拉梁承受上部墙体，而另一方向无墙不设拉梁。  图 3.5.17-1	改进措施：承台与拉梁或基础梁同高且底标高相同，若要求桩嵌入承台100mm，则基础梁纵筋难穿行，易影响基础梁的计算高度。设计时可提高拉梁底标高。单桩承台应按《地基规范》GB50007第8.5.20条规定，宜在两个方向设置拉梁，拉梁(或承台梁)截面高度为≥450mm，应在梁侧面设置纵向构造钢筋。  图3.5.17-2

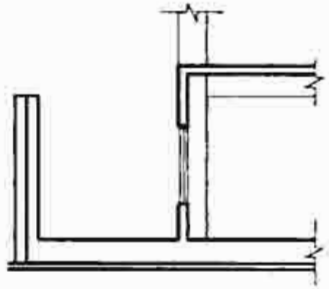
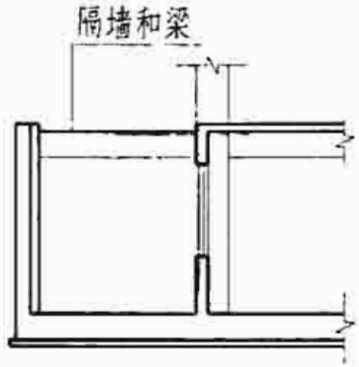
序号	常见问题	改进措施
3.5.18	灌注桩桩顶嵌入承台长度规定为当桩径 800mm 时为 50mm，当桩径≥1000mm 时为 75mm，桩主筋伸入承台 25d。	改进措施：根据《桩基规范》JGJ94第4章有关条款的规定，中等直径桩或大直径桩，其嵌入承台的长度不宜小于50mm或100mm；桩主筋伸入承台的长度不宜小于30倍主筋直径。对于抗拔桩，桩顶纵向主筋的锚固长度按《混凝土规范》GB50010确定。
3.6	地下室设计	
3.6.1	设计参数取值错误。  图 3.6.1	改进措施：(1).地下室外墙应根据实际情况考虑其荷载作用影响，一般竖向荷载有上部结构和地下室楼盖传来的荷载及本身自重；水平方向有室外地面活荷载，土和地下水等侧向压力、邻近建筑物、构筑物的侧压力影响。通常容易漏计考虑消防车道及过街楼部位活荷载的作用影响。有人防部分应考虑人防的等效静荷载，其取值应符合《人防规范》GB50038第4.3.14条规定且应注意5级人防时，当上部建筑物外墙为钢筋混凝土承重墙时，上部建筑物自重取全部重量，其他结构形式时只取其自重之半。 (2).地下室外墙截面设计时，由可变荷载控制的基本组合，永久荷载的分项系数 γ_c取1.2；由永久荷载控制的基本组合，永久荷载的分项系数 γ_c取1.35；可变荷载的分项系数 γ_q取1.4。土压力引起的效应为永久荷载效应。地下室外墙承受的土压力宜取静止土压力。水位稳定的水压力按永久荷载考虑，分项系数可取1.2；水位急剧变化的水压力按可变荷载考虑，分项系数宜取1.3。有人防要求的地下室外墙的永久荷载分项系数，当其效应对结构不利时取1.2，有利时取1.0；抗爆等效静荷载分项系数取1.0。

序号	常见问题	改进措施
3.6.2	地下室外墙截面尺寸等设计不符合有关规定。  图3.6.2	改进措施：地下室外墙的截面尺寸和混凝土强度等级应根据荷载、受力情况、防水、抗渗、人防抗爆和有关规范的构造要求确定。《箱形与筏形基础规范》JGJ6第5.2.6条第2款规定采用箱形基础时的外墙厚度不应小于250mm；《防水规范》GB50108第4.1.6条要求采用防水混凝土、结构厚度不应小于250mm，且裂缝扩展宽度不得大于0.2mm，并不得贯通；《人防规范》GB50038规定，非全埋式人防部位抗力等级为6级时，其室外地面以上的混凝土外墙厚度应大于等于250mm，而各抗力等级的临空墙最小防护厚度应满足第3.2.9条和第3.2.11条等有关条文规定。地下室外墙应能承受上部结构通过地下室楼面传来的水平力，图3.6.2地下一层的墙尚应按深受弯构件进行验算。当为上部结构的落地剪力墙时则尚应满足《抗震规范》的有关要求。当上部结构嵌固于地下一层顶板时，地下一层的抗震等级同地上一层，而其他地下层可为3～4级。 如图3.6.2所示墙厚200及240mm不符合要求，而且防水混凝土应为C30，受力钢筋保护层厚度迎水面应按《防水规范》规定，不应小于50mm。考虑到地下二层外墙有外贴120mm砖墙，地下二层外墙受力钢筋保护层厚的可取35mm。

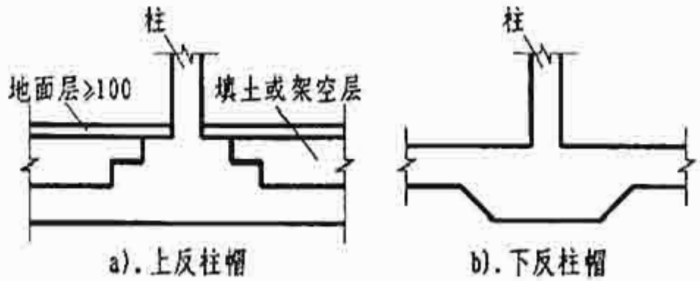
序号	常见问题	改进措施
3.6.3	地下室外墙计算假设与实际不符: (1).地下室外墙设计时未考虑到上部结构作用影响; (2).外墙扶壁柱截面尺寸很小,但外墙按双向板计算配筋; (3).地下室外墙距主体很近或仅 2-3 柱间,但计算地下室结构的侧向刚度与上部结构侧向刚度之比时未予考虑。	**改进措施**:地下室外墙的设计应考虑到上部结构作用的影响;当地下室外墙为上部结构的落地剪力墙时,墙体的截面配筋应按压弯构件验算,不能只考虑室外荷载作用按纯受弯构件计算。 一般情况,外墙顶端与地下室顶板铰接,下端和地下室底板固接,地下室外墙可根据工程实际情况按单向板或双向板计算弯矩,也可考虑塑性内力重分布计算弯矩。当需按双向板设计时,外墙所设扶壁柱必须有足够的强度和刚度,扶壁柱布置应符合双向板受力要求,且应验算扶壁柱的承载力。扶壁柱宜向内凸出,外凸出不利于防水处理。 一般情况,地下室外墙均应参与地下室的侧向刚度计算,仅当地下室顶板沿外墙开洞过大,地下室外墙距离上部主体结构很远(如超过40m)才不考虑地下室外墙参与地下室的侧向刚度计算。按《抗震规范》GB50011第6.1.14条规定,当地下室顶板作为上部结构的嵌固部位时,地下室结构的楼层侧向刚度不宜小于相邻上部楼层侧向刚度的2倍。
3.6.4	地下室底板采用下反梁板时,外墙与下反梁没有完全交接,如图 3.6.4-1 所示。	**改进措施**:底板采用下反梁板时,下反梁应延伸至外墙的外边缘;当外墙设有扶壁柱时,扶壁柱的纵向钢筋应锚固在下反梁内。如图3.6.4-2所示。

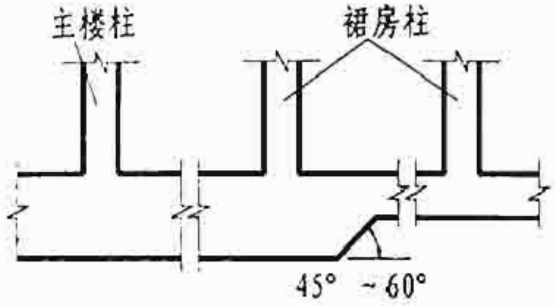
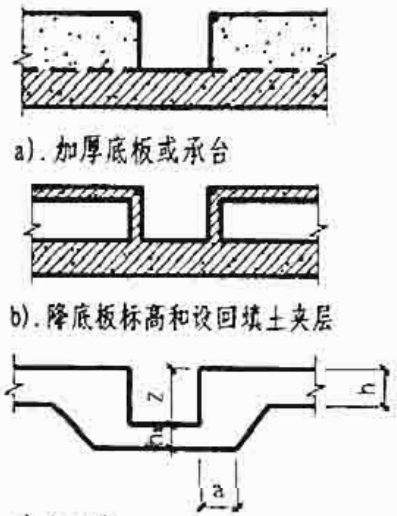
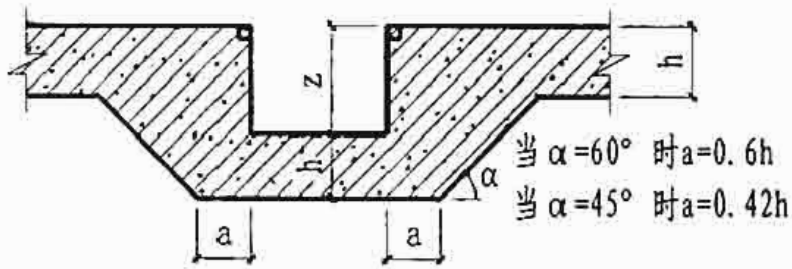
序号	常见问题	改进措施
	续页  图 3.6.4-1	 图3.6.4-2
3.6.5	地下室外墙配筋问题: (1).配筋计算与受力情况不符; (2).配筋不符合有关规范要求; (3).未注明钢筋接头位置。	**改进措施**:(1).地下室外墙应根据地下室的层数和隔墙间距等具体条件,按单跨或多跨单向板或双向板分析其内力。地下室外墙在基础处按固接,顶部一般情况可按铰接,当顶板沿外墙边缘开大洞时,则按自由端考虑,当外墙为上部结构的落地墙时可按固接考虑。多层地下室时,因上下荷载差别大,可分段确定截面配筋。一般情况水平钢筋可按构造配置,最小配筋率为0.25%。当只有一层地下室时,墙身不能满足上部柱子荷载扩散刚性角时,在基底反力作用下墙身应按深受弯构件验算外墙的水平配筋。地下室尚应注意满足结构抗震等级规定。 地下室超长时为了阻止裂缝,水平筋宜适当加大,上部没有剪力墙时,顶部宜加附加2根不小于φ20钢筋,底部由于基础底板配筋较大不必另附加水平钢筋。水平钢筋间距宜不大于150mm 。 (2).内外皮钢筋之间应设梅花型拉结钢筋,间距一般为600mm,有人防部位应为500mm。

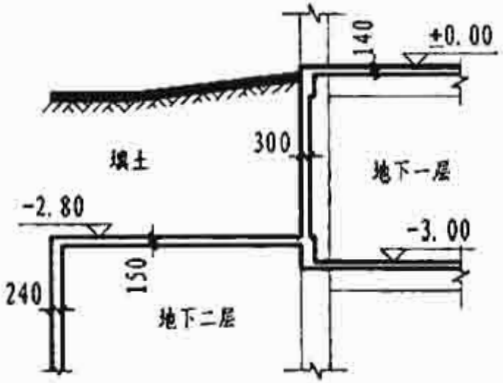
序号	常见问题	改进措施
	续页  图 3.6.5	(3). 注明钢筋的接头位置及搭接要求。外侧竖筋宜在距楼板1/3～1/4层高处接头，内侧竖筋可在楼板处；外侧水平钢筋宜在柱（隔墙）中部接头；内侧水平筋宜在柱（隔墙）处接头。当外侧竖向钢筋伸入基础底板的竖向长度不满足锚固长度时，可沿水平方向弯折，弯折后的水平长度不应小于15d。 北京地区外墙可按塑性内力重分布计算配筋。但裂缝宽度宜不大于0.2mm。
3.6.6	地下室为箱形基础，外墙连续窗井内无内隔墙、开门窗洞口处上下过梁不进行验算。	**改进措施：** 地下室窗井处应按《箱形与筏形基础规范》JGJ6第5.2.15条或《高规》JGJ3第12.1.11条规定在窗井内部设置分隔墙以减少窗井处墙的支撑长度及传递侧向力，分隔墙应与地下室内墙连成整体。个别部位不允许设内隔墙处宜在对应的内墙或内柱处设置拉梁与窗井外墙中设置的扶壁柱拉结。窗井分隔墙可视作由箱形基础伸出的挑梁，窗井分隔墙的根部受剪截面应符合$V \leqslant 0.2 f_c b h_0$的要求，其中$V$为墙根部的剪力设计值，$b$和$h_0$分别为分隔墙的厚度和墙身的截面有效高度。

序号	常见问题	改进措施
	续页  图 3.6.6-1	外墙上下洞口过梁必须进行验算，满足《箱形与筏形基础规范》第5.2.11条、第5.2.12条和第5.2.9条规定，墙上预留设置的洞口宜设在墙居中部位。  图3.6.6-2
3.6.7	地下室底板厚度取值随意，不符合有关规范要求，如某工程采用箱基时底板为250mm。	**改进措施：**高层建筑地下室底板厚度应满足受冲切和剪切承载力以及防水要求。当采用梁板式筏基或箱形基础时，对于12层以上的建筑，底板厚度应不小于400mm，且应注意满足《地基规范》GB50007第8.4.5条规定，底板厚度与最大双向板格的短边净跨之比应不小于1/14。
3.6.8	采用上反梁板筏型基础时梁底未留排水孔；人防部位扩散室未设集水坑或地漏。	**改进措施：**采用上反梁筏形基础时，每区格的梁上需设排水孔洞，人防扩散室应按《人防规范》GB50038第3.4.23条规定设置地漏或集水坑。

序号	常见问题	改进措施
3.6.9	窗井部分及汽车地下通道部分底板厚度小于外墙厚度，图纸文件中未说明板底地基土处理要求。	**改进措施**：窗井或汽车通道外墙一般情况下按上端自由下端与底板固接设计，设计中底板厚度不应小于外墙厚度；当底板与基础不同标高时，应对底板下土层提出处理要求采取有效措施，防止主体沉降引起窗井或车道混凝土开裂。严寒地区窗井底板应设防冻措施，当为单层地下室时冬季施工中尚应提醒施工单位采取措施防止室内沿外墙部位地基土受冻，造成底板或墙体开裂。
3.6.10	地下室局部抽柱、中厅、天井部位柱间距扩大时或柱荷载及柱间距的变化超过20%时，筏形基础底板按倒楼盖法，取平均地基反力进行计算。	**改进措施**：地下室局部抽柱、扩大柱距或布置中厅后，往往柱荷载或柱间距变化超过20%，造成局部刚度削弱、地基反力不均匀，若仍按普通标准柱间距考虑，采用倒楼盖法计算则不安全，应按《高规》JGJ3第12.2.3条或《箱形与筏形基础规范》JGJ6第5.3.9条规定，按弹性地基梁板方法计算分析筏形基础内力。
3.6.11	(1).地下室全部地基或桩基承载力验算时，未考虑底板或地下室结构等重量影响； (2).底板抗浮计算时，荷载组合未考虑乘分项系数。	**改进措施**：地基或桩的承载力验算时，应分别遵守《地基规范》GB50007第5章和第8章的有关规定，考虑所有传到地基或桩顶上的荷重，否则可能造成地基或桩承载力不足。当计算基础梁板配筋时，则应扣除基础梁板及板上填料等重量。底板抗浮计算时，应按《荷载规范》GB50009第3.2.5条规定，考虑荷载分项系数；当抗浮水位是由勘察单位综合考虑各种不利因素后确定的水位时，建筑物自重（不包括活载）及水浮力的分项系数取1.0，建筑物自重与水浮力的比值不应小于1.0；当有地下水影响时尚应考虑水位最高或最低时的情况。
3.6.12	(1).柱间距有变化时，平板式筏基的板厚只按等柱距的柱内力验算筏板的冲切承载力，或只取最大柱内力按冲切要	**改进措施**：柱间距或柱荷重相差过大时应分别按《地基规范》GB50007第8.4.7条和第8.4.9条验算确定底板厚度；若采取变厚底板，尚应验算变厚度处的受剪承载力。当个别柱下荷载较大时，等厚度筏板的受冲切承载力不能满足要求时，宜在筏板上面增设桩墩或在筏板下局部增加板厚，避免造成安全隐患或浪费，见图

序号	常见问题	改进措施
	求决定板厚。 (2).底板配筋仅笼统标注上钢筋及下钢筋规格和间距。	3.6.12之a)和b)。也可采用配置抗冲切箍筋提高其受冲切承载力。 筏板的钢筋布置不应简单地只注明上、下钢筋的规格和间距，而应按《地基规范》第8.4.11条和第8.4.12条规定，或参照04G101-3图集绘制图纸或选用相关节点，交待钢筋层面关系，搭接要求等。  图3.6.12
3.6.13	主楼与裙房荷载差别较大时，未对地下室底部进行处理。	**改进措施**：主楼与裙房底板相连时，主楼与裙房间底板变厚度的位置宜设在与主楼相邻的第二跨的1/3跨间处，如图3.6.13所示，以充分利用裙房基础来扩散主楼的荷载，降低主楼的基底压力和减小主楼的绝对沉降值；当主楼下持力层为较好的砂卵石层或经过处理，底板变厚度的位置也可设在与主楼相邻的第一跨的1/3跨间处；当为了调节主裙楼的沉降差时，后浇带的位置可参照上述原则设置。若裙楼柱的竖向力很小，裙楼部分也可采用柱下独立基础防水底板方案。

序号	常见问题	改进措施
	续页	 图3.6.13 主楼与裙房底板变厚
3.6.14	底板上电梯井坑、集水坑设计问题：采取加厚底板或降低底板标高在回填土夹层中留坑见图 3.6.14-1 之 a)、b)；  图 3.6.14-1	**改进措施**：地下室底板中的各种井坑宜尽早确定，电梯井坑、集水坑等均需做成下凹式，不应采用全面降低底板标高或加厚底板方法处理。 当采用上反梁板式筏基时，条件许可，可将井坑设在回填土或上反梁的空间内。 坑底厚度一般与底板厚度相同，可按图3.6.14-2采用。当坑底土层比筏板底土层坚硬时，宜在井底板下设软褥层。  图3.6.14-2

序号	常见问题	改进措施
3.6.15	有地下水时地下室底板设计中的问题: (1).考虑土层或砂层对地下水的作用将地下水压力折减; (2).将底板的核爆动荷载与地下水压力进行组合; (3).多层地下室忽视考虑施工期间水压力对地下室结构的上浮作用影响。	改进措施:(1).计算地下室底板或外墙水压力时,均不能考虑土层或砂层对地下水的作用而将水压力折减; (2).除位于地下水位以下带桩基的地下室底板以外,作用在人防地下室底板上的核爆动荷载不必与地下水压力进行组合,计算时只取其中数值大者作为设计的控制荷载; (3).多层地下室当地下水位较高时,图纸文件中应交待施工期间水压力对地下室结构的上浮作用影响,或注明停止降水时间。
3.6.16	地下室顶板上覆土时或顶板作为上部结构嵌固层时,板厚不满足要求。  图 3.6.16	改进措施:(1).图3.6.16当紧贴于高楼的地下车库或地下辅助用房其顶部需覆土作为绿地时,覆土的厚度应满足当地园林局的规定(北京为3m); (2).当地下一层顶板作为上部结构嵌固部位时,地下一层顶板厚度不宜小于180mm,地下一层外墙应能承受顶板传来的水平力和竖向荷重,其厚度应不小于250mm。 (3).图3.6.16若当上部结构嵌固于-3.0m时其板厚不宜小于180mm,-2.80m处顶板厚度除满足板上覆土重量要求外,其板厚亦不宜小于180mm,当需防水时不宜小于250mm,且应采用防水混凝土,迎土面或迎水面的钢筋保护层不宜小于50mm且需设防水层,若允许消防车通行,应考虑其影响。

序号	常见问题	改进措施
3.6.17	地下室顶板设计不符合有关规定: (1). 顶板作为上部结构嵌固层时采用200mm厚的无梁楼盖或板厚为120mm的密肋梁板; (2). 有人防部位地下室顶板仍为180mm厚，采用C25; (3). 地下室顶板作为上部结构嵌固部位时，板上下表面沿纵横两方向的配筋率为0.1%。	改进措施：高层建筑中普通地下室顶板厚不宜小于160mm，当作为上部结构嵌固部位时顶板应采用现浇梁板结构，板厚不宜小于180mm；混凝土强度等级不宜小于C30，也不应大于C40；顶板应采用双层双向配筋，每个方向配筋率应满足《抗震规范》第6.1.14条以及《高规》JGJ3第4.5.5条规定，不宜小于0.25%；当为人防部位时，顶板厚度尚应满足《人防规范》GB50038第3.2.3条、第3.2.4条、第4.7.2条要求。地下室其他层楼板配筋率尚应注意满足《混凝土规范》GB50010第10.1.9条规定。
3.6.18	地下室顶板作为上部结构的嵌固层时，上部结构抗震等级为特一级，地下一层隔墙为上部结构落地剪力墙时墙体分布钢筋的配筋率为0.30%。	改进措施：根据《高规》JGJ3第4.8.5条规定，当地下室顶板作为上部结构的嵌固层时，地下一层的抗震等级应按上部结构采用，地下一层以下的结构抗震等级可根据具体情况采用三级或四级。因此，当上部抗震等级为特一级，地下一层隔墙为上部结构落地剪力墙时，根据《高规》第4.9.2条规定：取地上一层剪力墙墙底截面组合弯矩计算值的1.1倍作为地下一层隔墙的弯矩设计值；取地上一层剪力墙底部地震作用组合的剪力计算时的1.9倍作为地下一层隔墙的剪力设计值；地下一层内隔墙的水平和竖向分布钢筋的最小配筋应为0.4%。
3.6.19	抗震设防分类为乙类建筑，抗震设防烈度为8度，地下一层顶板作为上部结构	改进措施：根据《抗震规范》GB50011第3.1.3条第2款规定乙类建筑地震作用应符合本地区抗震设防烈度的要求；抗震措施应提高一度，则本工程抗震措施应按9度设计，根据《高规》JGJ3第4.8.5条，9度抗震设计

序号	常见问题	改进措施
	嵌固时，地下室一层以下的隔墙竖向和水平分布钢筋配筋为 0.20%.	时地下室结构的抗震等级不应低于二级；根据《高规》7.2.18条规定一、二、三级抗震墙的配筋率不应小于0.25%.
3.6.20	地下室混凝土内隔墙设计考虑不周全或缺少必要的验算.	改进措施：地下室的混凝土内隔墙应沿上部结构的柱网、剪力墙或地下室设备用房墙体位置布置，如使用上允许也可增设一些纵横隔墙以减少底板的厚度，但设计时应注意主次梁关系；底层内隔墙开洞时，需根据地基反力验算墙身和洞口过梁承载力，洞口上过梁的高度不宜小于层高的1/5，洞口面积不宜大于柱距与墙身高度乘积的1/6. 对有人防要求的地下室时注意人防密闭门、防护密闭门的门框以及门上下过梁的特殊构造要求，当按人防荷载确定的配筋与正常使用荷载计算结果不符时，应取大值确定配筋.
3.6.21	框架－剪力墙结构，抗震设防为乙类建筑，建于 8 度抗震设防区，地下室隔墙最大间距 41.5m～43.2m.	改进措施：8度抗震设防区的乙类建筑，其抗震措施应提高一级按9度设计；根据《高规》JGJ3表8.1.8或《箱形与筏形基础规范》JGJ6表5.1.3的规定，本工程地下室隔墙间距超限；间距过大，隔墙之间楼盖的平面内变形，将影响该区间内的地下室柱子与邻近剪力墙的分配比例. 宜按地下室隔墙间距控制在规定范围之内.

主编单位、联系人及电话

主编单位	中国建筑标准设计研究院	汪洪涛	010-88361155-800
	中元国际工程设计研究院	李亮	010-68732401
	中国建筑科学研究院建筑地基基础研究所	滕延京	010-84271590

图集主审人(以姓氏笔划为序):

沙志国　侯光瑜　薛慧立

组织编制单位、联系人及电话

中国建筑标准设计研究院　　李文扬　010-88361155-800（国标图热线电话）
010-68318822（发行电话）

民用建筑工程设计常见问题分析及图示
(砌体结构)

批准部门	中华人民共和国建设部	批准文号	建质[2005] 14 号
主编单位	中国建筑标准设计研究院 北京市建筑设计研究院	统一编号	GJBT-789
实行日期	二00五年三月一日	图 集 号	05SG109-2

主编单位负责人 王子艳 李如地

主编单位技术负责人 柯世华

技 术 审 定 人 柯世华

设 计 负 责 人 王树青 杨金章

目　　录

目录……M1

编制说明……M2

砌体结构

1.1 材料选用……1

1.2 结构布置……2~25

1.3 结构分析与计算……26~32

1.4 多层砖房的抗震构造措施……33~41

1.5 多层混凝土小型空心砌块房屋的抗震构造措施……42~49

1.6 底部框架抗震墙房屋的抗震构造措施……50~51

1.7 内框架房屋的抗震构造措施……52~53

编 制 说 明

1. 主要编制依据

建设部建质[2004]46号文"关于印发《二00四年国家建筑标准设计编制工作计划》的通知"

《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068-2001（简称可靠度标准）

《建筑抗震设防分类标准》GB 50223-2004（简称设防分类标准）

《建筑结构荷载规范》GB 50009-2001（简称荷载规范）

《建筑抗震设计规范》GB 50011-2001（简称抗震规范）

《砌体结构设计规范》GB 50003-2001（简称砌体规范）

《多孔砖砌体结构技术规范》JGJ137-2001（简称多孔砖规范）

《混凝土小型空心砌块建筑技术规程》JGJ/T14－2004（简称小砌块规程）

《混凝土结构设计规范》GB 50010-2002（简称混凝土规范）

《建筑工程设计文件编制深度规定》建质[2003]84号（简称设计文件深度）

《施工图设计文件审查要点》建质[2003]2号（简称审查要点）

2. 编制目的

根据现行的国家有关规范、规程，对民用建筑工程设计中由于设计人员的考虑不周和对规范、规程的理解不够全面，造成的一些不当做法和错误，以及在施工图设计文件审查中常出现的问题，进行汇总、整理、分析，并提出改进措施及依据，从而加强设计人员对规范及规程全面、准确的理解，避免类似错误的发生，合理和优化设计，提高设计质量。

3. 主要内容

本图集共分四册。第一册为工程设计管理、荷载与地震作用、地基与基础，第二册为砌体结构，第三册为混凝土结构，第四册为钢结构和空间网格结构。采用图文并茂及对照编排方式给出设计中工程技术人员容易混淆、容易忽视的问题及相关规定和改进措施示例。

本分册主要内容包括：砌体结构的材料选用、结构布置、结构分析及计算、多层砖房的抗震构造措施、多层混凝土小型空心砌块房屋的抗震构造措施、底部框架－抗震墙房屋的抗震构造措施及内框架房屋的抗震构造措施等。

4. 适用范围

本图集适用于民用建筑或一般工业建筑工程设计，可供设计、审图、监理、施工和管理等部门的技术人员使用。

5. 使用说明

5.1本图集所列常见问题是指不符合现行国家规范、规程或不够合理、不够完善的做法，改进措施是指根据规范、规程的规定应采取的做法。

5.2鉴于工程的具体情况，解决问题的措施不是唯一的，设计时应根据工程实际情况，注意避免本图集提出的"常见问题"，采取合理的解决措施，不宜拘泥于本图集提供的改进方案。

5.3使用本图集应严格执行国家现行标准、规范和规程的规定，如涉及地方规定的，还应协调考虑。

序号	常见问题	改进措施
1.1	材料选用	
1.1.1	砖型选用不当，地震区选用蒸压多孔和空心砖，水泥多孔砖等材料。	根据国家有关规范标准《砌体规范》GB50003、《多孔砖规范》JGJ137和《小砌体规程》JGJ/T14的规定，由粘土、页岩、煤矸石或粉煤灰为主要原材料的烧结普通砖、烧结多孔砖、蒸压类的灰砂实心砖和粉煤灰实心砖；以及由普通混凝土和轻骨料混凝土制成小型混凝土空心砌块等均适用于非抗震设防区和抗震设防烈度为6度至9度的地区。 但蒸压类的空心或多孔砖，以及KP1型和M型以外的多孔砖型，均不得用于地震区作为承重墙体。
1.1.2	室外地面以下的墙体或基础采用烧结多孔砖或混凝土小型空心砌块，但没有相应措施。	**原因分析：** 多孔砖砌体用于室外地面以下，由于±0.000下的湿度变化、水的化学浸蚀，以及自然风化等因素，都可能对多孔砖壁造成损坏，进而造成地下部分破坏，势必影响结构安全。因此，从结构安全的整体考虑，基础部分不应采用多孔砖砌体。 对于孔洞率达50%左右的混凝土小型空心砌块来说，理由是相同的。小砌块的外壁厚度一般也不会超过30mm，因此它也存在同样的弊端。 **改进措施：** 多孔砖或空心混凝土小砌块如果必须用于地下基础部分时，根据《多孔砖规范》JGJ137第4.4.11条以及《小砌块规程》JGJ/T14第5.6.2条第1款的规定，对多孔砖砌体，其孔洞应用水泥砂浆灌实；对混凝土小型空心砌块砌体，其孔洞灌芯混凝土应采用具有高流动度，低收缩性能，且不应低于C20，应采用普通硅酸盐水泥，粗集料(直径5～10mm碎、卵石)、细集料和掺和料以及外加剂等配制成专用灌孔混凝土。

序号	常见问题	改进措施
1.2	结构布置	
1.2.1	多层砌体房屋采用不利于结构抗震性能的纵墙承重布置，并且未采取必要措施改善其抗震性能。	**原因分析**：《抗震规程》GB50011第7.1.7条第1款规定：多层砌体房屋应优先采用横墙承重或纵横墙共同承重的结构体系。多层砌体结构中的主要抗震构件是承重的墙体，不论纵墙或横墙都将承担与之平行的地震作用。 在以纵墙为承重墙的结构布置方案中，一般横墙数量将大为减少，相隔间距相对较大（尽管满足了抗震横墙最大间距的要求）。但是横墙数量的减少将会直接影响多层砌体结构的整体抗震能力，因此对房屋抗震是不利的。 其次，由于纵墙较长，其侧向刚度也相对较大。地震作用时将比横墙更早地出现裂缝、损坏甚至倒塌，这将造成整个结构的较早破坏，因此是很不利的。 **改进措施**：纵墙承重布置有时候可能是难以避免的，可以采取下列几种措施加以改善： (1).尽可能增加横墙数量，或将纵墙沿长度方向分段，留置门窗洞口，以缩小纵墙的贯通长度，减小刚度； (2).缩短独立单元长度，如结合温度伸缩缝的设置，住宅中尽可能按二或三个单元组成一个独立的抗震单元； (3).尽量布置成纵、横墙混合承重的方案，即使是局部混合承重布置也是对抗震有利的。 采用现浇楼盖时，纵横墙都将承担楼屋盖的分布荷载，因此抗震验算时都应作为承重墙体对待。
1.2.2	多层砌体结构中墙体布置不能满足均匀性和对称性的要求。	**原因分析**：多层砌体房屋一般指少筋或无筋砌体。因此基于砌体材料的特点，它们都是属于脆性材料，能够承受的变形很小，而刚度较大。这就决定了这类结构的抗震能力较弱，即变形能力和延性都小。 地震作用是一种突发性的偶然荷载，根据有关的地震记录，一般一次地震从发生到终结不会超过一分钟，更多的地震仅有数十秒钟。在这样短促时间内，如果承担地震作用的墙体布置、传力途径不直接简捷，而是曲折间接，地震时将对多层砌体房屋造成破坏。

序号	常见问题	改进措施
	续页	**改进措施**：作为多层砌体中的纵横墙体，不论是承重的或自承重的墙体，在水平地震作用下，都将承担一定比例的地震作用力。因此，纵墙或者横墙都应当在建筑平面内均匀地和对称地布置。均匀是为了地震作用时不会因刚度突变而出现应力集中；对称是为了避免扭转。 图1.2.2-1所示为一般多层住宅的典型结构布置，基本体现了对称和均匀性的原则。图1.2.2-2所示多层住宅，由于在平面上有较多的凹凸变化，使相当大部分纵横向的墙不能贯通、连续，特别是出现较多的房屋转角突出在平面外，对抗震甚为不利，容易在这些部位首先遭受破坏。设计中应尽量避免如图所示阴影部分的布置。
1.2.3	工程设计中纵横墙体不能分别在平面内对齐、贯通，但未采取有效措施。	**原因分析**：多层砌体房屋中的横墙或者纵墙由于建筑功能需要而不能在平面布置时，使纵、横墙分别沿轴线上对齐、贯通。 **改进措施**：需要区别对待，分别采取有效措施： (1).横墙不能对齐：如果在一个住宅单元内（一般为五个开间），有3-4道对齐贯通的横墙墙体即可满足要求。如图1.2.3-1所示。 所谓对齐贯通，不应单纯理解为必须轴线和轴线完全对齐。实际上墙体作为抗侧力构件承担水平地震作用时，首先通过水平楼屋盖的传递，才逐层到达基础的。因此，墙体的对齐贯通还与楼盖的结构型式有关。 根据试验和震害调查，在现浇楼盖中，两段横向墙体相对错位在500mm左右时，可以认为是连续贯通的。在预制楼盖中，相对错位在300mm左右时，也可以认为是连续贯通的。 上述情况下，为了增强楼盖的局部传递水平荷载的能力，应当在稍有错位的两墙段之间的楼板内增设暗梁。 (2).纵墙不能对齐：纵向墙体的道数一般较少，通常为三至四道，个别情况也有仅两道外墙的。但是，纵向墙体一般较长，因此要求每道纵墙都连续贯通有时比较困难。 震害调查表明，纵墙的破坏并不完全是整个墙长上的剪切破坏。地震时纵墙的破坏先是从其薄弱部位开始的，即

序号	常见问题	改进措施
	续页	先在纵墙上门窗洞口过梁处开裂，然后在其中的部分墙段中出现对角斜裂缝，继而发生剪切破坏。 设计时允许将纵墙均匀地分为若干墙段分段对齐，如图1.2.3-2所示。当然，应尽量使各段纵墙的长度大致接近，以避免侧向刚度上的过大差异而导致受力不均，各个击破。

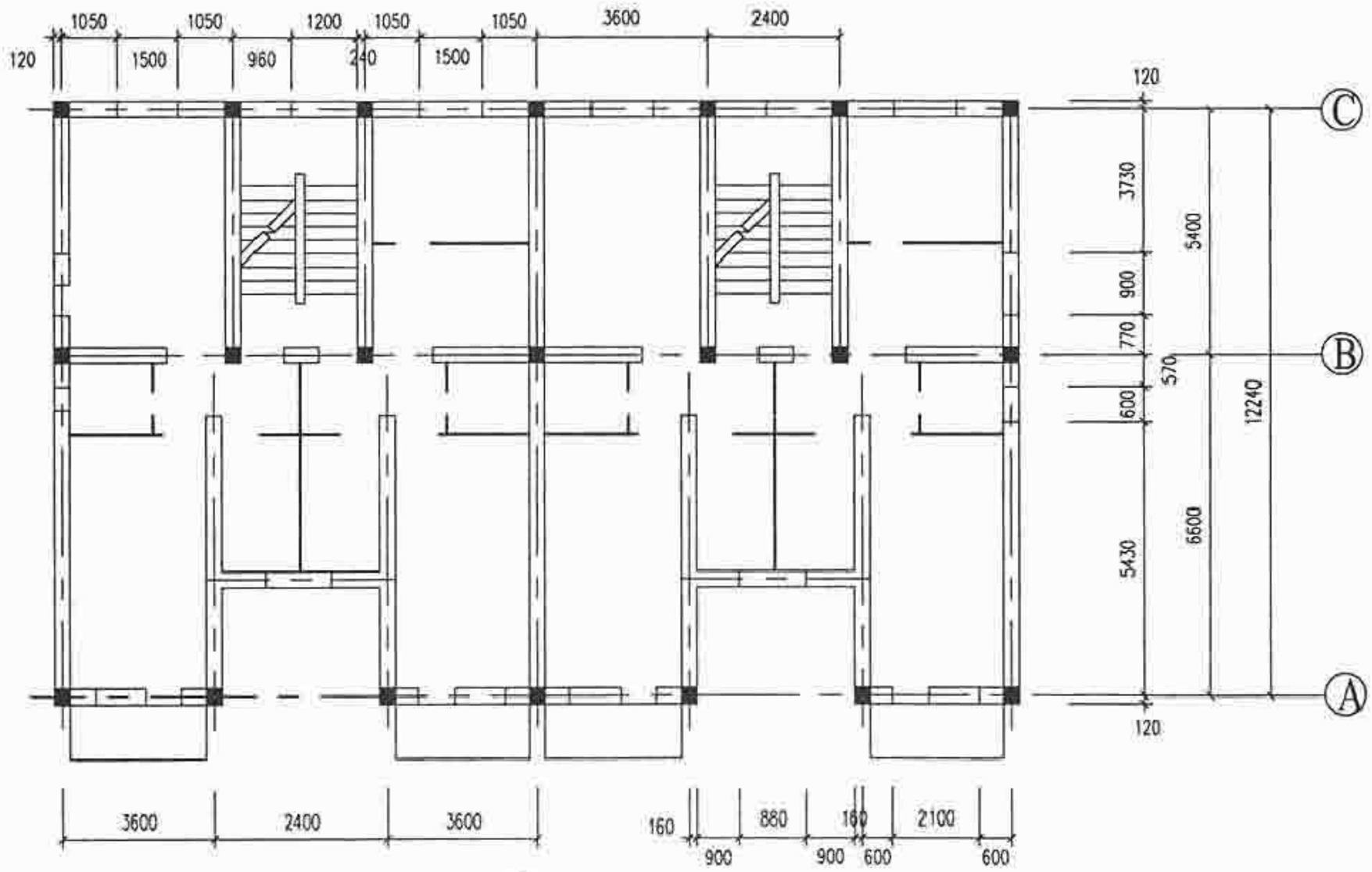


图 1.2.2-1

序号	常见问题	改进措施
	续页	

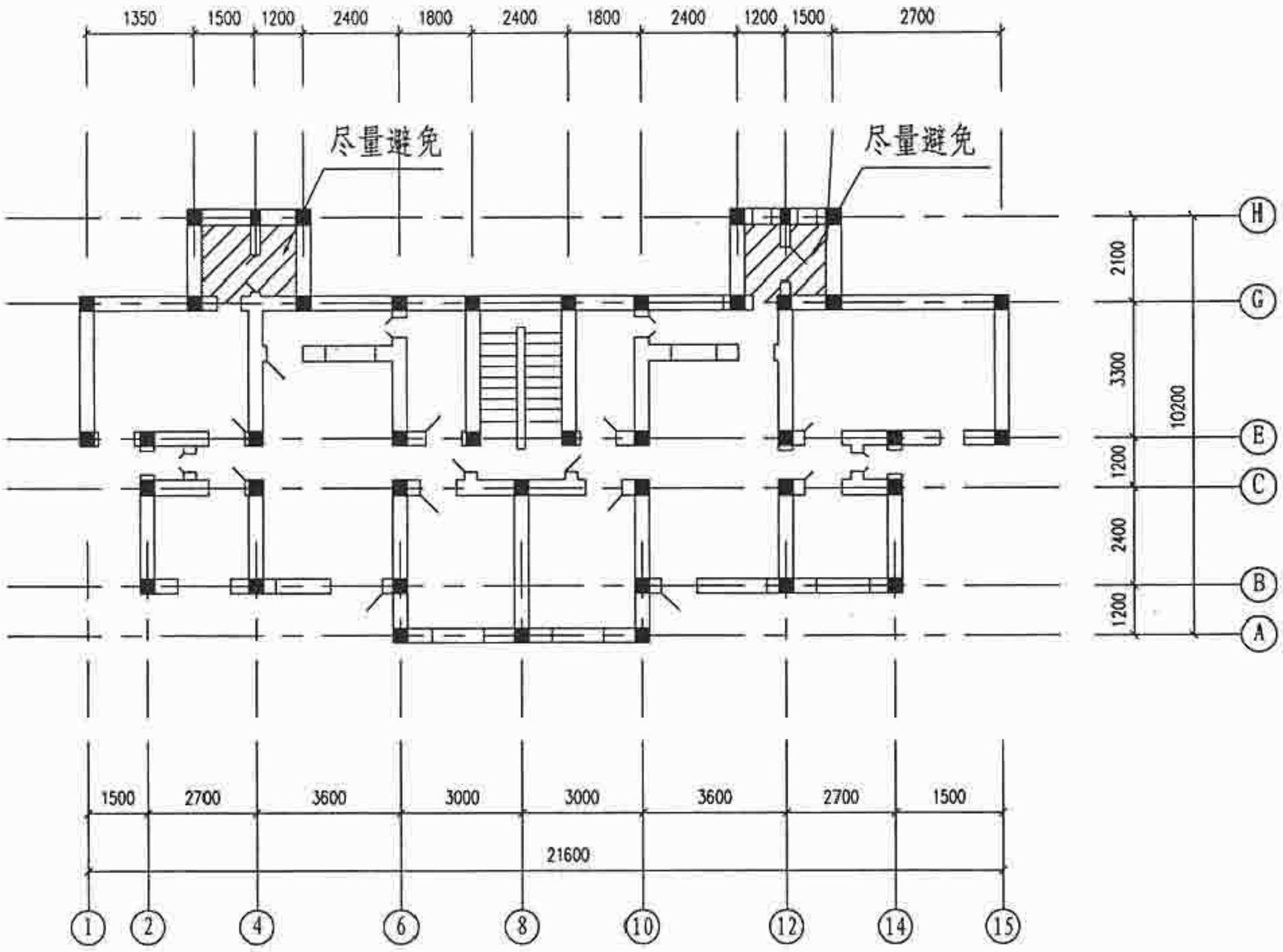


图 1.2.2-2

序号	常见问题	改进措施

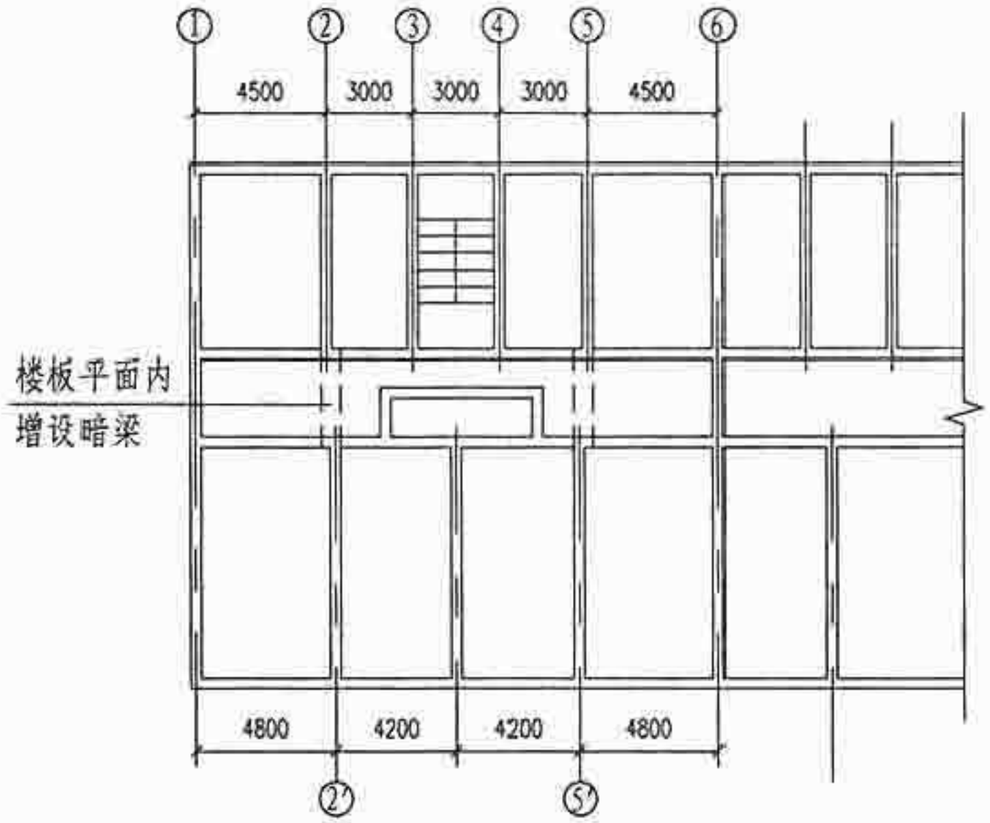


图 1.2.3-1

说明：横墙不对齐，但轴线②和②'，⑤和⑤'仅差300，通过在楼板内加设暗梁连接，可以视为贯通。

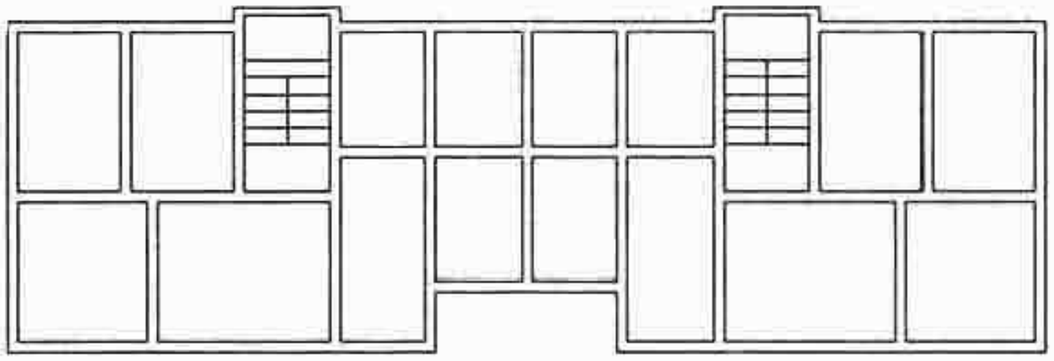


图 1.2.3-2

说明：纵墙虽通长不对齐，但分段贯通，可均衡承担纵向地震作用。

序号	常见问题	改进措施
1.2.4	房屋有错层或相邻楼板的高差较大时，未采取有效措施。	**原因分析**：《抗震规范》GB50011第7.1.7条规定，房屋有错层，且楼板高差较大时，宜设置防震缝，缝宽可采用50~100mm。规范没有明确楼板间的高差多大才算较大(《北京市建筑设计技术细则－结构专业》中规定，现浇楼板高差大于750mm，预制楼板高差大于600mm，宜考虑设缝。)房屋错层带来的破坏一般是局部的，经常发生在错层墙体附近，墙体断裂或局部倒塌。遇有此种情况，应采取相应措施。 **改进措施**：房屋有错层或相邻楼板高差较大，宜设缝。不设缝时，应当将两侧的楼盖质量作为两个质点来考虑。并采取其他有效的加强措施，如在错层两侧与之垂直的纵墙设置防撞墙等。
1.2.5	复式住宅中的跃层建筑层数计算有误，或未采取构造加强措施。	**原因分析**：所谓复式住宅，就是在同一个单元内，设置不同层高的房间，以充分利用其空间，达到提高使用效率的目的。复式住宅中的跃层布置一般是比较有规律的，跃层的高度也大致相近。在计算复式住宅的层数时，我们仍然应按抗震计算中的前提和原则，将楼盖作为集中质点，将上下各半层墙体分别计入上下质点中。因此，跃层中凡是有楼盖的标高处就是质点所在的部位，有多少层楼盖就应算多少层。 对于复式住宅中的跃层，实际上也是一种错层。但是，对此应予单独考虑。因为复式住宅中跃层一般都在一个单元的范围内，而且在某一楼盖标高上，不完全连续、交圈的。因此它不同于一般意义上的错层。 **改进措施**：在如何加强复式住宅中的跃层结构时可以有两种考虑，一种是局部加强，即对局部跃层部位的墙体、构造柱、梁及圈梁等的局部加强，使之减轻可能造成的局部损坏。另外一种加强是从复式住宅整体考虑的，即在一个独立的抗震单元内，就加强整体结构采取有效措施，使整体结构有较强的抗震能力，然后对内部的局部跃层可以附属于整体结构抗震的加强而不另采取加强措施。
1.2.6	多层砌体的楼梯间设在房屋尽端或转角处，未	**原因分析**：《抗震规范》GB50011第7.1.7条规定，多层砌体房屋的楼梯间不宜设置在房屋的尽端或房屋转角处。大量的震害调查中发现，凡设在房屋尽端的楼梯间，地震中尽端楼梯间先发生局部倒塌；同时，在一些L形或Π形平面的

序号	常见问题	改进措施
	采取有效加强措施。	建筑中，凡楼梯间设在拐角处的也破坏较重。 从结构动力的整体分析也能够说明，设在转角处的楼梯间是结构应力比较集中的部位。此外，端部楼梯间震害还与结构“边端效应”有关。 从楼梯间的结构构造上说，楼梯间没有各层楼板的支承，楼梯间的墙处于休息板、斜跑楼梯板的局部支承下。尤其不利的是顶层楼梯间的上方墙体，有一层半高处于无侧边支承的情况。因此，楼梯间墙也易较早破坏。 **改进措施**：对设在房屋尽端或拐角处的楼梯间，除应符合《抗震规范》GB50011第7.3.8条规定对设在房屋中段的楼梯间的加强要求外，应采取更加有效的加强措施。 措施一：楼梯间四周的墙体沿墙高方向设置水平配筋，并宜在水平面上交圈（遇门窗洞口可中断），其间距根据设防烈度的不同区别对待。如6、7度时可沿高度方向每隔500mm左右设置一道，8度时每隔300mm左右设置一道，从底层到顶层都需设置。 上述水平配筋，也可以用60mm厚的钢筋混凝土水平带代替。 措施二：加大楼梯间墙在楼板标高处的圈梁尺寸，同时加大楼梯间墙四角处的构造柱截面。以加强楼梯间的侧向约束，提高楼梯间墙的抗震能力。 楼梯间墙四角的构造柱设置应符合《抗震规范》GB50011第7.3.1条的规定，为了加强楼梯间的刚度，当楼梯间处于房屋尽端或拐角时，可以考虑将墙四角的构造柱截面改为L形，这将会使楼梯间墙的刚度有一定的提高。

序号	常见问题	改进措施
1.2.7	多层砌体房屋设置较大的会议室时布置在底层，或平面位置不够合理。	**原因分析**：《抗震规范》GB50011第3.4.2条规定，建筑及其抗侧力结构平面布置宜规则、对称，并且有良好整体性，建筑的立面和竖向剖面宜规则，结构的侧向刚度宜均匀变化，竖向抗侧力构件的截面尺寸和材料强度宜自下而上逐渐减少，避免抗侧力结构的侧向刚度和承载力突变。多层砌体房屋由于材料的性质决定了对结构布置提出更为严格的要求。希望各层层高相同或接近；希望各层的墙厚及数量一致；希望各层的抗侧移刚度相近，等等。大会议室布置在底层，上下刚度差别大，有“头重脚轻”之感，不利于抗震。 **改进措施**：大会议室布置在顶层较有利。顶层具有取消部分横墙的便利，还可以适当加大层高，以适应大空间的要求，而且顶层大会议室的屋盖也比较好处理。当然从动力学角度分析顶部的地震作用可能会增大，但从抗震验算及加强构造上不难解决，比起将大会议室放在底层或中间层有利。 从平面的对称性要求，对大会议室房间的布置，宜设在中段或两端对称布置会议室。当设在顶层尽端应采取加强措施，如采用抗侧排架结构，调整在平面布置上刚度的分布等。
1.2.8	各层横墙很少(开间大于4.2m的房间占该层总面积远超过80%，如中、小学的教学楼)的多层房屋，房屋层数和总高度限值应较各层横墙较少的房屋再降一层。	**原因分析**：横墙数量的多少与多层砌体房屋的抗震性能直接相关，规范除对横墙间距有明确限制外，另外还提出了“横墙较少”和“横墙很少”的概念。目的是区别一般的小开间住宅以外的多层砌体房屋，如办公楼、医院建筑等。但是，多层砌体房屋还用于教学楼、食堂、俱乐部等建筑。这些建筑的横墙间距可以在规范规定之内，但是它们作为主要抗震构件的墙体却比较少，因此需要从降低房屋的总层数和总高度来加以限制。《抗震规范》GB50011第7.1.2条明确规定：开间大于4.2m的房间面积占本层总面积的40%以上时，称为“横墙较少”，总层数限值减少一层，总高度降低3m。规范还规定，各层横墙很少的多层砌体房屋，尚应根据具体情况再适当降低总高度和减少层数。但没有对“各层横墙很少”下定义。

序号	常见问题	改进措施
	续页	**改进措施**：一般的中小学教学楼的教室都集中在一幢建筑中，即以教室为主的教学楼中，或者仅有个别的教师休息和备课的小房间时，此时大于4.2m的开间的面积将占到80%以上(北京市规定)，如图1.2.8所示。此类多层房屋应视为“横墙很少”的房屋，从层数和高度上还应比《抗震规范》表7.1.2的规定分别降低二层和6m，以确保教学楼的安全。
1.2.9	不同种类的墙体材料在同一幢建筑中混用，如下部用砌块或混凝土墙，上部用砖砌体。	**原因分析**：多层砌体房屋中的承重墙体作为抗震构件应当是上下连续的由同一种材料砌成的。房屋在计算分析时作为一个悬臂杆件，应当要求质量和刚度沿高度都是均匀的。如果材料种类不同，破坏了结构的连续性，造成上下层的刚度突变。同时，两种材料建造的房屋在温度变形、材料收缩、结构受力诸方面都是不同的。这样做的结果必将造成房屋较早损坏，地震中将会出现严重的破坏甚至倒塌。 **改进措施**：应当禁止在地震区采用此类结构做法。
1.2.10	楼梯间做成现浇剪力墙或筒体，其他仍为砖砌体结构。	**原因分析**：多层砌体房屋将楼梯间四周的墙改做成现浇钢筋混凝土墙，形成多层砌体结构中的“混凝土筒体”。由于只进行过个别的试验研究，没有更多可靠的试验数据或理论分析，因此，目前被禁止采用。原因如下： (1)砌体墙与钢筋混凝土墙的破坏不会是同步的，协同工作等问题没有解决； (2)砌体与钢筋混凝土墙体的刚度差别较大，在一般砌体结构中平面刚度或侧移刚度的突变都会引起应力的集中，从而造成各个击破。因此，不符合抗震设计中结构均匀性的原则。 **改进措施**：这方面曾进行过少量的试验研究，但尚无定论，更无震害可以借鉴。为安全起见，目前不应用于有抗震设防的多层砌体房屋。

序号	常见问题	改进措施

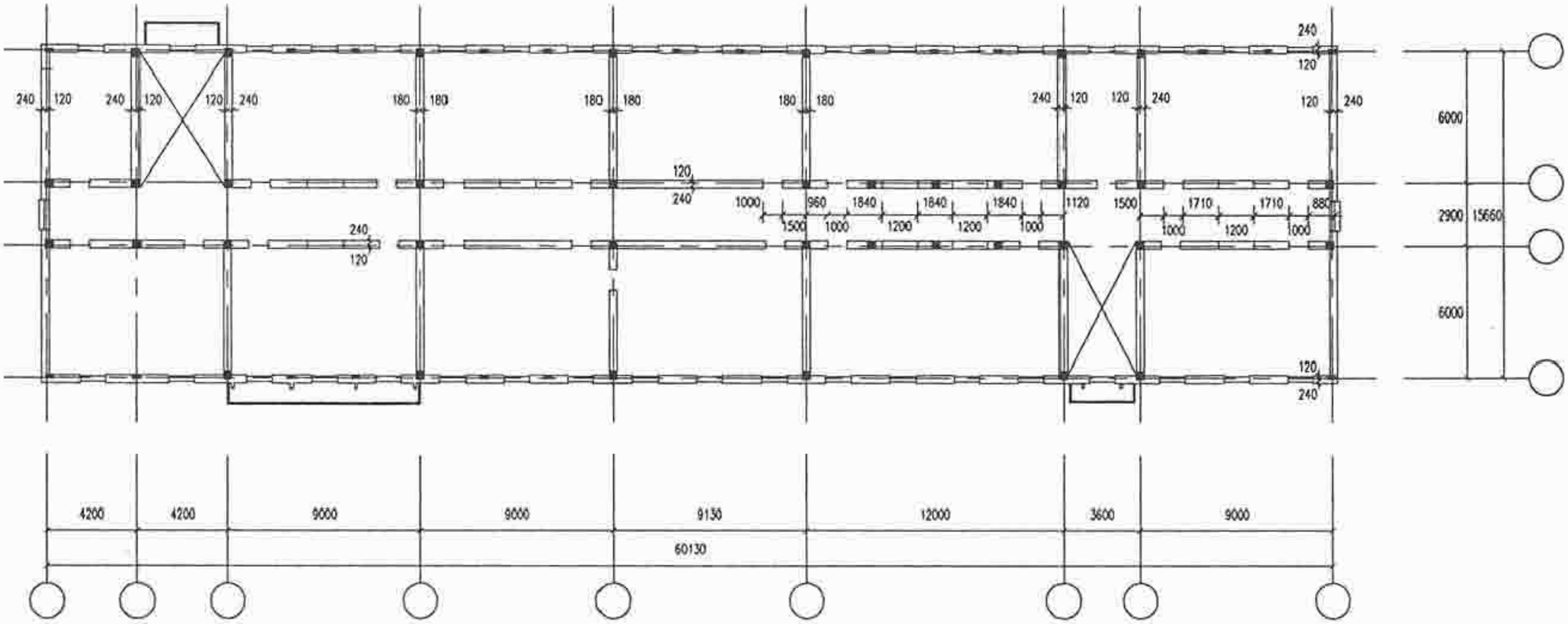
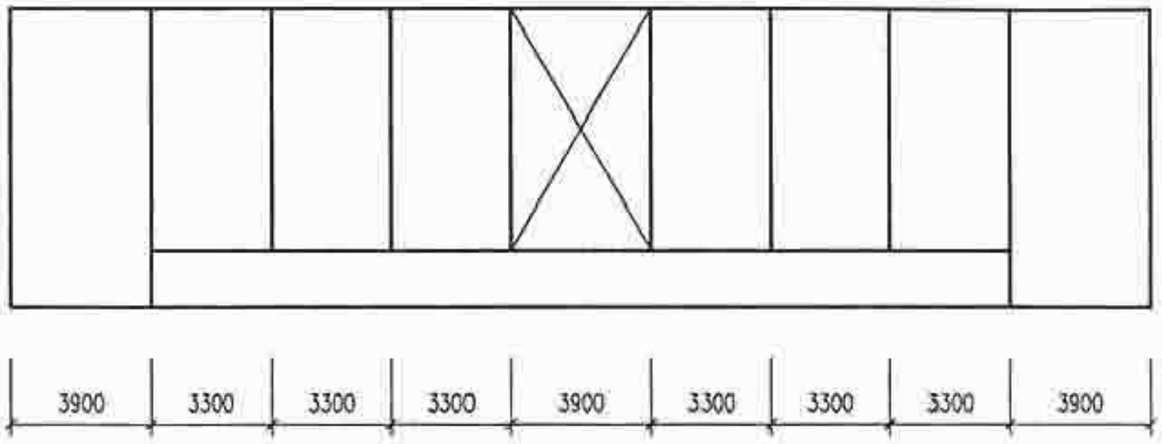
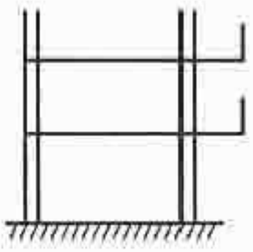
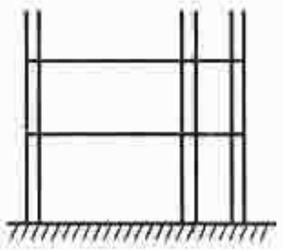
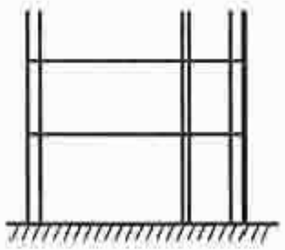


图 1.2.8 横墙很少的教学楼示例

序号	常见问题	改进措施
1.2.11	继续采用内浇外砌结构。	**原因分析**：所谓“内浇外砌”是泛指凡内墙都采用现浇混凝土剪力墙，外墙采用各种砌体材料的组合结构。 此类结构最早可见于由沈阳市城建委于1984年编写的《大模板多层住宅结构设计与施工规程》JGJ20-84。其中除内外墙均为混凝土全现浇结构以外，还提出当内墙为钢筋混凝土、外墙为砖砌体的内浇外砖结构。当时规定设防烈度为8度时，内浇外砌砖结构可建到六层。此后在各地相继兴建了相当数量的此类住宅，如北京地区就建有数百万平米的内浇外砌结构。 **改进措施**：二十多年来尚未见有此方面的研究成果，以及修改和增补的内容。特别是此次各本国家标准结构规范都已进行了修订，原有规程已无法与新规范配套使用。因此，在工程设计中不宜再继续采用内浇外砌结构。
1.2.12	房屋局部尺寸略小于规范要求，只经强度验算而无其他构造措施。	**原因分析**：《抗震规范》GB50011第7.1.7条规定，纵横墙的布置宜均匀对称；同一轴线上的窗间墙宽度宜接近，这对多层砌体房屋是一条很重要的原则，其目的主要是为了各墙段有相近的刚度，在分配本轴线内的地震作用时，使各墙段能够均匀承受，达到“等强度”的要求。 但是，如果由于某些原因，如开大门窗洞等，使个别墙垛的宽度小于规范局部尺寸的限制时，其后果必将使该轴线方向上的大小不均的墙段先后破坏，造成各个击破的局面，这是我们设计所不希望看到的。 因此，局部墙垛尺寸不满足要求不是计算强度是否满足要求的问题。按强度分配，较小墙垛将分到较小的地震作用，当然能够满足要求。所以，对局部墙垛尺寸的要求，主要是结构布置和构造上的要求，不是以计算通过与否来判断的。 **改进措施**：当墙垛局部尺寸不满足规范要求时，可以有两种补充构造措施：第一种是控制最小墙垛尺寸，使之不小于层高的1/4，比如当层高为3m时，可使局部墙垛尺寸不小于750mm。同时适当加强构造柱的配筋数量。 第二种，可以将此类墙垛视为非承重墙垛，通过采用过梁等措施跨越小墙垛，以避免各墙段间的刚度差异过大，以利于抗震。

序号	常见问题	改进措施
1.2.13	房屋高度在限定的范围内，但房屋的高宽比不满足规范要求。	**原因分析**：多层砌体房屋的高宽比是控制房屋在地震时是否会整体倾覆的重要指标。这一指标是通过大量的地震区的宏观调查以及试算得到的。 由于地震是一种动力作用，在发生地震时房屋将在短促的数十秒钟之内反复水平振动数十次之多。而且，地震作用力是往复作用于房屋的，它不同于一般的水平静力的作用。所以，我们假设把静力水平作用于房屋时，一般房屋只能建造三层，再高后将因整体弯曲破坏而倾覆。但实际地震中却没有发现过整体倾覆的多层砌体房屋。只有唐山地震时，天津作为8度区曾经有数幢塔形住宅，高为六层，高宽比大致为2.0，发现在房屋底层地面以上出现水平裂缝。很明显是整体弯曲破坏的例子。但是，考虑到天津市的场地土为Ⅳ类软土地基，因此出现此种现象是可以理解的。 **改进措施**：基于上述考虑，主要依据大量宏观调查的结果，《抗震规范》GB50011表7.1.4规定了对房屋高宽比的限制。只要满足规范要求，多层砌体房屋就满足了抗震设计要求而不必进行整体弯曲验算。否则就应进行地震作用下的整体弯曲验算，做到地震时不发生整体弯曲破坏。
1.2.14	带单边走廊的砌体房屋，计算房屋总宽度时，没有区别对待将走廊宽度计入房屋总宽度之内。	**原因分析**：多层砌体单边走廊房屋比一般房屋宽度要小，区分能否将单边走廊宽度计入房屋总宽度之内，关键是看房屋的实际落地宽度。如果房屋有悬挑式的外廊，其底部无支承结构，房屋的实际宽度不能计入走廊的宽度。对封闭的非悬挑式的外廊，可以将走廊宽度计入房屋总宽度之内。 对开敞的非悬挑式外廊，如果仅有砖柱支承，此类结构的房屋宽度应视基础的做法而定。如果整个房屋包括外廊在同一基础底板内，对整体倾覆能够形成共同工作时，此时可计入外廊宽度。如果支承外廊的柱基为单独柱基且无拉梁时，考虑地震作用时难以与房屋的其它部分共同工作，抵抗倾覆，则仍不应将外廊宽度计入总宽度之内，如图1.2.14所示。 **改进措施**：应按上述分析区别不同情况确定房屋总宽度。

序号	常见问题	改进措施
	续页	 (a) 悬挑外廊  (b) 封闭外廊  (c) 立柱外廊  图1.2.14
1.2.15	房屋在平面上有凹进或凸出的墙体时，计算房屋的宽度有误。	**原因分析：** 住宅将楼梯间凸出在平面外，或者凹进在纵向外墙以内，和办公楼或住宅平面布置成L形、Π形，医院平面布置成I形等等，这类房屋的总宽度计算应根据凹进或凸出的墙体在防止房屋整体倾覆中的作用而定(限制房屋总宽度是为了防止房屋地震时发生整体倾覆)。 **改进措施：** 图1.2.15所示平面中为典型的住宅设计平面，其中凹进和凸出部分都有。图示中的楼梯间凸出部分仅为一个开间的宽度，在整个纵向长度所占比例很小，楼梯间墙四角虽然都布置有构造柱，并且圈梁也是交圈封闭的。但是突出楼梯间的长度不能计入房屋总宽度之列，因为它对阻止横向倾覆的作用不大。 图示的凹进部分的宽度所占比例较少，主要房间凸出在平面外，在整体倾覆中不会影响整个房屋的抗倾覆能力，此时可将占较大比例的房间宽度计入总宽度。

序号	常见问题	改进措施

续页

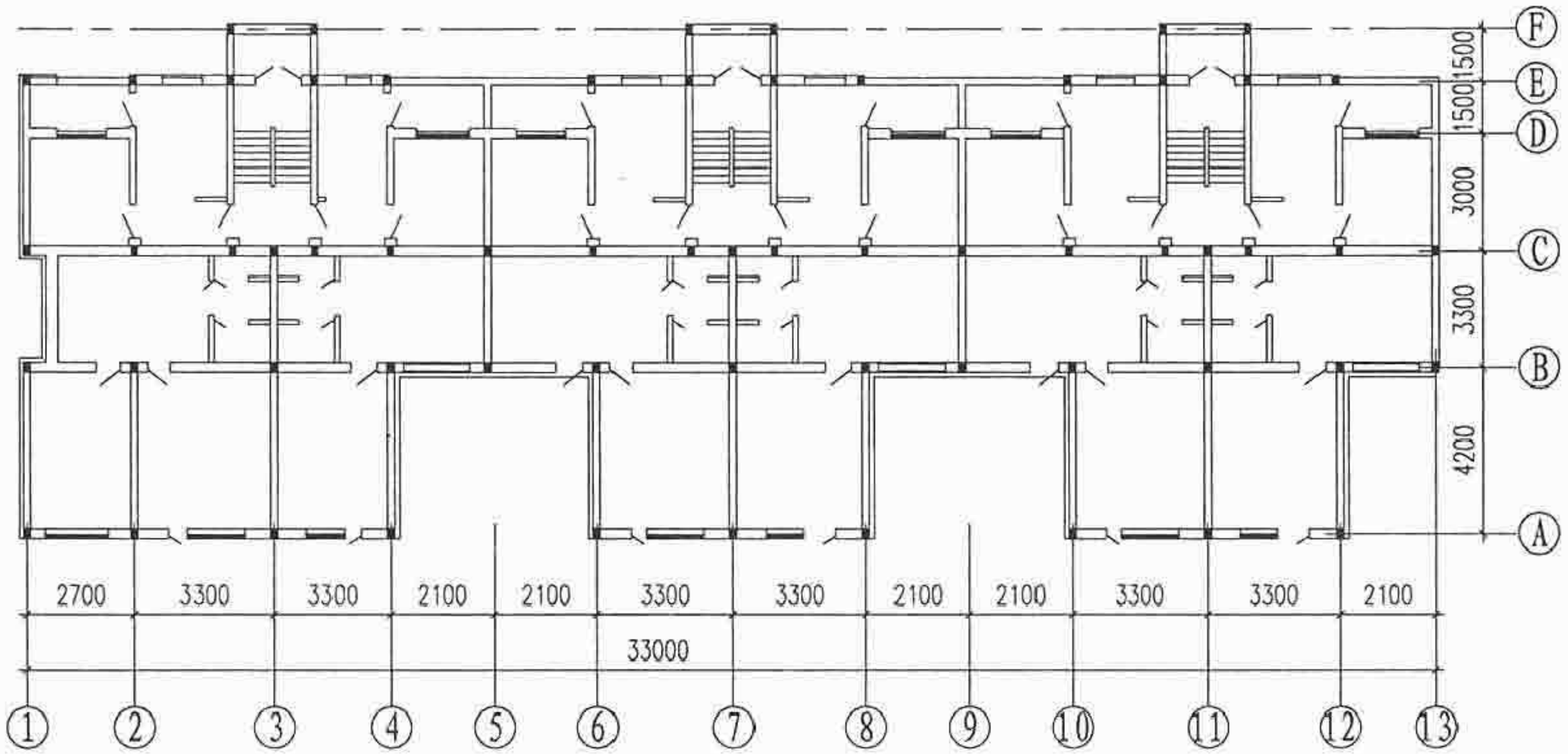
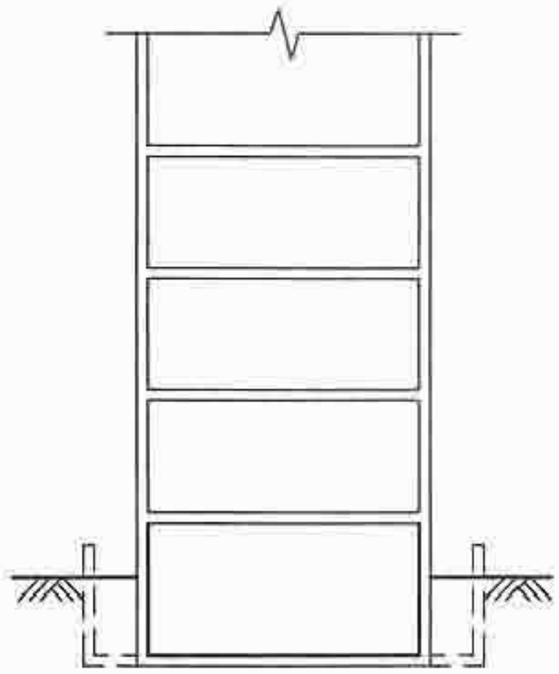


图1.2.15 住宅平面布置的凹进或凸出示例

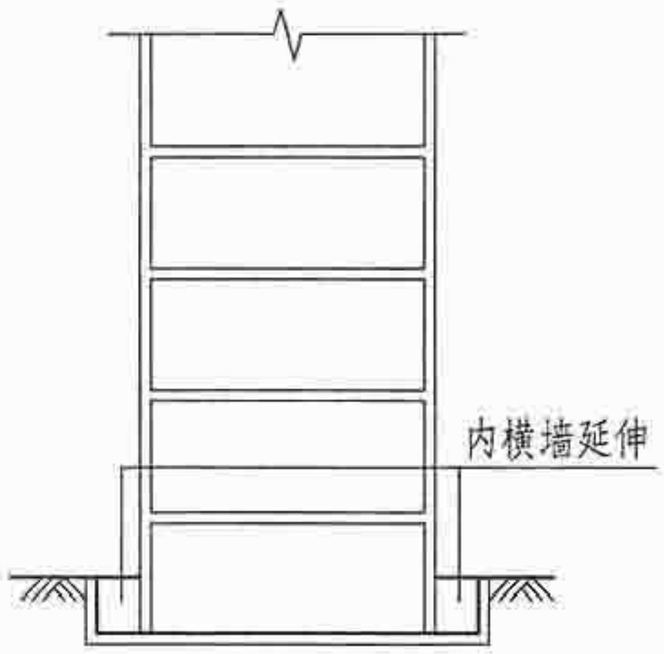
序号	常见问题	改进措施
1.2.16	多层砌体房屋的总高度和总层数突破限值。	**原因分析**：(1)《抗震规范》GB50011第7.1.2条规定，多层砌体房屋对层数和高度的限制是砌体结构主要的抗震措施。从某种意义上说，只有限制了砌体结构的层数才能保证设防三个水准目标“小震不坏，中震可修，大震不倒”的实现。 从大量的地震区对砌体结构不同破坏程度的调查统计，得到的结论是多层砌体房屋的震害程度与层数成正比，即层数越多的砌体房屋其相对的震害程度也越严重，这一规律已经被历次地震结果所证实。 作为无筋或少筋的砌体房屋，破坏模式主要以剪切破坏为主。首先会在各个墙段上出现主拉应力轨迹的斜裂缝，陆续发展直至破坏倒塌。一般来说砌体发生弯曲破坏的实例很少。但是作为砌体材料，它的抗剪能力是很有限的，要求建造更多层数的砌体结构也是不现实的。限制层数实际上也限制了总高度，因为一般多层砌体房屋的层高不会太高，规范按每3m作为标准层高来换算。当然层数比高度更为重要，层数代表质点的个数，质点越多也就破坏越严重，而在相同层数时高度上的差别就不十分明显了，所以首先应限制层数。 (2)地震作用是一种惯性力，按照动力学原理和地震作用计算的假定，凡是有质量的地方均将产生地震作用，一般均假定将质点集中于楼层或屋盖。 对于多层砌体房屋，楼盖集中了各层的主要质量，因此将各层楼盖作为各质点的集中部位。而对于各层的内外墙体，因为分散在沿高度的全高，无法计算其质量产生的地震作用，为此将其分别按1/2层高为界，分别计入各楼层的质点。在采用简化的底部剪力法计算结构等效总重力荷载时，多质点可取总重力荷载代表值的85%。 根据这样的原则，不论房屋高度如何变化，一般来说，有多少层楼盖就按多少层计算，也就按多少个计算质点。一个质点只考虑一个自由度，这是底部剪力法的基本前提。

序号	常见问题	改进措施
	续页	**改进措施**：多层砌体房屋在层数上和高度上超过限值是不允许的。这是由砌体材料本身的脆性性质决定的。 超过规范规定的高度和层数限值时，应考虑采用其他结构型式，或采用配筋混凝土小型空心砌块砌体房屋。在砌块的孔洞中配置竖向钢筋，并在专门的水平槽中配置水平钢筋，此类砌体的配筋量一般要求达到0.07%~0.13%，实际上是一种配筋混凝土砌块剪力墙。因此它已超出了一般概念上的砌体结构，所以其层数和高度可以远大于一般的砌体结构。 除此之外的其他砌体材料很难实施配置较多双向钢筋的目的，因此其总层数和总高度都应受到严格限制。
1.2.17	有半地下室或全地下室时，在计算房屋高度和层数时，没有区别对待。	**原因分析**：规范对砌体结构的层数和高度均有严格限制，当有全地下室或半地下室时，应区别情况确定其层数和高度。 **改进措施**：对砌体结构中的全地下室，地震时可以和下部土体共同工作，《抗震规范》GB50011表7.1.2注1规定，可不作为一层考虑，高度从室外地面算起。对半地下室处于地面以下和地面以上的交界处，可以分为下列三种情况，确定它们的层数和高度，如图1.2.17所示： (1)第一种半地下室是带有窗井的、部分露于室外地面以上的情形。这种半地下室一般均可利用来居住或人们活动场所，层高较高。由于这种半地下室顶的楼盖突出在地面以上，且高度较大，地震作用时将产生一定的惯性力，应按照一层确定房屋高度。 (2)第二种半地下室是嵌固条件好的。《抗震规范》表7.1.2注1规定嵌固条件好的半地下室，房屋高度允许从室外地面算起，也就是说可不作为一层考虑。嵌固条件好即意味着楼层墙体全部伸入地下，或者底部有较大的底盘，地震作用计算时将房屋结构视为嵌固在地下的悬臂杆。如果将半地下室层做成整体性能较好的钢筋混凝土墙；或者将半地下室的外窗井的墙体，由半地下室的内横墙延伸出去，并在窗井处形成封闭的墙体，这样就扩大了半地下室的底盘面积。可以认为是嵌固条件好的情况。

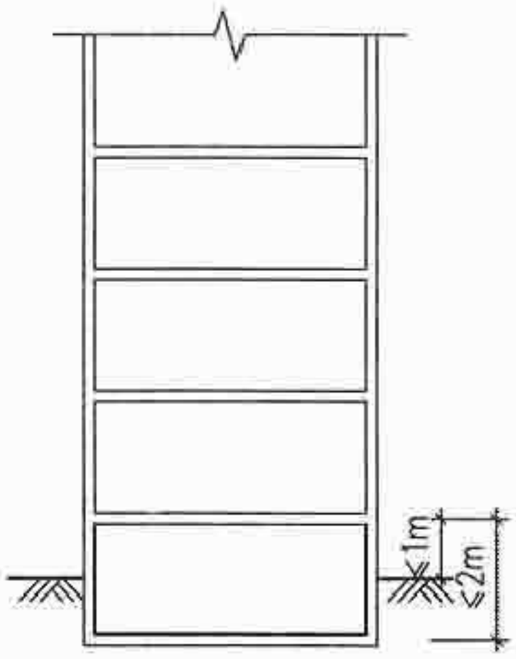
序号	常见问题	改进措施
	续页	(3)第三种半地下室是露出地面以上较少，如在1m左右，不设窗井，而且地下室的层高也较小，如2m左右，地下仅作为储室物之用。露出地面部分仅有通气窗孔，孔的水平截面积很小。对此种情形，由于其露出地面较少，且削弱外墙的截面也很少，因此可以不将此种半地下室作为一层考虑。



(a)层高较高的半地下室



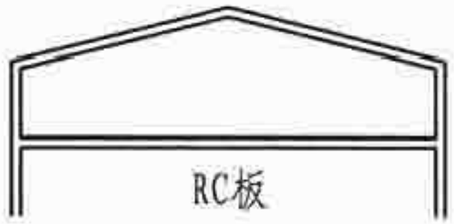
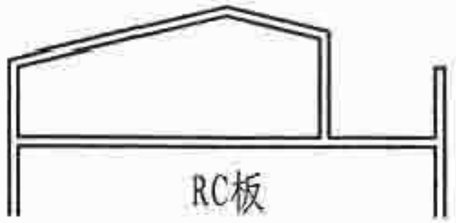
(b)嵌固条件好的半地下室
不按一层计算



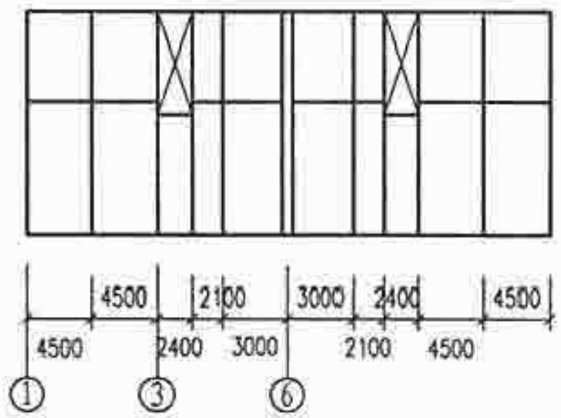
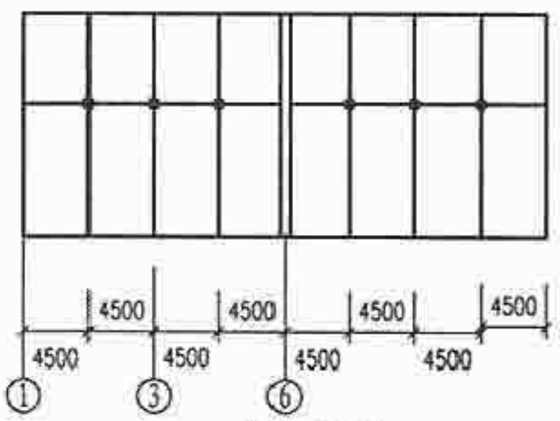
(c)半地下室出地面高度在1m左右；仅有通气窗孔，墙水平截面削弱很少。不按一层计算

图1.2.17 不同半地下室的层数及高度计算示意

序号	常见问题	改进措施
1.2.18	确定带阁楼房屋的层数和高度时没有区别对待。	**原因分析：**《抗震规范》GB50011表7.1.2注1规定，带阁楼的坡屋面房屋总高度应算到山尖墙的1/2高度处，但对阁楼是否按一层计算没有明确规定。参照《建筑抗震设计手册》(2002年第二版)应区别对待。 **改进措施：** (1)当阁楼高度较小，坡屋顶为现浇钢筋混凝土结构、钢屋架或钢筋混凝土屋架，坡屋顶下部设有轻质吊顶时，坡屋顶可作为一层的质点，阁楼不作为单独的一层计算，房屋高度计算到坡屋面的1/2高度处，如图1.2.18(a)所示。 (2)当阁楼层较高，且用于居住或储藏室时，坡屋面下边有现浇或装配式钢筋混凝土楼板，上边坡屋面为钢、混土凝或木屋盖时，坡屋面和楼板形成两个集中质点，阁楼层应单独按一层考虑，房屋高度算到坡屋面的1/2高处。 如果屋面与顶层楼板间的空间很小，不足以形成储物或人的活动空间，即形成"闷顶"或其高度小于1.5m左右时，则可以不作为二个质点考虑，而将它们视作同一质点计算，且阁楼层不作为一层计算。但应从构造上加强两部分的连接，以保证其为一个质点的作用。如图1.2.18(b)所示。 (3)对屋面有部分突出的阁楼层，且高度在1.5m以上，并可作为储物或人的活动空间时，应视阁楼层所占顶层的面积比例而定。 当局部阁楼层面积占顶层总面积的1/3或者不超过一半时，此时计算时不作为一层，而将突出部分按规范中的局部突出计算，将其质量作为顶板层的荷载计入。然后在验算局部突出部分的房屋时，应按规定加大三倍地震作用计算。但该部分荷载只对验算突出部分时计算，并不传递给下一层。 当阁楼层面积超过顶层面积的一半时，应将阁楼层也作为一层确定层数。如图1.2.18(c)所示。

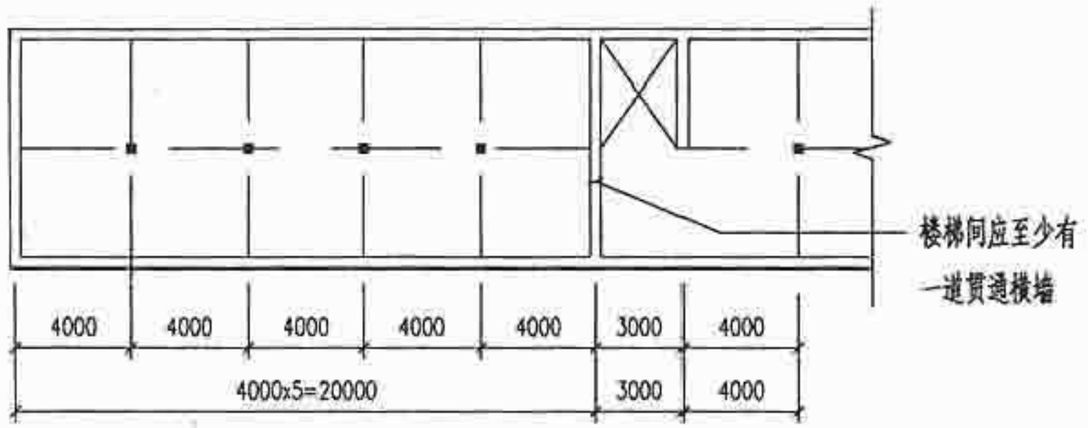
序号	常见问题	改进措施
	续页	 (a) 阁楼层高度较小，下为轻质吊顶。  (b) 阁楼层高度较高，下设RC板。  (c) 局部阁楼层 图1.2.18 阁楼层示意
1.2.19	层数未超过规范规定，但高度稍有超过。	**改进措施：**多层砌体房屋的层数和高度均应满足规范规定，但应注意层数限制比高度更为重要。如果层数已符合规范规定，高度稍有出入时，《抗震规范》GB50011对房屋总高度的放宽措施，当室内外高差大于或等于600mm时，房屋总高度应允许比表7.1.2数据适当增加，但不应多于1m。 当然，如果总高度上有较大突破时则是不允许的。
1.2.20	底部框架-抗震墙房屋中，底部抗震墙在布置和数量上未满足规范相应的要求。	**原因分析：**首先需要明确，底部框架-抗震墙房屋是一种不利于抗震的结构体系，因为它既是上下层不同材料组成的结构，又是上下层刚度差异较大的结构。由于我国还处于发展中国家，从经济上考虑可采用此类结构，但必须采取相应的措施加以严格限制，以保证结构抗震的安全。 底部框架结构必须有底部抗震墙是从国内外的震害经验中得到的，地震中底部框架较大的变形会使此类结构一塌到底，造成生命和财产的重大损失。

序号	常见问题	改进措施
	续页	**改进措施**：柔性框架对于抵抗侧力的能力较弱，作为底部框架结构必须按《抗震规范》GB50011第7.1.8条要求设置一定数量的抗震墙，以抵抗水平地震作用。 底部抗震墙的间距除应满足规范规定最大间距的限制外，还考虑此类结构的特点，即按二道抗震设防防线来考虑底部抗震墙的数量。规范规定底部抗震墙必须承担100%的地震作用，布置必要数量的抗震墙。同时，作为安全储备，还要求框架也应能承担20%的地震作用，以便作为底部框架-抗震墙的第二道抗震设防防线。
1.2.21	对“过渡层”应采取的加强措施应用不当。	**原因分析**：对于底部框架-抗震墙房屋，上层为各类砌体结构，其间的第一层砌体房屋称之谓过渡层。过渡层是材料和刚度变化的交接处，为了达到沿房屋的高度方向的刚度尽量不要发生突变，因此应使过渡层的刚度处于底部框架-抗震墙和上部结构之间，以形成一个刚度渐变过程。 **改进措施**：根据《抗震规范》GB50011第5.5.1、7.5.3、7.5.6条规定： (1)过渡层应采用现浇钢筋混凝土或装配整体式钢筋混凝土楼盖，楼板厚度不得小于120mm。并应少开洞口或开小洞口。当洞口尺寸大于800mm时，洞口周边应设置边梁，以使过渡层楼盖有较大的水平刚度。 (2)过渡层的构造柱应进行加强，包括适当扩大截面积和增大纵向钢筋。同时，应使过渡层的构造柱纵筋插入下层框架梁或柱或墙中，形成良好的锚固。 (3)保证过渡层所使用的各种材料强度等级较高。 以上这些措施都是仅限于过渡层的，至于上部各层砌体的设置，则不必特别加强。

序号	常见问题	改进措施
1.2.22	底部框架-抗震墙房屋，上部砌体与底部抗震墙或框架不能全部对齐，未采取有效措施。	**原因分析**：底部框架-抗震墙、上部为各种砌体承重的房屋，是一种抗震性能较差，地震时易造成破坏较重的结构形式。为了保证上下层结构的连续性，规范要求上部砌体承重墙要与底部框架或抗震墙对齐。如用于一般底部用作商店、办公等需要空间较宽敞的场所。而上层则是一般的住宅或小开间的房间。所以上下层墙只可能有一部分对齐。 **改进措施**：规范规定“基本对齐”的原则，即大部分的上部承重墙应落在框架梁或墙上。在一个独立的抗震单元中（一般为五个开间六道横墙），当有二道横墙不对齐，且此二道横墙不是紧相邻的时候，可认为符合规范规定的基本对齐的原则。如图1.2.22所示。 对于不能落在底层框架梁或墙上的砌体承重墙，应当在过渡层设置次梁。在次梁设计时，应考虑由于竖向抗侧力构件不连续的影响，对次梁构件的两端支座适当加强，并宜对传递给水平转换构件的地震作用乘以1.25～1.50的增大系数。此外，还应对过渡层在构造上予以加强，如对过渡层支承在次梁上的墙段配置水平钢筋，以增强该墙的刚度，减少裂缝的可能性。  (a) 上层  (b) 底层 图1.2.22

序号	常见问题	改进措施
1.2.23	在底部框架-抗震墙房屋设计中，必须在纵横二个方向上都设有抗震墙。误以为底部的抗震墙越多、越强越好。	**原因分析**：底部框架-抗震墙房屋中，必须在两个方向都设置底部抗震墙，这是保证这类结构安全所必须的。但是，也不是说底层布置的抗震墙，数量越多越好，抗侧刚度越强越好。从概念设计的要求出发，应使上下各层的侧移刚度一致或沿高度均匀变化。因此，不能使任何层的侧移刚度有过强或过弱的偏向。工程设计中，由于底部大多采用钢筋混凝土抗震墙，因此其刚度远比上层砌体的刚度大得多。所以在设计中务必协调好上下层的刚度比，特别不要使底部的刚度比过大，以免造成底部承担过大的地震剪力，使过渡层遭到破坏。 **改进措施**：底部框架层应按《抗震规范》GB50011第7.1.8条的规定，布置一定数量的剪力墙；同时应保证底层与底部第二层侧向刚度接近，第三层与底部第二层侧向刚度比满足规范的限值要求；除6、7度且总层数不超过五层的底部框架－抗震墙房屋允许框架之间采用砌体抗震墙外，其余情况均应采用钢筋混凝土抗震墙。为了降低底部抗震墙的侧移刚度，可以采取在抗震墙上开设结构洞口或设置带缝的剪力墙，即墙的钢筋仍为连续设置，在浇注混凝土墙时留置一道垂直向的缝隙，宽度在10～20mm，可用聚苯板嵌入。规范中对上层与底层的侧移刚度比不应小于1的规定就是出于此考虑的。
1.2.24	底框-抗震墙房屋中，没有正确确定框架和抗震墙的抗震等级。	**改进措施**：底部框架-抗震墙房屋的底部框架及其抗震墙承担着上部各层砌体结构的地震作用，其重要程度如前已述。因考虑到此类结构所处的不利条件，因此，对底部框架及抗震墙比一般框架-抗震墙提出更高的要求。如对底层的抗震墙的设计剪力，要乘以增大系数；底部抗震墙要承担全部的纵向或横向地震剪力等。在确定底部框架-抗震墙房屋的框架和墙的抗震等级时，虽然底框结构的层数和总高度均有较严格的限制，比一般的现浇钢筋混凝土框架-剪力墙要低得多。但是，出于对此类不利的结构形式的安全考虑，抗震等级取用现浇钢筋混凝土框架-剪力墙结构中的高限值。按《抗震规范》GB50011第7.1.10条规定，6度时，底部框架和抗震墙均取三级；7度时，底部框架和抗震墙均取二级；8度时，底部框架和抗震墙均取一级。

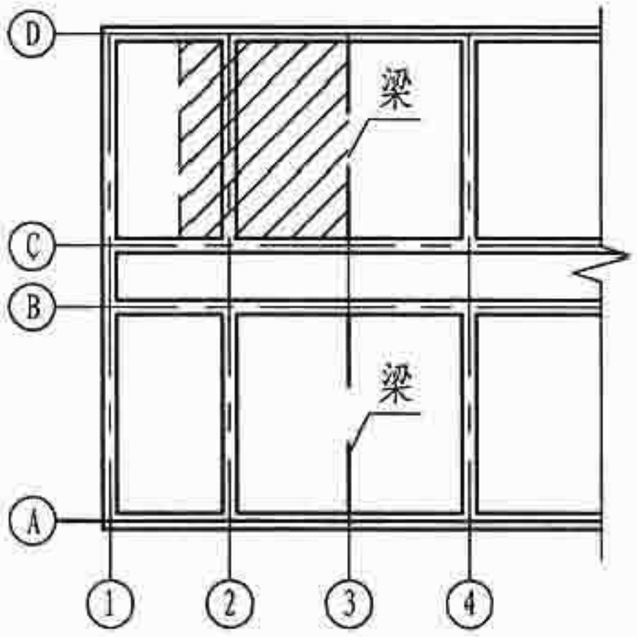
序号	常见问题	改进措施
1.2.25	设计内框架结构的多层砌体房屋时，未根据其结构的特殊性来满足规范的要求。	**原因分析**：内框架结构是一种内设钢筋混凝土梁、板、柱和抗震墙，而外墙均为砌体的结构。在不同材料组成的整体结构中，内外不同材料和刚度上的差异对抗震不利，需要通过精心设计来保证结构整体安全。 **改进措施**：《抗震规范》GB50011第7.1.9、7.2.12条和7.6节对内框架房屋的结构布置、外墙组合柱以及构造的有关规定。 (1)对内框架从结构布置上要加以较严格的限制，如尽量采用矩形平面；均匀地布置抗震横墙；尽量采用各层层高相等，截面变化最小的内、外柱和墙垛；立面布置应规则，上下洞口尽量大小一致并对齐等。 (2)在布置楼梯间时，应尽量布置在中段。如果布置在尽端，则宜另行采取加强措施。在楼梯间的布置上应特别注意，即楼梯间的横墙应沿房屋宽度全长布置，而不允许只有局部横墙布置在楼梯两侧。如图1.2.25所示。 (3)对于内框架结构的横墙布置，作为内框架中的抗震横墙，其间距有明确规定，即6、7、8度时分别为25m、21m和18m。此限值已比89年的抗震规范严格，这是考虑到横墙间的地震作用的传递要靠楼盖的水平刚度。而内框架结构房屋一般用作轻工业、电子、印染等厂房，有的难免要开有洞口等要求。因此横墙限值从严掌握。 (4)内框架结构中的内部框架梁板柱的设计，可以按一般框架结构设计，不论是现浇钢筋混凝土还是装配式钢筋混凝土结构都一样。对其抗震等级6、7、8度时分别取四级、三级和二级。 (5)内框架结构设计中的外砌体墙的设计也是重要一环。宏观地震调查证明，内框架结构的破坏，一般首先从抗震墙开始，也即作为结构的第一道防线首当其冲。然后不是内框架而是外砌体墙破坏。由于内框架中的内柱截面较小，它所承担的地震剪力也较小，所以先破坏的是外墙砌体墙垛。基于这种考虑，我们对于外砌体墙垛，要求有一定的宽度，此宽度要求应严于多层砌体房屋的局部尺寸要求。当然具体还要视内框架房屋的开间大小确定。对于外墙砌体墙垛，一般规定了最小构造柱截面尺寸为240×240mm，竖筋不小于4φ14，箍筋间距不大于200mm。但对于7度横墙间距大于18m，8度横墙间距大于15m的外纵墙窗间墙，应做成组合柱。即在墙垛中设置加大截面的构造柱或按《砌体规范》

序号	常见问题	改进措施
	续页	GB50007第8.2节的组合砖砌体。内框架结构的框架梁支承在外纵墙上时，若墙体过薄、梁端支承长度不够，将会影响力的传递和结构安全，因此梁在外纵墙上的最小支承长度为300mm。当墙厚不足时，应在墙厚方向出垛，保证其最小支承长度。 (6)对于内框架结构的外墙还应注意：内框架梁支于外纵墙垛，一般虽按简支考虑，但工程实际受力状态，由于有上层荷载对其的约束，所以实际会产生相当大的嵌固弯矩。对此，对外纵墙垛是很不利的，必须予以考虑。由于计算上一般忽略此点，所以必须在构造上加以保证，以避免在此部位发生破坏。  图1.2.25 内框架房屋结构布置示意
1.2.26	门厅采用梁柱结构以形成局部大空间的多层砌体结构，仍按内框架结构对待。	**原因分析**：多层砌体结构房屋，原则上不能在内部设局部内框架结构，主要是由于结构动力特性的不同，不同结构处于同一结构单元内的变形、刚度都不一致，而且在地震时各部分将会“各行其是”，造成连接部位的破坏。不过，在多层砌体房屋中，为了要取得较大的空间仅在门厅部分设置一、二层的梁柱结构，可以不认为是“内框架”。因为此时主要的承重结构仍然是多层砌体，纵、横墙起主要抗侧力作用，而门厅局部的梁和柱只在承担垂直荷载时起作用。 **改进措施**：这样的结构布置，在构造上应予以重视，尽量不要使梁柱结构部分承载的面积太大，并应加强门厅侧边墙体的布置。

序号	常见问题	改进措施
1.3	结构分析与计算	
1.3.1	多层砌体结构房屋在抗震验算和分析时，未考虑其特点和要求，进行墙体截面的抗剪强度验算。	**改进措施**：归纳起来主要有下列四点： 1、多层砌体房屋建筑高度一般均在25m以下，以剪切变形为主，且质量和刚度沿高度方向分布均比较均匀，因此在抗震计算时可以采用简化的基底剪力法； 2、多层砌体结构是一种刚度比较大的的刚性建筑，其结构的基本周期一般均在0.3s以内。在地震影响系数曲线图上都处于平台上，水平地震影响系数α值均可取最大值α_{max}； 3、一般情况下6度时均不进行截面抗震验算，对天然地基及基础上的多层砌体结构也不必进行抗震承载力验算； 4、多层砌体结构只考虑水平地震作用而不考虑竖向地震作用。同时，多层砌体结构也不进行多遇地震下的抗震变形验算，因为砌体的刚性大而变形能力很小，一般砌体墙在水平侧移达到1/4000时就将出现初裂，所以主要控制强度而不进行变形验算。至于大震时的破坏均由抗震构造措施来解决，如设置构造柱、圈梁等。 由于以上的特点，对多层砌体结构而言，主要进行墙体截面的抗震抗剪强度验算即可。
1.3.2	地震作用计算时，未正确选择不利墙段。	**原因分析**：一般来说，地震作用的不利墙段与静力作用不利墙段是不会一致的。因为在地震作用下主要是验算墙体在水平力作用下的承载能力，即抗剪能力。而静力作用主要是验算墙体在垂直荷载下的承载能力。 受水平力最大的墙段不一定就是受竖向力最大的墙段。 **改进措施**：《抗震规范》GB50011第7.2.2条对砌体房屋可只选择从属面积较大或竖向应力较小的墙段进行截面抗震承载力验算。 1、从属面积较大的墙段。 所谓从属面积，是某墙段在地震作用时所分担到的地震荷载面积。它与静力作用下的分担面积不同，如图1.3.2(a)所示。②轴Ⓒ Ⓓ墙段的从属面积为阴影所示。但是，同样墙段的静力作用下的荷载面积（现浇楼板），却是墙

序号	常见问题	改进措施
	续页	体两边的三角形荷载之和，如图1.3.2(b)所示。在水平地震作用下，当某墙段所承担的从属面积较大时，则说明该墙段所承受地震水平剪力较大，因此，最容易遭到地震破坏。 2、竖向应力较小的墙段。 竖向应力较小，也就是承担的垂直荷载较小的墙段。成为地震作用的不利墙段的原因，是由于一定的垂直荷载作用对砌体的抗剪强度是有利因素，轴压力越大，相对抗剪强度亦越高。所以，对一些竖向荷载较小的墙段应当进行抗震抗剪强度的验算。 从各类砌体的抗震抗剪强度验算的公式中也可以清晰看出：砌体的抗震抗剪强度与砌体的正应力影响系数有直接的关联。多层砌体强度的正应力影响系数分为一般砖砌体和混凝土小型空心砌块两种。对砖砌体而言，抗震规范沿用了89年规范的方法，即在震害统计基础上用主拉应力公式得到正应力影响系数。而对混凝土小型空心砌块砌体，因为震害资料太少，主要以试验资料为依据，正应力影响系数由剪摩公式确定。

(a) 从属面积



(b) 静力荷载面积

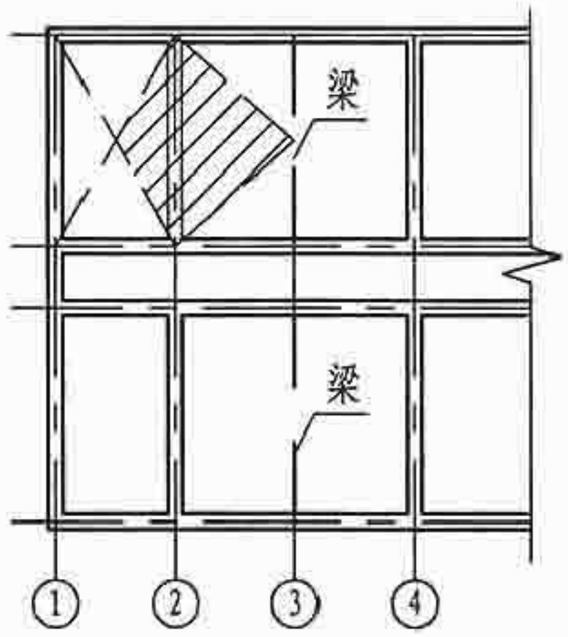


图1.3.2 从属面积和荷载面积示意 （对轴②~Ⓒ Ⓓ墙段）

序号	常见问题	改进措施
1.3.3	底部框架-抗震墙房屋在地震作用计算中，底部纵横墙的地震剪力已乘以放大系数，但没有考虑底部剪力墙仍要承担全部地震剪力。	**原因分析**：底部框架-抗震墙房屋在地震区的破坏十分严重，简化了的基底剪力法可能不足以使这类结构在地震中免于破坏，应当采用更为准确的分析方法进行地震作用下的计算分析。为简化设计计算，因此规范采取了双重加强的方法，调整其地震作用效应以保证地震时该类结构足够安全。 **改进措施**：应按《抗震规范》GB50011第7.2.4条规定对底部框架－抗震墙房屋的地震作用效应进行调整： (1)对于底层框架-抗震墙房屋，底层的纵横向地震剪力设计值需要乘以增大系数，一是为了增强这类结构在底层的安全储备；同时，也是为了弥补上下层刚度上的明显差异。因此，在选用不同大小的增大系数时，主要也是考虑层刚度比值上大下小的不同。例如上下层侧向刚度相差越大，则应选用较大的增大系数，如1.5。相反，如上下层侧向刚度比差异较小，则可选用1.2。 (2)对于底部两层框架的抗震墙结构，应注意，对底部一、二层的框架-抗震墙的纵横向地震剪力设计值均要乘以相同的增大系数。这是对该类结构不利于抗震的一种弥补。更重要的是要使底部抗震墙起到结构抗震的第一道防线的作用。 (3)底层或底部两层的纵向和横向地震剪力设计值尚应全部由该方向的抗震墙承担，并按各抗震墙侧向刚度比例分配。
1.3.4	底部框架-抗震墙房屋采用混凝土小型空心砌块作抗震墙时，其有效刚度的折减系数不能按混凝土墙取。	**改进措施**：对底部框架-抗震墙中的墙，当设防烈度为6、7度区，且总层数不超过五层的底层框架-抗震墙结构，允许采用嵌砌于框架之间的砌体抗震墙。 在计算底部框架柱的地震剪力和轴向力时，框架柱承担的地震剪力设计值，应按底部各抗侧力构件的有效刚度比分配确定。此时，对各抗侧力构件的刚度计算，需要作适当调整。对于框架本身不作折减，因为它在地震作用时的侧向刚度本来就不大，所承担的作用亦很小，而且一般不会先于墙体破坏。 对于抗震墙按《抗震规范》GB50011第7.2.5条规定，墙的刚度应折减。钢筋混凝土墙的刚度最大，因此相对折减较少；而砖墙相对略小，折减较大。规范规定了混凝土墙可折减0.3；砖墙可折减0.2。当采用混凝土小型空心砌块墙

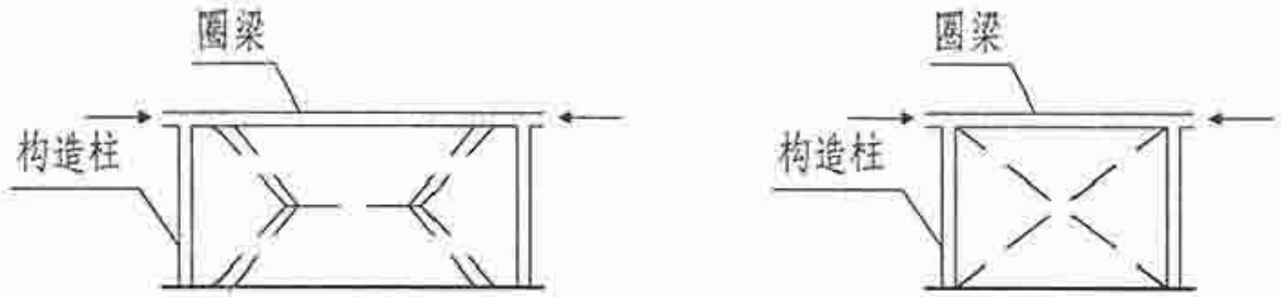
序号	常见问题	改进措施
	续页	时，折减系数取值《抗震规范》与《小砌块规程》JGJ/T14均未明确。按照一般的规律是：混凝土小砌块砌体指仅有构造要求的钢筋配置，属于普通的砌体墙，砌体的刚度是弹性模量的函数，根据《砌体规范》GB50003第3.2.5条的规定，混凝土小砌块砌体的弹性模量接近烧结砖砌体的弹性模量(大6%左右)，故混凝土小砌块砌体的刚度折减系数，可以按砖砌体的折减系数取0.2。若为配筋砌块砌体，根据《砌体规范》第9.2.1、9.2.4条规定，配筋砌块砌体的力学性能与钢筋混凝土的性能非常接近，可以按0.3的折减系数取用。
1.3.5	底部框架-抗震墙房屋中的托墙梁未考虑上部墙体开裂的不利影响。	**改进措施**：根据《砌体规范》GB50003第2.1.16条墙梁的定义是：“由钢筋混凝土托梁和梁上计算高度范围内的砌体墙组成的组合构件。包括简支墙梁、连续墙梁和框支墙梁。” 而《抗震规范》GB50011第7.2.5条第2款对托墙梁并未作专门解释，但从字面上可以理解为承托上部砌体墙的梁。在此并未明确是否必须考虑梁与上部墙体的组合作用，按组合构件进行设计。《抗震规范》第7.2.5条规定，托梁墙计算地震组合内力时，应采用合适的计算简图。若考虑上部墙体与托墙梁的组合作用，应计入地震时墙体开裂对组合作用的不利影响。因此，不能采用非抗震的计算方法进行计算。 《抗震规范》第7.2.5条的条文说明中指出：大震时墙体严重开裂，托墙梁与非抗震的墙梁受力状态有所差异，当按静力方法考虑有框架柱落地的托梁与上部墙组合作用时，若计算系数不变会导致不安全，应调整其计算参数。在托墙梁上部各层墙体不开洞和跨中1/3范围内开一个洞的情况下，也可采用折减荷载的方法：托墙梁弯矩计算时，四层以下全部计入，四层以上可有所折减，取不小于四层的数值计入组合；托墙梁剪力计算时，由重力荷载产生的剪力不折减。亦可参考《建筑抗震设计手册》(2002年第二版)第793页提供的托墙梁的设计方法。

序号	常见问题	改进措施
1.3.6	忽略内框架结构必须考虑顶部的附加地震作用。	**原因分析**：多层内框架结构相对于其它多层砌体结构的刚度小，比较空旷，地震时的变形亦会较大。从许多内框架结构震害的调查证明：一般内框架结构的破坏均首先发生在顶部数层，而不象其他多层砌体结构的震害首先发生在底层。主要与此类结构的动力特性有关。内框架结构的内部横墙较少，而且又是梁板柱框架承重，只有外纵墙或部分横墙是多层砌体墙。而外纵墙上又有较多的门窗洞口，对外墙削弱较多。因此形成比较大的空间后它的柔度相对较大，地震作用时结构上部的变形较大，因而造成顶部结构先破坏。 **改进措施**：为了在计算地震作用时反映这一特点，也为了弥补按倒三角形分布地震作用的一般规律对内框架不完全适用，规范规定水平地震作用标准值计算时，增加一项顶部附加地震作用系数δn，其值取结构总水平地震作用标准值的20%。这样就能与实际的震害相符。如图1.3.6所示： (a) F_{Ek}不变　(b) 一般砌体结构　(c) 内框架结构 图1.3.6 内框架结构水平地震作用计算简图
1.3.7	多层砌体房屋结构抗震抗剪强度验算时，当某层或某些墙段不能满足截面强度要求时，未采取有效措施加强。	**改进措施**：多层砌体房屋中的部分墙段抗震抗剪强度不能满足要求时，一般可以有五种办法来加强： (1)增加墙厚。抗震抗剪强度与截面大小有关，增加墙厚可以提高抗剪能力，同时，外墙可以提高保温隔热效果，有利于节能。不利的是增加墙厚会增大结构自重，加大了地震作用，同时材料上当然也会增加。所以不是一种最好的办法，只在某些情况下能适用。 (2)提高砌体强度。砖和砂浆强度的提高，直接会增大截面抗震抗剪能力。但是，目前砌体规范中对砂浆强度只

序号	常见问题	改进措施
	续页	给出M10砂浆时的抗剪强度设计值，而且明确大于M10的砂浆强度也只取到M10砂浆时的强度。在目前一些砖或混凝土砌块的强度有明显提高的情况下，完全有条件采用与之配套的高标号砂浆，提高砌体的抗震抗剪强度，满足截面的强度验算要求。但目前因无这方面的数据，规范又无规定，所以只有进行相关的试验来求得数据，用于强度验算。 (3)配置水平钢筋。这也是《抗震规范》GB50011第7.2.9条提出的一项措施。 在砌体水平灰缝中配置一定数量的钢筋，可以提高砌体墙段的抗剪能力，这是在大量试验研究基础上提出的办法。 规范规定，灰缝中的配筋率应不小于0.07%且不大于0.17%。试验证明，当水平配筋的数量小于截面配筋率的0.07%时，此时虽有水平筋，但对提高抗剪能力并不明显，因此不能考虑其作用。同时，试验也证明，当在水平灰缝中配置的钢筋过多(过密或过粗)，其间的水平钢筋也不能完全发挥提高抗剪能力的作用。因此由试验确定的配筋率上限值为0.17%。 《抗震规范》第7.2.9条的说明还指出，采用水平配筋措施时，抗震能力的大小与墙体的高宽比有关，这也是使水平钢筋能够发挥作用大小的重要因素。 (4)增加设置构造柱或芯柱。在墙段两端设置构造柱是一种抗御地震时突然倒塌的有效措施。一般的构造柱都设置在墙段的边端或墙体和墙体的交接处，它与为了提高抗震抗剪能力而在墙段中部设构造柱的要求和目的不同。 《抗震规范》第7.2.8条第2款就是为了解决在验算截面抗震受剪能力时不能满足承载力要求，作为一项新措施而提出的。 《抗震规范》公式7.2.8-2中：$V \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}[\eta_c f_{vE}(A-A_c)+\zeta f_t A_c+0.08 f_y A_s]$ 第一项为砌体截面本身能够承担的受剪承载力；第二项为构造柱的混凝土部分承担的受剪承载力；第三项为构造柱内的钢筋所能承担的受剪承载力。

序号	常见问题	改进措施
	续页	这是一个主要以试验数据为主得到的经验公式。试验证明，在一个墙段中，构造柱包括钢筋和混凝土所能承担的受剪能力应有所限制。 规范对墙段中部设置的构造柱在纵横墙截面中所占的比例作出了限制，同时对中部构造柱中的钢筋也作了限制，主要是为了既保持多层砌体墙的特性，同时又解决墙段受剪承载力的不足。 (5)采用配筋混凝土小型空心砌体。只能用于混凝土小型空心砌块建筑中，不能在砖砌体房屋中出现局部的配筋混凝土小型空心砌块墙段。 当在多层混凝土小型空心砌块建筑中出现整层或某些墙段的受剪承载能力不足时，首先应采取增加构造柱和芯柱数量等措施，在不足以解决其承载力时，可采用在混凝土小型空心砌块墙段中，按配筋砌块的要求增加竖向和水平配筋等措施，来提高整层或某些墙段的受剪承载能力。
1.3.8	砖墙中的水平配筋在墙体两端没有锚固。	**原因分析**：水平配筋在提高墙段的抗剪承载力时，通过砌筑砂浆与砖及钢筋的握裹力，对墙段起抗剪作用。钢筋在墙段中抗剪作用的发挥，由钢筋在墙的两尽端的锚固措施保证。根据试验数据，钢筋端部有无锚固对抗剪承载力的影响约占总的承载力提高值的13%左右。因此，要求水平钢筋配置后宜有锚固措施。 **改进措施**：当墙段两端有构造柱时，应将水平钢筋锚入柱内，按受拉筋的锚固长度设置；当墙段两端无构造柱或仅有一端有构造柱时，可采用将无构造柱端的水平筋弯折成直勾等措施。

序号	常见问题	改进措施
1.4	多层砖房的抗震构造措施	
1.4.1	在多层砌体房屋设计中，因不甚了解构造柱的破坏机理，忽视构造柱作为主要的抗震构造措施的作用，未按规范要求设置构造柱。	**原因分析：**多层砌体房屋在历次地震中破坏都是最严重的。1976年唐山地震之前，始终没有切实可行的办法防止多层砌体房屋在地震中突然倒塌。 唐山地震时全城几乎所有的多层砌体房屋都严重破坏和倒塌，造成生命和财产的巨大损失。但是，在调查过程中，也偶尔发现有的砌体房屋虽然有局部破坏，但却未倒塌。这样的建筑共有八幢，包括学校、办公楼、招待所、藏书库等。这些房屋虽为砖墙承重，但在墙体中均设有不同大小截面且与周边的墙体结合得非常好的钢筋混凝土柱。 在结束调查之后的一年内北京市建筑设计研究院进行了三幢不同构造的整体房屋模型试验，模型比例按1/4，利用激振设备模拟地震作用。三幢模型的设计是：一幢为普通的砖砌体结构，除了有圈梁之外，没有其他措施；第二幢是在所有内外墙交接处均设置一个与墙同厚的钢筋混凝土柱，同时还设有圈梁；第三幢是在所有砖砌体墙的外侧，后加钢筋混凝土柱，部位均在外墙转角及内外墙延伸的交接处，表示对砖房的加固。 我们试验的结果得出如下结论：①设有钢筋混凝土柱的多层砌体房屋，在墙体开裂后没有进一步倒塌破坏。即使在外柱钢筋屈服的情况下仍能保持裂而不倒；②由于柱的截面较小，对房屋和墙体的刚度并不增加，其初裂荷载也无明显的提高；③整体结构的变形能力和延性有很明显的增大。 在试验结果的基础上，向抗震规范编制组提出建议：在所有多层砌体房屋中设置钢筋混凝土柱，并取名为“构造柱”。此后许多单位的试验也都进一步证明了上述结果，使构造柱做法得到广泛推广应用。 **改进措施：**多年来的实践证明，构造柱是一种良好的抗震构造措施，能够使多层砌体房屋减轻和避免突然倒塌的危险，是保证多层砌体房屋大震不倒的重要措施。应该明确，构造柱不是一般意义上的柱而是墙体的约束构件。

序号	常见问题	改进措施
	续页	构造柱的作用主要是约束一旦在地震中开裂破坏了的墙体，使之不进一步倒塌。从这一点出发，我们能够更好地来理解和运用构造柱而不致出现误导，构造柱虽不能阻止墙体出现的一般裂缝的发展，但是在墙体沿对角线的剪切裂缝较大并贯通整个墙面，使墙体分为四大块后，构造柱能够约束墙体的进一步倒塌。  (a) 高长比较大的墙　　(b) 高长比相当的墙 图1.4.1 构造柱的破坏机理
1.4.2	多层砌体房屋超过规范规定的层数和高度，误用增加构造柱来解决。	**原因分析：**设置构造柱的目的是约束墙体，既不是增强抗剪能力，也不是为了解决超高和超层的问题。 提出此类问题的原因可能是受1978年抗震规范的影响。当时由于唐山地震刚过，对构造柱的认识还是初步的，因此在78规范中构造柱作为一种超高建筑的加强措施，即一般多层砌体房屋没有设置构造柱的要求，仅当不同设防烈度的房屋达到一定层数和高度时，才要求设置构造柱，这是对构造柱作用的初始认识阶段。 **改进措施：**现行抗震规范已普遍提高了不同设防烈度区允许建造房屋的高度。因此，构造柱的设置是普遍的要求和基本的构造措施，不是解决房屋超高或超层的手段。
1.4.3	单层砌体房屋不应按多层房屋的要求设置构造柱。	**改进措施：**单层房屋一般不包括在多层砌体房屋之列，规范对此亦无明确规定。 对不同设防烈度的单层砌体房屋，可根据建筑结构情况区别对待。比如，对一些高烈度区的重要建筑，至少应在房屋的四角墙体内设置构造柱，也可以在相隔一定距离的横墙内设置构造柱。 对一般的单层砌体房屋，只要求有顶部圈梁和内外墙的拉结措施。

序号	常见问题	改进措施
1.4.4	随意将构造柱沿房屋高度方向逐层减少或改变截面及配筋。	**改进措施**：构造柱的设置目的既然是约束墙体的构件，因此就一般要求而言，各层均应连续设置。除符合《抗震规范》GB50011第7.3.2条第5款规定，需在房屋下部1/3楼层增设的构造柱，当延伸到上层的墙体时，可适当减少或改变配筋及截面。 构造柱在多层砌体中除有约束构件功能之外，同时还能够增强内外墙、墙与墙的连接功能。这些也不能忽视。因此，如果沿高度方向要减少构造柱的数量时，一定要强调墙相互间的拉结措施，否则是危险的。
1.4.5	误将构造柱伸入房屋基础的大放脚或基底。	**原因分析**：《抗震规范》GB50011要求，构造柱可不单独设置基础，但应伸入室外地面下500mm，或与埋深小于500mm的基础圈梁相连。构造柱作为整个墙体的一部分，构造柱的作用不是柱，它所承担的作用主要是对墙体起水平约束，因此不必要有基础。 **改进措施**：构造柱是墙体的一部分，它不是承重柱，因此也不单独承担竖向荷载。其主要作用是对墙体起水平约束作用。不需要有单独的基础。规范规定构造柱可不单独设置基础，但应伸入室外地面下500mm，或与埋深小于500mm的基础圈梁相连，遇有管沟时，应伸到沟底。如图1.4.5所示。

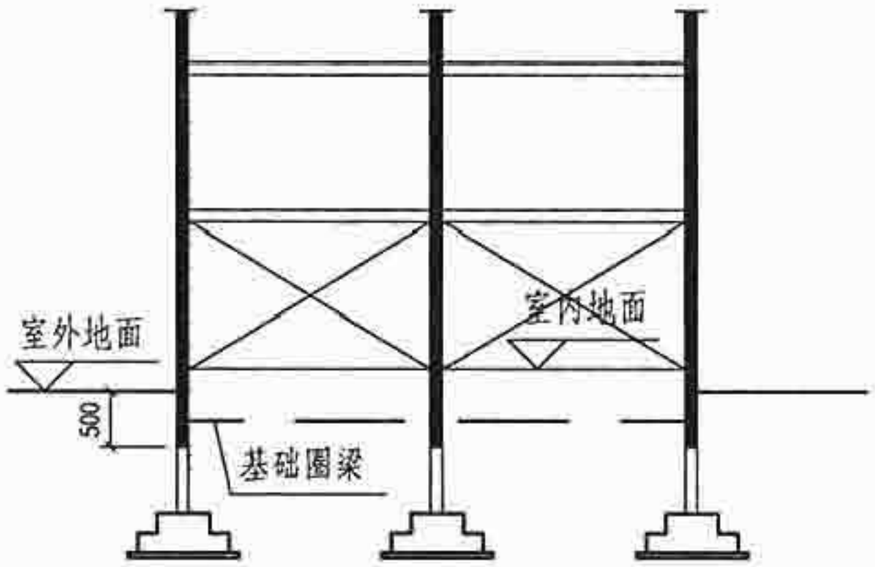


图1.4.5 构造柱在底部的锚固

说明：

1）构造柱在上部各层由上下层圈梁约束；

2）底层构造柱的底部伸入室外地面下500mm，或与浅于500mm的基础圈梁拉结。

序号	常见问题	改进措施
1.4.6	构造柱的截面设计过大，数量设置过多。	**原因分析**：构造柱的作用不是代替墙体抗剪，而是约束墙体。《抗震规范》GB50011规定了构造柱的最小截面，设计中不宜将构造的截面任意扩大，这样做有几个弊端： (1)构造柱的截面增大以后，势必增大它的刚度。如果构造柱在墙段中的刚度过大，它将影响作为砌体墙的特性，甚至成为以混凝土柱为主的墙段，而使墙段的抗剪作用由混凝土起主导作用，显然这不是我们所要求的。正确的构造柱设计应当使其刚度很小而约束较强，这样才能对墙段有所帮助，而不是使其刚度增加，造成地震剪力的加大。 (2)众多试验也证明：如按常规设计的构造柱做法，包括截面大小和配筋，有构造柱墙段和未设构造柱墙段的初裂荷载基本不增大。 **改进措施**：构造柱设置过多也是设计上常见的问题，比如有些设计在所有墙的连接处均设构造柱等等。 构造柱对墙段的约束作用，特别表现在房屋四大角最为明显。角部的构造柱能够起到对两个方向墙段的约束作用，并有利于抗扭。所以四角必须设构造柱，对于其它部位的构造柱设置，要根据实际情况按规范要求布置。 阴角是否一律可以不设构造柱，也不是绝对的。要视其总体平面上墙段所处的位置而定。如图1.4.6所示阴角部位由于处于局部墙段的两端，一般可以不设构造柱。
1.4.7	钢筋混凝土楼板是装配整体式的，圈梁做预制装配整体式的。	**原因分析**：钢筋混凝土圈梁的抗震作用也是经过长时间的考验，被证明为行之有效的抗震措施之一。《抗震规范》GB50011第7.3.3条对此作了明确规定。钢筋混凝土圈梁在抗震上的作用主要是：一是能够加强楼盖的水平刚度，使之楼盖能够在各道墙体间传递水平地震作用。二是作为沿高度方向上的构造柱的连接点（支点），使构造柱能够在各层约束墙体；三是作为墙侧面的边框的一部分，墙段两端由构造柱约束，而墙段上下边缘由抗震圈梁约束。 **改进措施**：为了实现这些目的，抗震圈梁应是现浇钢筋混凝土的。如做成装配式或装配整体式，圈梁与墙的连接仅靠一层铺垫砂浆，与墙顶的结合较差，不利于板将水平地震作用传至墙。作为楼盖的水平边框作用，若采用预制装配圈梁结合也不可能紧密，影响楼盖的水平刚度。地震区曾经发现过装配式圈梁破坏的例子，地震时圈梁与墙无可靠粘接，圈梁脱离楼板摔下。

序号	常见问题	改进措施
	续页	

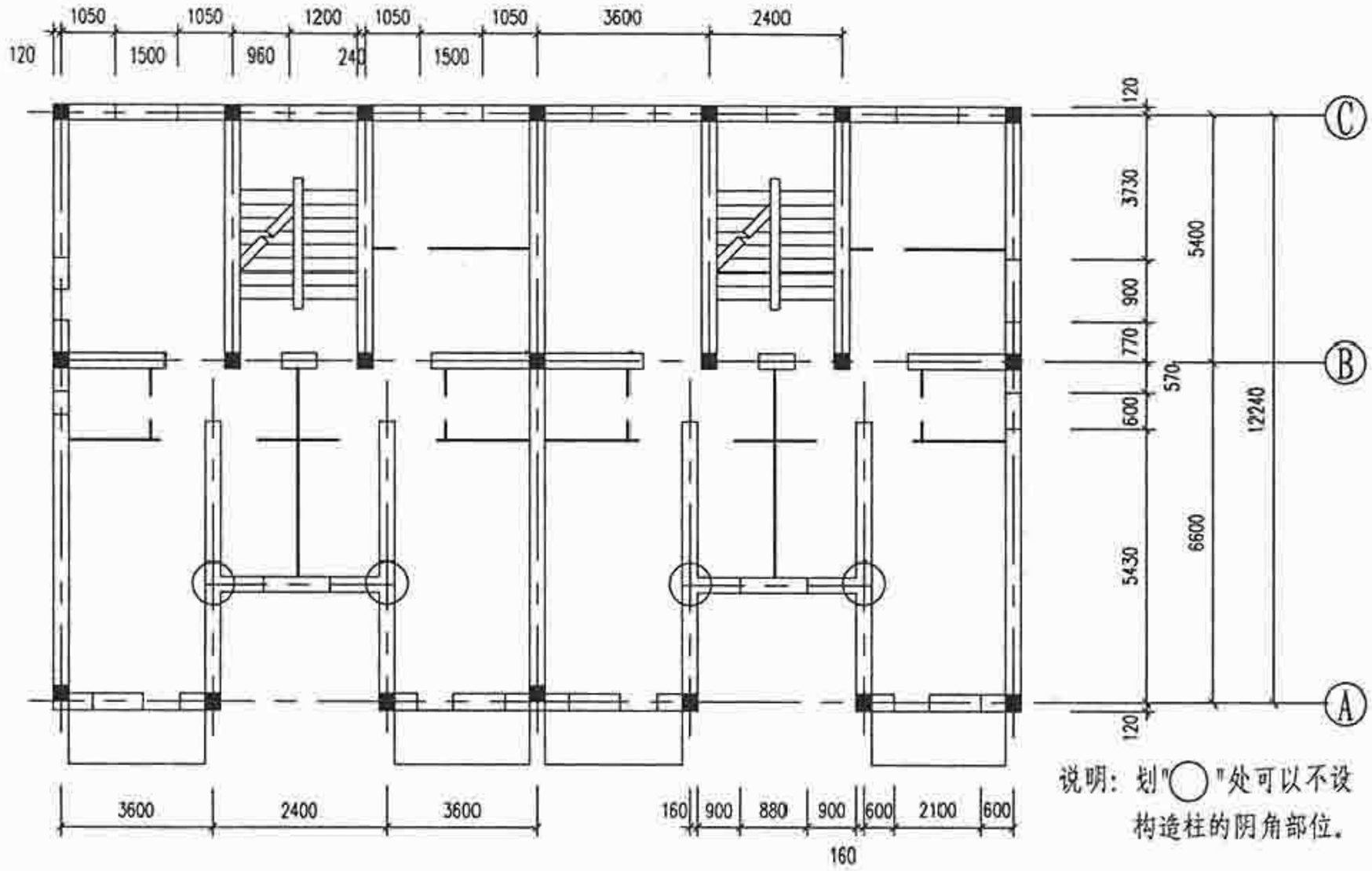
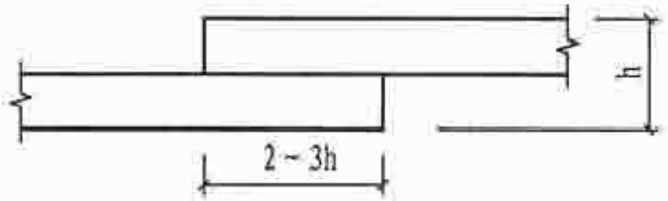
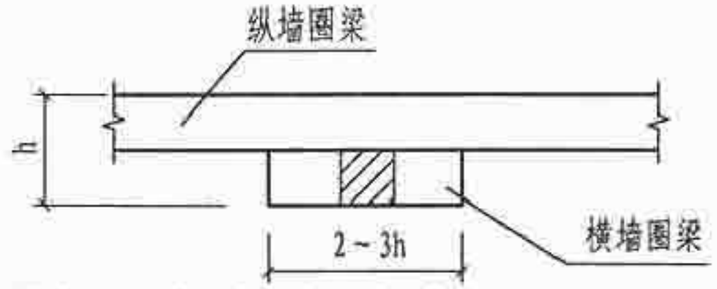


图1.4.7

序号	常见问题	改进措施
1.4.8	横墙承重的砌体结构，采用装配式楼盖层，内外墙圈梁不交圈没有处理。	**原因分析**：装配式楼盖中，如果横墙承重，楼板的圈梁一般均设在板底。此时，外纵墙的圈梁由于没有楼板的搁入，其底面与板底位于同一标高，这样就造成内外墙的抗震圈梁不在同一标高的问题。 **改进措施**：在地震设防地区，对此必须在内外墙交接处，设置一段圈梁的交接段，搭接长度可取二倍到三倍的标高差。 如图1.4.8-1、2所示：
1.4.9	现浇楼盖可以不单独设置圈梁，但未沿墙周边设置加强钢筋。	**改进措施**：现浇楼盖已经有较大的水平刚度，其楼板的整体性也较好。因此，不必再单独另设置楼盖的边缘圈梁。 但是，考虑到现浇楼盖在支承墙体上，仅靠楼板内的一般配筋，包括分布钢筋，则是不够的。因为受力筋和分布筋可能都较稀，有一定的间距，还不足以形成楼板结构的边框作用。为此，为了加强楼板的边缘，《抗震规范》GB50011第7.3.3条第2款规定必须另行设置加强配筋，并应与相应的构造柱钢筋可靠连接。一般的做法可以是：在楼板支承在墙上的长度内，沿板厚方向上下设置2φ12钢筋，并应沿墙长通长设置；也可以在板的支座长度内，水平搁置2φ12加强筋。这些加强钢筋都必须与楼板的受力主筋或分布筋绑扎在一起，以起到楼板的水平边框作用。

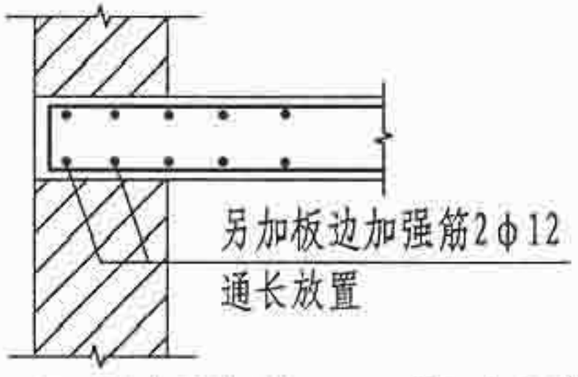


(a) 内、外墙圈梁(外上内下)平面

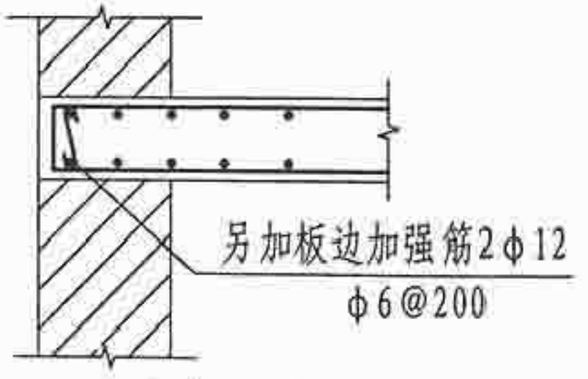


(b) 内、外墙圈梁(外下内上)平面

图1.4.8-1 纵横墙圈梁的搭接



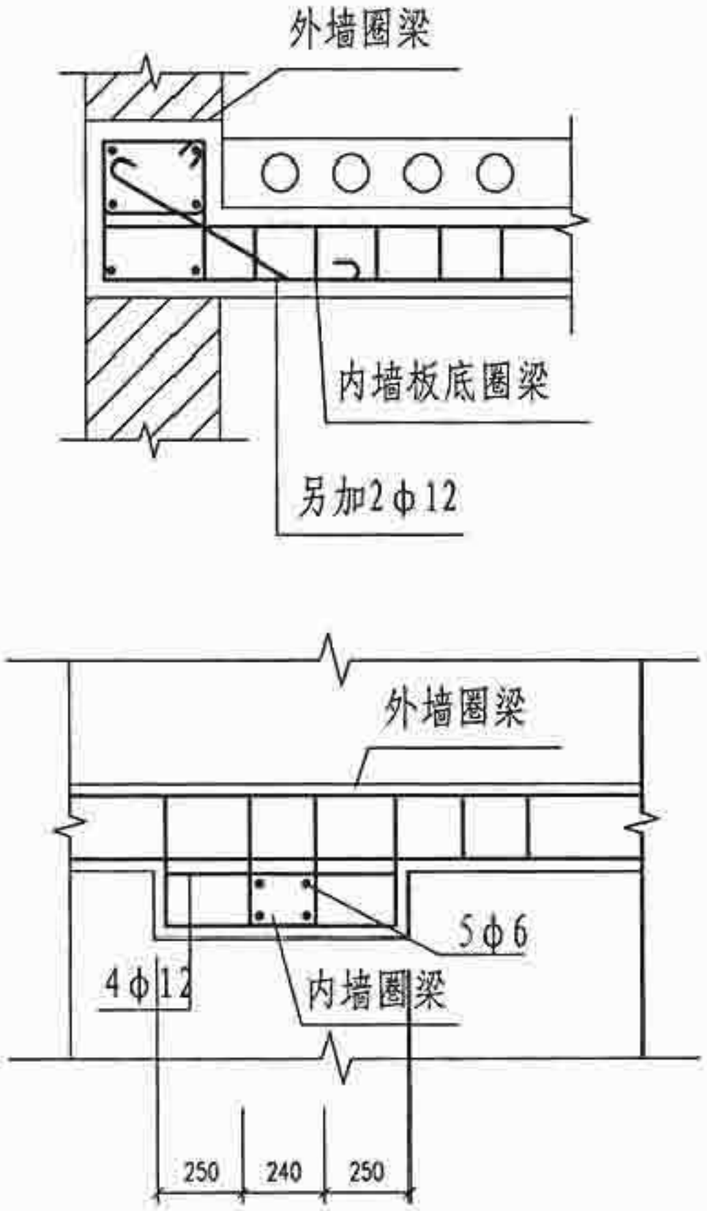
(a) 板边加强筋平放



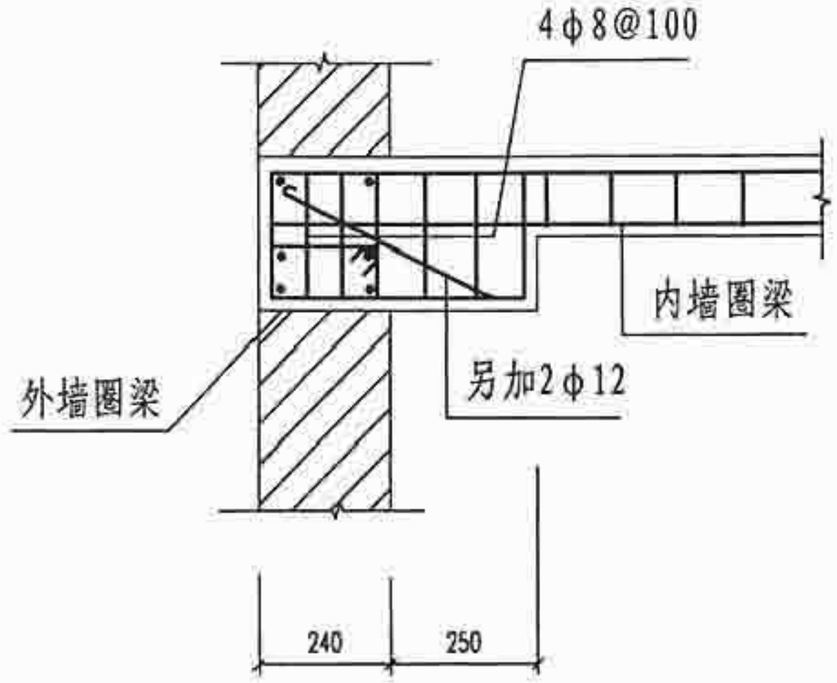
(b) 板边加强筋竖放

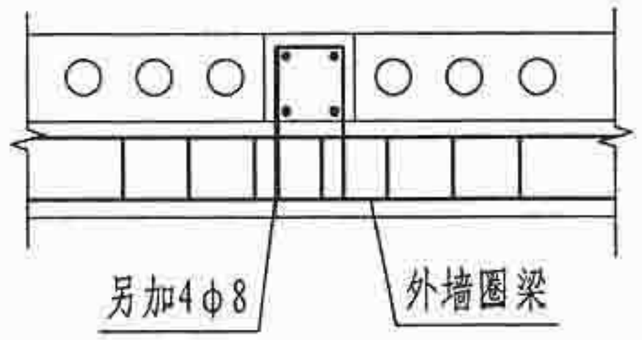
图1.4.9 现浇板边加强筋配置

序号	常见问题	改进措施



(a) 内、外墙圈梁(外上内下)剖面





(b) 内、外墙圈梁(外下内上)剖面

图1.4.8-2 内、外墙抗震圈梁交接示意图

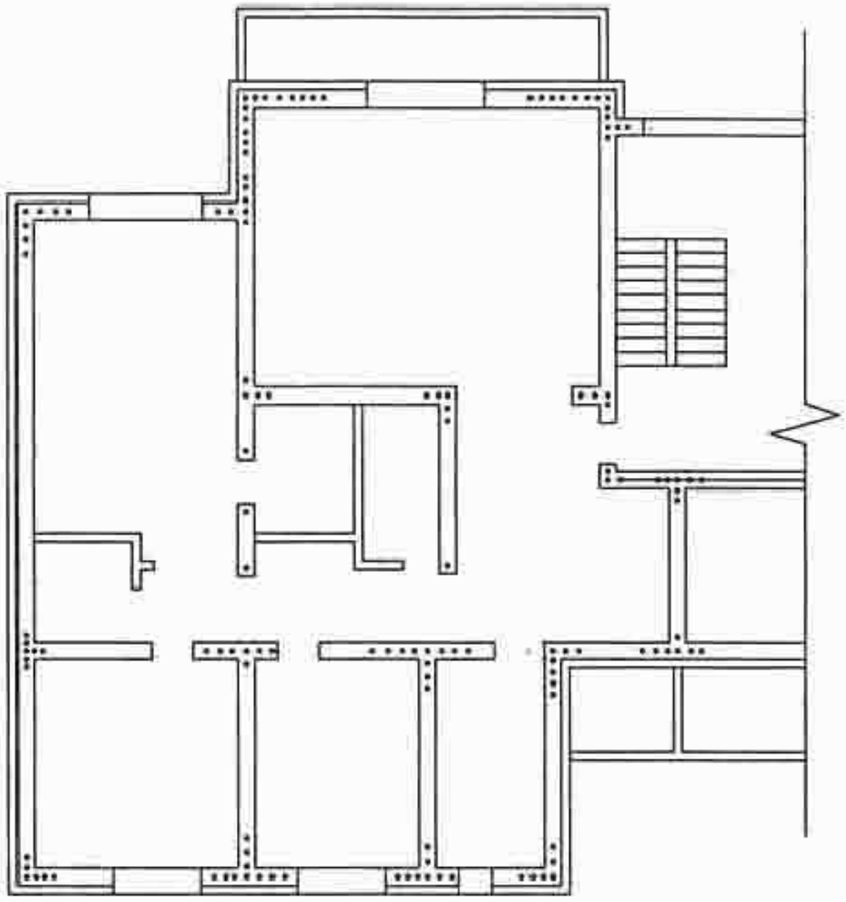
序号	常见问题	改进措施
1.4.10	装配式楼盖中，只在外墙上设周边的圈梁，内墙中用板缝或支承板端的配筋不另设圈梁。	**原因分析**：一般情况下是不允许的。因为作为楼盖边缘的圈梁是针对各间楼盖的整体性而设置的。一幢建筑中如果仅在外墙周边设置圈梁，显然是过于薄弱了。更何况较长的外墙圈梁还须要在中段设有拉结，否则单靠圈梁本身的刚度也是远远不够的。 不论在内墙中利用板缝或支承在墙上的板端配筋，其作用是很有限的，远不足以代替正规的钢筋混凝土圈梁。 当然，在现浇楼盖中不存在此类问题。因为对内墙面言，楼板是在墙上满搭的，因此能够较好的传递地震作用。 **改进措施**：应按《抗震规范》GB50011第7.3.3条的要求在外墙和内纵墙以及内横墙上设置封闭的抗震圈梁。
1.4.11	装配式楼盖中，当有现浇的板底圈梁时，预制板伸入墙上的长度也按梁上的支承长度要求。	**原因分析**：应当可以，因为现浇钢筋混凝土圈梁也是梁，作为预制板的支承长度，主要看它是砖墙还是混凝土，如果是混凝土，可以按支承在梁上的长度要求。 **改进措施**：按《抗震规范》GB50011第7.3.5条的规定，板端伸进内墙的长度按规范要求为≥100mm。如果板端伸进圈梁顶面时，则不应小于80mm要求。
1.4.12	房屋端部设置大房间时，缺少楼屋盖与墙或梁的拉结。	**原因分析**：所谓大房间一般指开间大于4.2m的房间。 设置在端部的大房间，在抗震中会发生两种情况，第一，房屋端部包括转角墙在内的外墙，由于“边端效应”，将会使端部墙体首先破坏。原因是端部角墙的刚度较大，应力集中，地震作用时将受到较大的作用力。同时，由于角部难免的扭转作用，也使角墙首当其冲遭到破坏。第二，端部处于外墙尽端，在地震作用中，此外墙不仅承担墙体平面内的作用力，同时也要承担平面外的作用。 因此，必须要求采取措施，加强端部大房间的楼屋盖与相应墙或梁的拉结，加强端部的整体作用能力。 **改进措施**：如为预制楼板时，按《抗震规范》GB50011第7.3.5条第4款执行；如为现浇楼盖时，应加强现浇板的边缘配筋，有意识地加强尽端墙体的出平面外的抵抗能力，避免破坏。

序号	常见问题	改进措施
1.4.13	地震区的楼屋盖大梁、屋架没有对其采取加强抵抗水平作用力的措施。	**原因分析：**梁或屋架作为集中荷载支承在墙或柱上时，其连接是十分重要的。地震作用的传递也是要靠它们的连接程度来决定。静力设计中所要求的主要是它的支承面积，因为它们主要传递的是垂直荷载。但是在地震作用下，它们传递的却是水平方向的力。因此在连接构造上也必须适应水平力的传递。 **改进措施：**大梁、屋架等跨度较大的构件支承在墙或柱上时，应注意下列几点： (1)大梁、屋架支座除了传递竖向压力以外，一般都是按简支考虑。但是地震作用下，即使是简支的梁或屋架也将承担水平向的惯性作用。所以还必须在支座处设置抵抗水平向的作用力的措施。如增加屋架支座的螺栓数量和强度，加大大梁的支承长度或采取其它有效拉结措施等。 (2)大梁、屋架支承部位的墙或柱，不论简支与否，都要考虑梁、屋架所可能产生的嵌固弯矩，并由此会对墙柱造成的不利影响。 支承顶层的大梁或屋架的外墙，其支承处如墙内设有构造柱时，则此构造柱也应考虑承担梁和屋架带来的弯矩作用。因此必须增大构造柱内的配筋，把构造柱作为排架柱来考虑。
1.4.14	非承重的墙体未按规范要求采取抗震措施。	**原因分析：**非承重墙可以分为几种： 如轻质隔墙，一般仅作为隔断之用，且墙体的侧向刚度很小，不足以对房屋起到抗侧移的作用。因此，对此类墙体，只要考虑隔墙本身地震时不会倒塌伤人就可以了。例如在墙的两端设有与主要墙体的拉结措施即可。 对不承担静力垂直荷载，而只承担自身重量的内外纵墙，也称为自承重墙。对此类墙体，不能不考虑其承担地震作用。因为在侧向力的作用下，所有与之平行的、有一定刚度的墙体都将分担地震水平作用的影响。因此，虽不是承重墙，但在地震中也要按承担水平地震作用来分担地震荷载。 **改进措施：**此类墙体的抗震措施应按《抗震规范》GB50011第13.3.3条规定设置拉结筋、水平系梁、圈梁、构造柱等与主体结构可靠拉结。

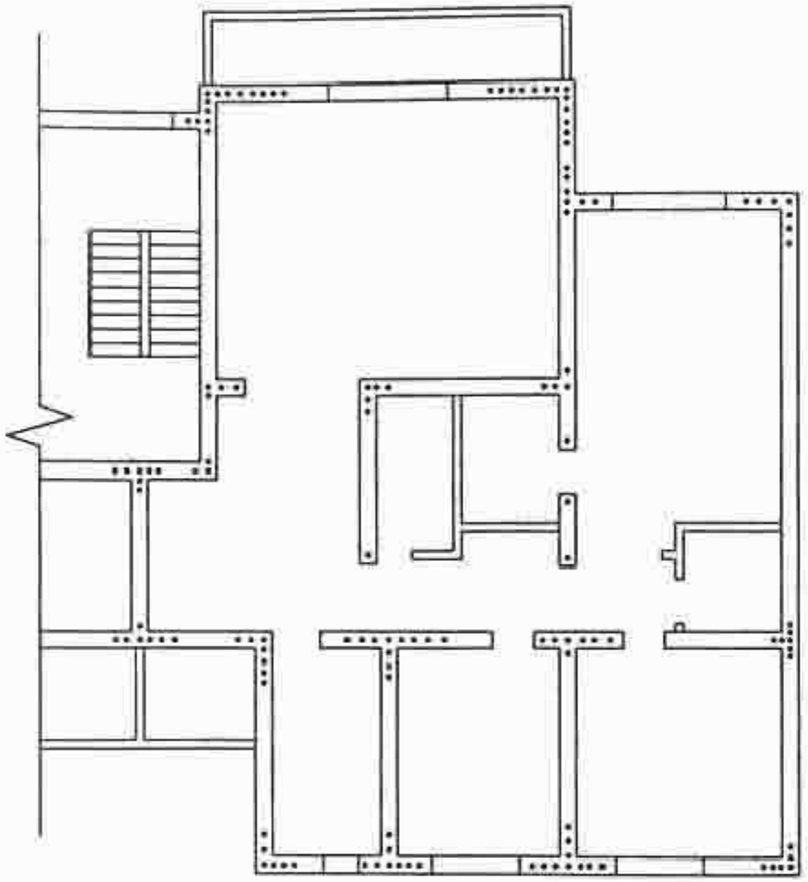
序号	常见问题	改进措施
1.4.15	“横墙很少”的多层砌体房屋在采取与“横墙较少”的房屋相同的措施后，高度和层数可降低一层。	**改进措施**：对于横墙较少的房屋，规范在提出须要降低一层高度的同时，又给了一条出路，即按《抗震规范》GB50011第7.3.14条规定，采取加强措施，来弥补由于横墙较少带来的对抗震不利的影响，从而达到不降低层数和高度的要求。 而横墙很少的房屋一般指全部为教室楼或食堂、俱乐部等的建筑。它们的抗震能力比横墙较少的更差。规范没有提出对此类房屋采取类似加强的措施后，可以不降或少降其层数和高度。 对于横墙很少的房屋，如果采取了措施，横墙的布置达到了横墙较少的条件时，可以按横墙较少来对待。此时按照规范的规定，也就可以少降一层或甚至于不降低高度和层数了。
1.5	**多层混凝土小型空心砌块房屋的抗震构造措施**	
1.5.1	多层混凝土小型空心砌块房屋中，可以采用芯柱体系，也可以采用构造柱体系，选用上应区别对待。	**原因分析**：多层混凝土小型空心砌块房屋是利用混凝土空心小砌块砌筑而成的建筑。由于砌块有较大的集中孔洞，因此可以插入钢筋并注入混凝土形成芯柱。 小砌块的型号、规格基本上是采用国外引进的尺寸，做法也与国外大致一样。我国经过近二十年来的应用，并进行了相应的科研试验，已经取得了一定的经验，建造了一大批小砌块建筑。 但是，在实际应用中也发现一些问题。比如小砌块的孔洞较小(120x120)，插入钢筋并浇注芯柱时，往往混凝土不易浇灌密实，容易造成空洞。而且，对芯柱浇注的质量又很难进行检查。为此，曾出现过许多质量问题。 另外，由于地震区的小砌块建筑，要求有比较多的芯柱，给施工也带来麻烦，特别是高烈度区更为突出。 随着国内建造小砌块建筑的数量日益增加，特别是南方地区，为了使小型空心砌块用于外墙能够增加保温和隔热效果，不少地区将单排孔的小砌块改为双排甚至多排孔。这样又带来的一个问题，即无法再在孔洞中设置芯柱了。 北京地区地震烈度较高，为了研究提高小砌块建筑的抗震性能，同时能够适当减少墙体中芯柱数量的目的。北京市建筑设计研究院提出在混凝土空心小砌块建筑中采用构造柱的做法，并在试验室进行了一批墙体试验，继而又做了一幢九层房屋

序号	常见问题	改进措施
	续页	的整体模型抗震试验。得到了相关数据，取得了很好的抗震效果。另外，在天津、南京、哈尔滨等地的高校和科研单位也相继进行了混凝土小型空心砌块结构中采用构造柱的试验研究，结论也是一致的。 混凝土空心小砌块建筑不同于一般多层砌体房屋。因为它的材料是混凝土，不论是砌块本身、芯柱或构造柱，都是同一种材料。因此，在适当配置必要的构造钢筋后，能够形成混凝土剪力墙结构。特别当小砌块砌体中配置较多的钢筋时，还可以形成配筋砌体结构，在高度上可以大大突破一般多层小砌块房屋的限值。 **改进措施：**《小砌块规程》JGJ/T14为小砌块房屋规定了两种抗震构造措施：同时设置构造柱和芯柱做法，以及芯柱做法。设计应根据具体的地区条件和烈度大小等因素进行选择。图1.5.1-1、1.5.1-2是两种做法的示意图。例如，在使用双排或多排孔小砌块的地区，它只能采用构造柱做法而无法用芯柱做法。 又如在一些烈度较高地区，由于地震作用强度较大，因此要求小砌块建筑具有更好的抗震性能。所以采用构造柱加芯柱的做法更为恰当。所谓构造柱加芯柱做法是指墙体与墙体交接处，包括内外墙交接处，外墙转角处，内墙交接处等部位可采用与墙厚相同的构造柱；而对于一般的门窗洞口处，则可采用芯柱做法比较适宜。 从墙片和整体模型的抗震试验得到，采用构造柱用于墙体连接部位时，其抗震变形能力和延性都有明显提高，而且可以保证施工质量能够检查。因为构造柱的钢筋是集中配置并有箍筋，而且上下钢筋都必须连续配置，其性能优于单根配筋的芯柱。 当然小砌块建筑中的芯柱做法在国外已沿用多年，我国早期也一直沿用芯柱做法。因此，芯柱做法也仍然是一种小砌块结构中的可供选择的形式。设计人员可以根据具体情况按照规范或规程的规定自行选择。

序号	常见问题	改进措施
	续页	



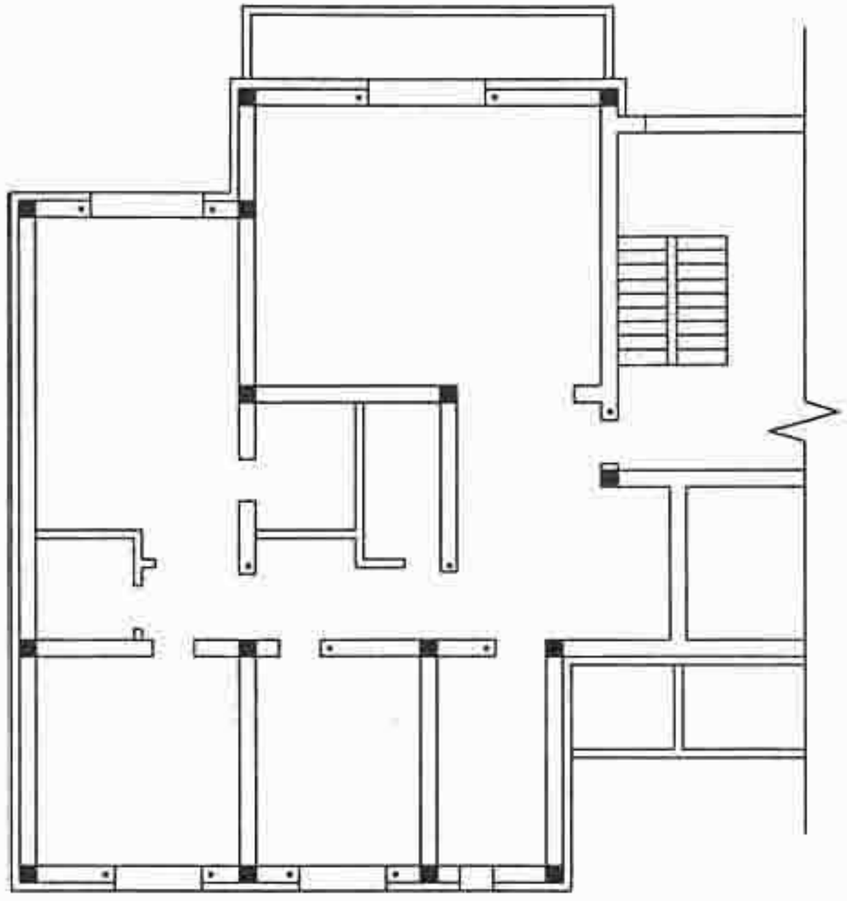
(a) 夹芯保温外墙芯柱设置平面示例



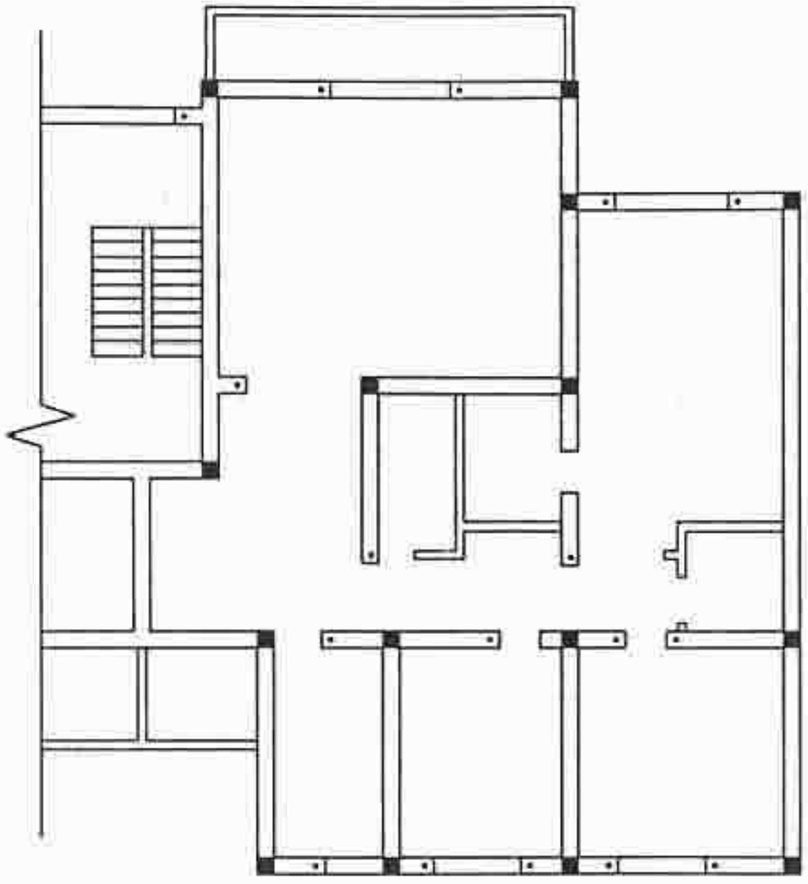
(b) 内、外保温外墙芯柱设置平面示例

图1.5.1-1 芯柱做法示例

序号	常见问题	改进措施
	续页	



(c) 夹芯保温外墙构造柱设置平面示例



(d) 内、外保温外墙构造柱设置平面示例

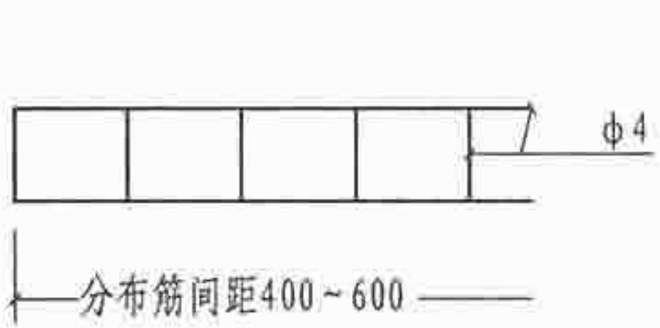
图1.5.1-2 芯柱和构造柱做法示例(8度)

注：芯柱按规范要求进行布置，本图仅为示意。

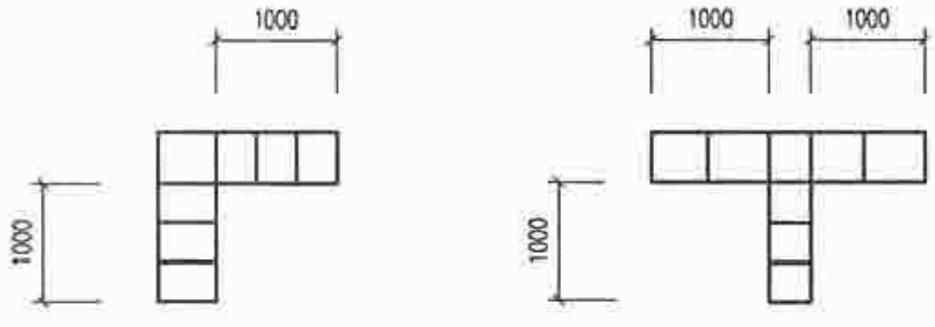
序号	常见问题	改进措施
1.5.2	未对多层混凝土小砌块房屋的砌筑砂浆和灌芯混凝土提出要求。	**原因分析：**混凝土小型空心砌块的肋厚一般只有25mm～35mm左右，对于这样薄的肋上要用砂浆满铺确实比较困难。同时，小砌块的竖缝较高，一般均为190mm，要使竖缝的砂浆饱满，也较困难。 按照砌体的一般砌筑要求，水平灰缝的饱满度为100%，竖向灰缝的饱满度为90%，如果采用一般砌体的混合砂浆来砌筑混凝土小砌块砌体，是不能保证砌筑质量的。 **改进措施：**《小砌块规程》JGJ/T14第7.1.8、7.1.9条或第7.2节对灌芯混凝土的骨料、塌落度、浇灌方法以及砌筑砂浆的性能均有要求，主要内容为：砌筑小砌块的砂浆应当有良好的保水性、稠度和粘结力。砂浆强度等级不低于M5；同时小砌块规程还提出了相应的指标，如砂浆稠度宜为50～70mm；机械搅拌时间不少于2min，如掺有外加剂不得小于3min，等等。 多层混凝土小砌块房屋施工时的芯柱混凝土，主要要求采用的混凝土能保证芯柱混凝土的饱满和密实。一般坍落度要求在70～80mm以上，骨料采用细石；如采用泵送混凝土，坍落度宜为140～160mm以上。同时要求芯柱混凝土要连续浇注，分层(300mm～500mm高度)捣实，一直浇至离芯柱顶面50mm处，不留施工缝。振捣时应选用微型插入式振动棒振捣。为保证芯柱浇注不出现孔洞，应定量浇注，做好记录。 当芯柱混凝土中掺有外加剂时，有利于浇注密实；若采用免振捣自流平的芯柱混凝土时，芯柱混凝土的质量将更有保证。
1.5.3	多层小砌块房屋中设有构造柱时，未设马牙槎。	**原因分析：**构造柱之所以能够起到对墙体的约束作用，主要靠它与周边墙体有牢靠的连接。构造柱必须先砌墙后浇柱的目的也是为了加强与周边墙体的连接。 **改进措施：**《小砌块规程》JGJ/T14第6.3.3条第2款规定：构造柱与墙体连接处应砌成马牙槎。一般做法是，从每层的柱脚开始，先退后进，形成100mm宽、200mm高的马牙槎。同时，还应该按《小砌块规程》第6.3.3条第2款要求，沿墙高每一定距离设拉结钢筋(与烈度有关)。

序号	常见问题	改进措施
1.5.4	芯柱或构造柱设置了单独基础。	**原因分析**：构造柱是作为一种约束墙体的构件设置的，并不是真正意义上的柱。因此它不必单独设置基础。 **改进措施**：在多层混凝土小型砌块房屋中，采用构造柱的做法，那么它的作用与多层砖砌体中的构造柱一样：是约束构件而不是柱，也不单独设置基础。 芯柱虽然只有一根竖筋，但它的作用之一，也是对墙体起到一定的约束作用。所以，对芯柱的底部锚固要求，参照构造柱的做法一样要求，不必单独设置基础。
1.5.5	抗震设计时，多层混凝土小砌块房屋中的圈梁、过梁，除现浇外，采用了槽形砌块代替模板的现浇圈梁、过梁。	**原因分析**：在非抗震设防地区，采用预制小型砌块作底模的现浇钢筋混凝土圈梁的做法。 但是，在抗震设防地区，考虑到这样做实际会削弱圈梁的截面，并使楼屋盖与下层砌块的连接减弱，不利于通过由楼屋盖传递水平力。 **改进措施**：设置在屋盖和楼盖处的圈梁，是保证楼屋盖平面内的整体性和水平刚度的重要构件。因此，《小砌块规程》第6.3.6条规定，抗震设计时用现浇钢筋混凝土圈梁，不得采用槽型砌块作模板的圈梁。圈梁高度为190mm，配筋不应少于4ϕ12。 对门窗洞口的过梁，应按计算确定配筋，承担一定的竖向荷载。因此，不论在地震区或非地震区，一律要求现浇钢筋混凝土过梁。

序号	常见问题	改进措施
1.5.6	多层混凝土小砌块房屋中的拉结网片的设置未表述或绘图说明。	**改进措施：**《小砌块规程》JGJ/T14第6.3.7条规定，混凝土小砌块房屋中在墙体与墙体交接处，或芯柱、构造柱与墙体交接处，均须设置钢筋拉结网片。通常多层小砌块房屋拉结网片一般均设在砌块砂浆的灰缝中，网片采用φ4的钢筋点焊而成，钢筋网片的纵横筋不得重叠点焊，应控制在同一平面上，如图1.5.6所示。网片砌入水平灰缝的砂浆中，不得有露筋现象。拉结网片沿墙高每隔400－600mm设置一道，网片每边伸入墙内不小于1000mm。 小砌块的拉结钢筋一般不允许单根或绑扎设置，否则钢筋难以保持平直以及保证灰缝的厚度。

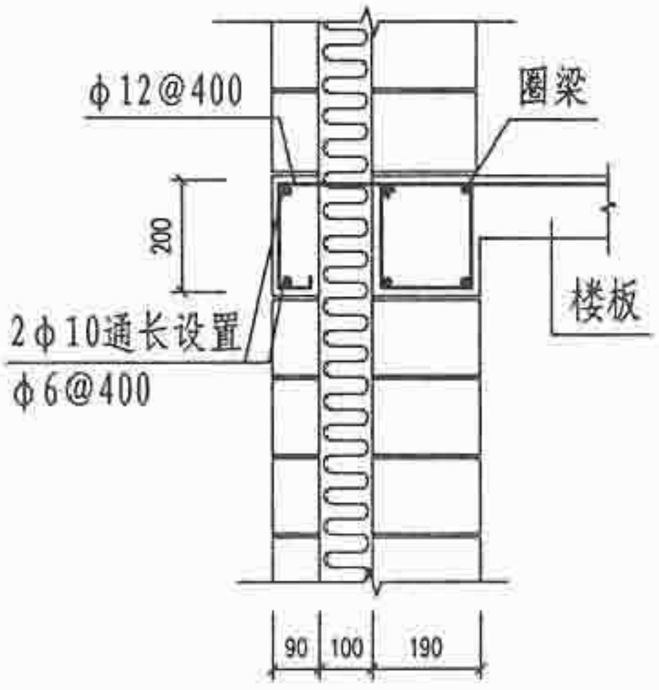


(a) 水平网片，水平分布筋平焊



(b) 水平网片竖向布置，沿高度每400～600一道。

图1.5.6 拉结网片做法

序号	常见问题	改进措施
1.5.7	寒冷或严寒地区建造多层混凝土小砌块房屋时，如采用夹心墙体时，未采取加强的拉结措施。	**改进措施：**小砌块建筑中采用夹心墙的做法，在寒冷或严寒地区是一种节能较好的墙体，符合当前的节能政策要求。但是夹心墙体在结构构造上存在内外叶强两层皮的现象。一般内叶墙为190mm厚的承重小砌块，外叶墙为90mm厚的装饰小砌块。两叶墙之间要有可靠的拉结措施来保证墙体的整体性。 国外采用夹心墙的做法较多，一般两叶墙砌块之间均用不锈钢做拉结，造价较高；国内目前的做法是用涂有防锈漆的拉结件或钢筋网片拉结，但它的防锈蚀效果和耐久性还有待深入探讨，《砌体规范》GB5003第6.2.15条注规定对安全等级为一级或设计使用年限大于50年的房屋，夹心墙叶墙间宜采用不锈钢拉结件。 除了在内外叶墙之间设置拉结网片之外，在房屋层与层之间，还要采取横向承托和拉结，一般的做法是在每层楼板圈梁标高处，伸出一定高度的混凝土承托圈梁，支承各层的装饰砌块重量，同时也起到使内外砌块墙之间的拉结作用。抗震设防区的多层小砌块建筑，应根据设防烈度采取更加可靠的连接等措施。  图1.5.7 夹心墙拉结示意

序号	常见问题	改进措施
1.6	底部框架－抗震墙房屋的抗震构造措施	
1.6.1	加强底部框架－抗震墙结构的过渡层采取的加强措施不当。	**原因分析**：底部框架－抗震墙结构的过渡层是材料和刚度变化的交接处。为了减缓这种刚度上的突变，除了在计算上要控制侧移刚度比之外，在构造上也应予以保证。 **改进措施**：应按《抗震规范》GB50011第7.5.1、7.5.3、7.5.6条的规定采取下列措施： (1)保证过渡层的底板刚度和强度。规范规定板厚不得小于120mm，应采用现浇钢筋混凝土(含现浇预应力混凝土楼板)；如果采用装配整体式楼板时，应在周边设现浇圈梁。现浇板时虽不需单独设圈梁，但也应与楼板周边增设加强边缘的钢筋。楼板应少开洞或开小洞，当洞口尺寸大于800mm时，洞口周边应设置边梁。 (2)增强过渡层的构造柱做法。截面不小于240×240mm；构造柱纵筋6度时不少于4φ14，7度时不少于4φ16，8度时不宜少于6φ16，构造柱箍筋间距不宜大于200mm。对外墙转角处的构造柱建议做成L形，每边长不小于240mm，相应增加纵筋数量。构造柱纵筋应锚入下部框架柱或梁或墙中，锚固长度为柱纵筋直径的45倍。锚固在框架梁内时，框架梁的相应位置应加强。 (3)对过渡层的墙体，如砌筑在底框的次梁上时，为了防止此类墙可能产生的开裂，建议在墙体的水平灰缝中，设置一定数量的水平钢筋，两端应与构造柱相连，遇有洞口可以中断。墙体砌筑砂浆的强度等级，不应低于M7.5。 (4)纵、横墙内的构造柱间距应从严掌握。横墙内的构造柱间距不应超过楼层净高的二倍；纵墙内的构造柱间距应每开间设置， 当开间大于3.9m时，还应结合门窗洞口部位设置构造柱，使构造柱在纵墙上的间距不超过3.9m。
1.6.2	底部框架－抗震墙结构中的托墙梁未设腰筋。	**原因分析**：底部框架结构的托墙梁是其重要承重构件，它承托着上部各层砌体房屋的承重墙结构。为了保证托墙梁的强度和刚度，《抗震规范》GB50011第7.5.4条对托墙梁的截面和构造提出明确的要求：梁的截面宽度不应小于300mm，梁的截面高度不应小于跨度的1/10，这是为了保证梁的整体刚度的需要。 此外，考虑到地震作用的反复性的特点，还要求托墙梁的主筋应按受拉钢筋长度锚固在柱内，且支座上部的纵向钢筋应按框支梁的要求锚固。

序号	常见问题	改进措施
	续页	对托墙梁加密区的箍筋间距不应大于100mm。 对托墙梁的腰筋要求按《抗震规范》第7.5.4条第第3、4款规定，应沿梁高布置间距不大于200mm、数量不少于2φ14的腰筋，且腰筋应按受拉钢筋锚固长度的要求锚固在柱内。
1.6.3	底部框架－抗震墙的底部设置砌体抗震墙，未按要求先砌墙后浇梁柱。	**改进措施**：底部采用各种砌体的抗震墙，在6、7度地区是允许的。 嵌砌在底部框架中的砌体抗震墙应加强它与底部框架柱的整体连接，以提高抗震能力。对单一砌体墙可以在墙体内增设水平配筋、或增设提高抗剪能力的构造柱（组合柱），以满足底部地震作用的要求。对嵌砌在底部框架中的砌体抗震墙，应先砌墙后浇钢筋混凝土梁柱，因为这种做法可以增强现浇混凝土与周边砌体墙的连接，使之能够形成一片整体性能比较好的砌体抗震墙。如果条件许可，宜在连接的部位砌成马牙槎，这将更有利于整体作用的发挥。对于不参与抗侧力的底部墙，不宜采用先砌墙后浇筑梁柱混凝土的做法。
1.6.4	底部框架－抗震墙结构的底部抗震墙可以采用混凝土小砌块砌体，但一般要求必须采用钢筋混凝土抗震墙。	**改进措施**：底部框架－抗震墙房屋，当上部各层为混凝土小砌块墙体时，底部抗震墙一般采用钢筋混凝土抗震墙。但是，当6、7度设防区可按《小砌块规程》JGJ/T14第6.3.2条规定采用嵌砌于框架之间的混凝土小型空心砌块抗震墙，并符合该条相关的构造要求。 也可以利用混凝土小砌块的特点，在混凝土小砌块墙体内的竖向和水平方向配置一定量的受力钢筋，满足配筋砌块砌体要求，与框架梁柱整浇，形成钢筋混凝土抗震墙。
1.6.5	底部框架－抗震墙房屋，上部为混凝土小砌块属“横墙较少”的住宅，未采取加强措施又降低一层的房屋。	**改进措施**：底部框架－抗震墙房屋的上部砌体，按规定属于"横墙较少"的房屋时，总层数应减少一层和总高度降低3m。 但是规范对横墙较少的住宅建筑，允许采取《抗震规范》GB50011第7.3.14条的七条加强措施，来弥补由于横墙较少带来的对抗震不利影响。此条规定也适用于上部为横墙较少住宅的底框结构房屋。 一般上部砌体部分只要仍是住宅而不是其它性质的建筑，其中的横墙布置不会全都是大开间。同时上部砌体部分的层数已比无底框的要低一、二层。所以，虽然横墙较少但通过加强措施可以得到弥补，对此类底框结构也可以不降低。

序号	常见问题	改进措施
1.7	内框架房屋的抗震构造措施	
1.7.1	内框架结构房屋采用了单排柱布置。	**原因分析：**内框架结构的地震破坏，一般是首先在抗震墙上开裂损坏，然后发展到外纵墙砌体的破坏，内部的梁板柱结构在最后破坏，特别是内柱，由于截面小刚度也小，按刚度比分配的地震作用很少，它也是最后破坏。 由于，内框架的梁的另一端是支承在外墙砌体墙垛上的，外墙垛较早地破坏，梁失去支承，也就在一端塌落。实际上最后就剩下单根内柱在地震后还屹立着，可是梁倒塌楼盖随之塌落，因此房屋实际上是整个倒塌了。 **改进措施：**单排柱内框架结构是一种不够稳定的结构形成，不应在地震区采用。《抗震规范》GB50011 第7.1.1条的说明中明确取消了旧版规范中有关单排柱内框架房屋的规定。
1.7.2	内框架结构的外墙垛未采取加强构造措施。	**原因分析：**多层内框架房屋内部空旷，地震时侧向变形幅度较大，用于地震区不是一个好的结构型式。根据震害调查的结果，对外纵墙的构造应特别给予加强。《抗震规范》GB50011第7.6节专门规定了外纵墙的抗震措施。 内框架结构房屋的外墙，可以是一般砖砌体的，也可以是混凝土小砌块砌体。它们都将支承内框架梁的荷载，同时承担水平地震作用。 但是，在一般设计内框架的简图中，梁的外支点是作为简支考虑，这就造成实际受力与计算分析脱节的情形。 而且，从地震区的实际震害发现，内框架梁的外墙支承处常有水平裂缝发生，因此外墙垛应考虑梁端的嵌固弯矩作用。在设计时，切忌把外墙垛支承处仅设常规的构造柱，而忽略了它所承受的弯矩作用。 **改进措施：**除应遵守《抗震规范》第7.6节的有关规定外，设计可参照《建筑抗震设计手册》(2002年第二版)进行。

序号	常见问题	改进措施
1.7.3	内框架结构中的抗震墙的材料没有尽量考虑与外墙材料协调一致。	**改进措施**：内框架结构的抗震墙，可采用钢筋混凝土抗震墙，砖砌体抗震墙或混凝土砌块抗震墙。 但是在选择采用何种材料的抗震墙时，应当考虑地震烈度的大小、上部结构墙体的材料等因素。比如在高烈度区，一般宜选用钢筋混凝土抗震墙，在6、7度区，可以选用砖或混凝土砌块的抗震墙，此时应尽量与外墙的砌体材料相一致。 如果外墙为砖砌体材料，那么从材料的单一性出发，抗震墙最好也是砖砌体。在混凝土砌块外墙结构中，抗震墙也应选用混凝土小砌块的。

主编单位、联系人及电话

主编单位

中国建筑标准设计研究院	汪洪涛　010-88361155-800（国标图热线电话）
北京市建筑设计研究院	周炳章　010-68011155-8479

组织编制单位、联系人及电话

中国建筑标准设计研究院	李文扬　010-88361155-800（国标图热线电话） 010-68318822（发行电话）

民用建筑工程设计常见问题分析及图示
(混凝土结构)

批准部门	中华人民共和国建设部	批准文号	建质[2005] 14 号
主编单位	中元国际工程设计研究院 中国建筑标准设计研究院 中国建筑科学研究院建筑结构研究所	统一编号	GJBT-790
实行日期	二00五年三月一日	图 集 号	05SG109-3

主编单位负责人 王艳

主编单位技术负责人 吴汉福

技 术 审 定 人

设 计 负 责 人

目　　录

目录 编制说明……M1~M2

混凝土结构

1 材料选用……1~5
1.1耐久性要求……1
1.2混凝土强度等级……2~4
1.3钢筋选用及代换……5

2 结构布置……6~9
2.1结构体系及构件布置……6
2.2楼（屋）盖结构……7
2.3变形缝及后浇带设置……8~9

3 结构计算与分析……10~20
3.1计算书内容……10
3.2计算程序及计算模型……11~16
3.3计算内容及参数设置……17~19
3.4计算结果分析与应用……20

4 楼板……21~29
4.1楼板荷载及计算……21~22
4.2楼板配筋及构造……23~26
4.3特殊部位楼板加强措施……27~29

5 梁……30~43
5.1梁的计算……30~32
5.2梁的配筋构造……33~40
5.3框支梁……41~42
5.4宽扁梁……43

6 柱……44~49
6.1柱的计算……44
6.2柱的配筋构造……45~49

目 录								图集号	05SG109-3
审核	郁银泉		校对	李文扬		设计	汪洪涛	页	M1

7 框架梁柱节点……50~53

8 剪力墙……54~63
8.1剪力墙的计算……54~55
8.2剪力墙底部加强部位……56
8.3剪力墙厚度及截面高度……57
8.4翼墙、端柱、暗梁及连梁……58~60
8.5剪力墙边缘构件……61
8.6剪力墙配筋构造……62~63

9 其他……64~69

编制说明

1. 主要编制依据

建设部建质[2004]46号文"关于印发《二00四年国家建筑标准设计编制工作计划》的通知"

《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068-2001（简称可靠度标准）
《建筑抗震设防分类标准》GB 50223-2004（简称设防分类标准）
《人民防空地下室设计规范》GB50038-94(2003年版)（简称人防规范）
《地下工程防水技术规范》GB50108-2001（简称防水规范）
《建筑结构荷载规范》GB 50009-2001（简称荷载规范）
《建筑抗震设计规范》GB 50011-2001（简称抗震规范）
《混凝土结构设计规范》GB 50010-2002（简称混凝土规范）
《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3-2002（简称高规）
《建筑工程设计文件编制深度规定》建质[2003]84号（简称设计文件深度）
《施工图设计文件审查要点》[2003]2号（简称审查要点）

2. 编制目的

根据现行的国家有关规范、规程，对民用建筑工程设计中由于设计人员的考虑不周和对规范、规程的理解不够全面，造成的一些不当做法和错误，以及在施工图设计文件审查中常出现的问题，进行汇总、整理、分析，并提出改进措施及依据，从而加强设计人员对规范及规程全面、准确的理解，避免类似错误的发生，合理和优化设计，提高设计质量。

3. 主要内容

本图集共分四册。第一册为工程设计管理、荷载与地震作用、地基与基础、第二册为砌体结构，第三册为混凝土结构，第四册为钢结构和空间网格结构。采用图文并茂及对照编排方式给出设计中工程技术人员容易混淆、容易忽视的问题及相关规定和改进措施示例。

本分册主要内容包括：混凝土结构的材料选用、结构布置、结构计算与分析、楼板、梁、柱、框架梁柱节点、剪力墙及其他等。

4. 适用范围

本图集适用于民用建筑或一般工业建筑工程设计，可供设计、审图、监理、施工和管理等部门的技术人员使用。

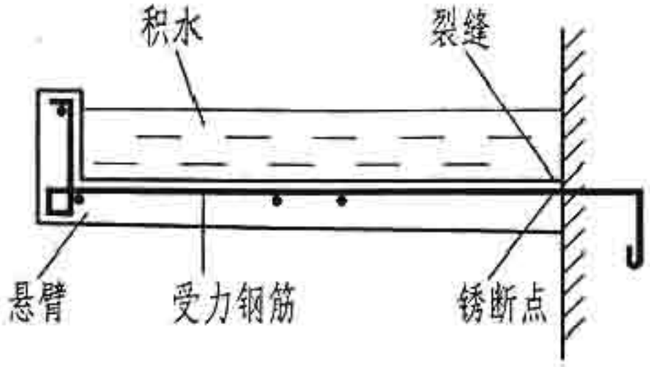
5. 使用说明

5.1本图集所列常见问题是指不符合现行国家规范、规程或不够合理、不够完善的做法，改进措施是指根据规范、规程的规定采取的做法。

5.2鉴于工程的具体情况，解决问题的措施不是唯一的，设计时应根据工程实际情况，注意避免本图集提出的"常见问题"，采取合理的解决措施，不宜拘泥于本图集提供的改进方案。

5.3使用本图集应严格执行国家现行标准、规范和规程的规定，如涉及地方标准，还应协调考虑。

目录、编制说明								图集号	05SG109-3
审核	郁银泉		校对	李文扬		设计	汪洪涛		页	M2

序号	常见问题	改进措施
1.1	耐久性要求	
1.1.1	结构设计时，对混凝土结构的耐久性要求不符合《混凝土规范》的规定。  图1.1.1 雨篷耐久性破坏示意图	**原因分析**：耐久性能是混凝土结构应当满足的基本性能之一，是结构在设计使用年限内正常而安全地工作的重要保证。 结构设计时，仅保证混凝土的强度等级是不够的，仅防止混凝土的碱集料反应也是不够的。因为混凝土结构的耐久性能涉及钢筋和混凝土两大类问题。就混凝土而言，其耐久性不仅与碱集料反应有关，还与碳化、冻融、化学物质侵蚀、温度变化影响、机械作用、生物作用等因素有关；而钢筋的锈蚀，除受混凝土裂缝的影响外，与混凝土中氯离子含量有直接的关系。这也是《混凝土规范》GB50010第3.4.2条限制氯离子含量的原因。对处于室内正常环境的构件，在上述诸因素中，混凝土的碳化及钢筋的锈蚀可能是影响混凝土结构耐久性的最主要因素。 此外，由于构件受力产生的裂缝易造成钢筋锈蚀，也是影响结构耐久性的主要因素。如室外雨篷在根部弯矩最大处混凝土常常开裂，如图1.1.1所示。积水和有害物质侵蚀及冻融、暴晒等反复作用，受力钢筋会严重锈蚀而削弱，甚至导致受力钢筋拉断、雨篷折断塌落。 **改进措施**：《混凝土规范》规定，混凝土结构的耐久性设计应根据环境类别和设计使用年限进行。 (1) 混凝土结构设计使用年限为50年时，其耐久性要求应符合《混凝土规范》第3.4.2条的规定，即应保证混凝土的最低强度等级和最少水泥用量，限制混凝土的氯离子含量、碱含量和最大水灰比，同时还应保证不同类型的构件在不同混凝土强度等级和不同环境类别条件下的混凝土保护层厚度（详见《混凝土规范》第9.2.1条）。 (2) 当混凝土结构设计使用年限为100年时，其耐久性要求在《混凝土规范》第3.4节中有更严格的规定。 (3) 构件设计应满足《混凝土规范》第3.3节中关于裂缝控制等级及最大裂缝宽度限值的要求。

序号	常见问题	改进措施
1.1.2	建筑物内有游泳池和大型浴室时，游泳池和浴室的环境类别划分不当。	**原因分析**：一般情况下，设计人员通常将±0.000以下的基础和构筑物以及室外露天构件等的环境类别，根据当地是否属于严寒和寒冷地区而划分为二b或二a类，±0.000以上结构的环境类别一般划分为一类，但忽略了建筑物内有游泳池和大型浴室的情况，游泳池(含周围构件)和浴室虽在±0.00以上，但处于潮湿的环境下，不属于室内正常环境，不应将其环境类别划分为一类。 **改进措施**：应根据《混凝土规范》GB50010第3.4.1条的规定，将游泳池(含周围构件)和大型浴室等处于潮湿环境下的结构构件的环境类别划分为二a类，并使其耐久性和保护层厚度应符合《混凝土规范》第3.4.2条和第9.2.1条关于二a类环境的要求。
1.2	混凝土强度等级	
1.2.1	结构设计时，与无侵蚀性的水或土壤直接接触的构件、露天环境下的构件，所采用的混凝土强度等级低于《混凝土规范》GB50010第3.4.2条的规定。	**原因分析**：结构设计时，设计人员应根据构件的重要性、受力特征（受弯、受压、抗震与非抗震、预应力与非预应力等）、设计使用年限、构件所处环境类别等因素，合理选用混凝土的强度等级。 在通常情况下，混凝土的强度等级越高，其密实性越好，抗渗能力也越强，因而构件的承载能力和耐久性能也越好。就保证构件有必要的耐久性而言，《混凝土规范》GB50010第3.4.2条对设计使用年限为50年的结构混凝土根据不同环境类别的构件提出了最低混凝土强度等级的要求，设计时应遵照执行。 **改进措施**：(1)钢筋混凝土基础，包括墙下条形基础、柱下独立基础、柱下条形基础、高层建筑筏形基础、桩基础等，一般情况下，均属于与无侵蚀性水或土壤直接接触的构件，在非严寒和非寒冷地区，其环境类别属二a类。除了满足承载力要求，有地下室时还应满足抗渗要求。根据《混凝土规范》第3.4.2条的规定，当设计使用年限为50年时（以下同），其混凝土强度等级不应低于C25，当有可靠工程经验时，也可采用C20。《建筑地基基础设计规范》GB50007规定，钢筋混凝土基础的混凝土强度等级不应低于C20，这与《混凝土规范》的规定，在原则上是一致的。

序号	常见问题	改进措施
	续页	在严寒和寒冷地区，钢筋混凝土基础与无侵蚀性的水或土壤直接接触，由于会发生冻融循环，其环境类别属二b类，《混凝土规范》规定其混凝土强度等级不应低于C30，当有可靠工程经验时，也可采用C25。 (2)室外露天环境下的构件，如雨篷、遮阳板等，受大气及雨雪的交替作用，在非严寒和非寒冷地区，其环境类别属二a类；在严寒和寒冷地区，其环境类别属二b类，应根据《混凝土规范》第3.4.2条的规定，选用其混凝土强度等级。 (3)消防水池等类构筑物，迎水面直接与无侵蚀性水接触，也应根据是否会发生冻融，判定其环境类别是二b类还是二a类，并按《混凝土规范》的规定，确定其最低混凝土强度等级。
1.2.2	结构设计时，未合理选用现浇楼(屋)面板的混凝土强度等级和钢筋强度等级。	**原因分析**：楼(屋)面板是长、宽两个方向尺寸很大、厚度方向尺寸相对较小、主要承受垂直于板面的荷载(永久荷载和活荷载)、以受弯为主的板类构件。 为了保证板类构件安全可靠地工作，《混凝土规范》GB50010既规定了板的最低混凝土强度等级为C20，也规定了其纵向受力钢筋的最小配筋率为$\rho_{min}=0.45f_t/f_y$且不小于0.20%。 由于现浇楼(屋)面板通常与墙、梁相连并整浇，当混凝土收缩和温度变化时，其约束拉应力可能超过混凝土的抗拉强度而发生裂缝，因而其混凝土强度等级也不宜过高。混凝土强度等级的提高，对常用厚度的板类构件受弯承载力的提高贡献很小，故对这类构件的混凝土强度等级不宜选得过高。 从规范对板类构件的最小配筋率规定可知，配筋率随混凝土强度等级的提高而增大，随钢筋强度等级的提高而降低，详见表1.2.2-1。 **改进措施**：适宜的混凝土强度等级为C20～C30，不宜超过C35。过高的混凝土强度等级，会增加楼板因温度变化和收缩引起裂缝的可能性，此外，当板类构件的配筋为最小配筋率时，会使配筋量增加，不合理也不经济，特别是采用HPB235级钢筋时更为明显。 关于钢筋的选用，衡量其经济性的不是钢筋的实际价格，而是它的强度价格比，即每元钱可购得的单位钢筋

序号	常见问题	改进措施
	续页	的强度。常用钢筋的强度价格比见表1.2.2-2。由此表可见在设计中宜采用HRB400级钢筋。 强度价格比高的钢筋经济性较好，不仅可以减少配筋率，从而减少配筋量，方便施工，而且还减少了钢筋在加工、运输和施工等方面的各项附加费用。所以，就钢筋的强度价格比(经济性)而言，板类构件的受力钢筋，不宜采用HPB235级钢筋，宜采用HRBB335级钢筋或HRB400级钢筋。这两类钢筋除强度高外，延性及锚固性能也很好，不必象HPB235级钢筋那样锚固时末端还要加弯钩。当然，采用这两种钢筋做板的受力钢筋时，对大跨度板应保证正常使用状态下最大裂缝宽度及挠度符合要求。

表1.2.2-1 板类受弯构件受拉钢筋的最小配筋率（%）

混凝土	强度等级		C20	C25	C30	C35
	f_t (N/mm²)		1.10	1.27	1.43	1.57
钢筋 f_y (N/mm²)	HPB235级	210	0.24	0.27	0.31	0.34
	HRB335级	300	0.20	0.20	0.21	0.24
	HRB400级	360	0.20	0.20	0.20	0.20

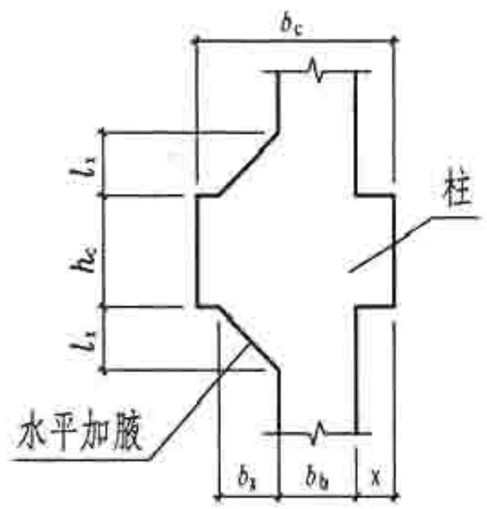
表1.2.2-2 各种钢筋的强度价格比

钢筋种类		强度标准值 (MPa)	强度设计值 (MPa)	钢筋价格	设计强度价格比 (MPa Kg/元)
热轧钢筋	HPB235级 (Φ)	235	210	3020元/t(Φ6.5、8、10盘条)	70
	HRB335级 (Φ)	335	300	2980元/t(Φ12、14)	101
	HRB400级 (Φ)	400	360	3100元/t(Φ12、14)	116

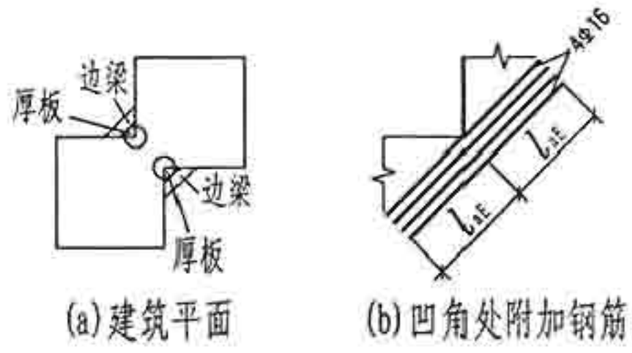
注：钢筋价格系根据2005年11月24日北京市的市场价格。

混凝土结构 材料选用	混凝土强度等级								图集号	05SG109-3
审核	汪洪涛		校对	张军		设计	张震		页	4

序号	常见问题	改进措施
1.3	**钢筋选用和代换**	
1.3.1	设计抗震等级为一、二级的钢筋混凝土框架时，未对普通纵向受力钢筋的力学性能提出要求。	**原因分析**：《抗震规范》GB50011规定了普通纵向受力钢筋的抗拉强度实测值与屈服强度实测值的比值最小值，是为了保证当构件某个部位出现塑性铰后，塑性铰处有足够的转动能力和耗能能力；规定钢筋的屈服强度实测值与强度标准值的比值最大值，则是为了有利于实现强柱弱梁、强剪弱弯这一抗震设计原则。 **改进措施**：结构设计时，在结构设计文件中(一般是在结构设计总说明中)，应根据《抗震规范》第3.9.2条的规定，明确要求抗震等级为一、二级的框架，其普通纵向受力钢筋的抗拉强度实测值与屈服强度实测值的比值不应小于1.25；屈服强度实测值与强度标准值的比值不应大于1.30。
1.3.2	抗震设计时，未对主体结构中纵向受力钢筋的替代原则做出规定。	**原因分析**：如果不规定主体结构纵向受力钢筋的替代原则，常会使替代后的纵向受力钢筋的总承载力设计值大于原设计的纵向受力钢筋的总承载力设计值，从而可能造成构件抗震薄弱部位转移，也可能造成构件在受其影响的部位发生混凝土脆性破坏(混凝土压碎、构件剪切破坏等)。 **改进措施**：在结构设计文件中，应根据《抗震规范》GB50011第3.9.4条的规定，明确要求主体结构纵向钢筋受力钢筋替代时，应按照钢筋受拉承载力设计值相等的原则换算，并应满足正常使用极限状态(如挠度、裂缝宽度验算等)和抗震构造措施(如最大及最小配筋率、保护层厚度、钢筋间距等)的要求，特别是以强度等级较高的钢筋替代原设计中的纵向受力钢筋时，还应注意上述替代引起钢筋延性(强屈比、塑性设计条件等)变化的影响。

序号	常见问题	改进措施
2.1	结构体系及构件布置	
2.1.1	框架梁、柱中心线宜重合，而当梁、柱中心线偏心距大于柱截面该方向宽度的1/4时，未采取任何措施。	**原因分析**：框架梁、柱中心线不重合，会使框架柱和梁柱节点受力性能恶化。当框架梁、柱中心线偏心距大于柱截面该方向宽度的1/4时，在水平地震力作用下的节点核心区不仅出现斜裂缝，而且梁下方柱内还有竖向劈裂裂缝产生。 **改进措施**：最常采用的措施是框架梁水平加腋，如图2.1.1所示。加腋厚度可取梁截面高度，平面尺寸则宜符合《高规》JGJ3第6.1.3条的规定： $b_x / l_x \leqslant 1/2$ $b_x / b_b \leqslant 2/3$ $b_x + b_b + x \geqslant b_c / 2$ 框架梁加腋后，可以明显改善框架梁、柱节点承受反复荷载的能力。  图2.1.1 框架梁水平加腋示意图

序号	常见问题	改进措施
2.1.2	框架结构抗震设计时，采用框架和部分砌体墙混合承重的形式。	**原因分析**：框架结构和砌体结构是两种截然不同的结构体系，结构材料性质完全不同(前者可以认为是延性材料，后者为脆性材料)，其抗侧力刚度、变形能力等相差亦很大，在地震作用下不能协同工作。震害表明，如果将它们在同一建筑中混合使用，地震发生时，抗侧力刚度远大于框架的砌体墙会首先遭到破坏，导致框架的内力急剧增加，然后导致框架破坏甚至倒塌。 **改进措施**：按《高规》JGJ3第6.1.6条的规定：在地震区，不应采用框架和砌体墙混合承重的形式。例如，不仅框架结构房屋不得采用部分砌体墙承重，框架结构中的楼电梯间、局部突出屋顶的电梯机房、楼梯间、水箱间等，也不得采用砌体墙承重，而应采用框架承重，另设非承重填充墙。
2.2	**楼（屋）盖结构**	
2.2.1	高层建筑抗震设计时，楼板应避免开大洞口或有较大凹入；当楼板开有大洞口或有较大凹入而使结构成为平面不规则的结构时，未对被削弱的楼板或容易产生应力集中部位采取加强措施。	**原因分析**：为了保证楼板在平面内有足够大的刚度，也为了防止或减轻建筑物各部分之间振动不同步，限制结构的扭转效应，在结构平面布置时，应尽量使平面简单、规则、对称，避免楼板有较大的外伸或凹入，避免在楼板上开大洞。当楼板有较大的凹入或开有大面积洞口时，除了会使楼板平面内的刚度减弱外，还会使凹入或洞口处与相邻部位间的连接变弱，此外凹入处也容易产生应力集中，地震时常会在这些部位产生较严重的震害。 由于建筑功能的要求，当楼板有较大的凹入或开有较大洞口而使结构成为平面不规则结构时，除了在结构整体计算时，采用考虑楼板平面内变形影响的计算方法外，尚应采取相应的加强措施。 **改进措施**：楼板有较大的凹入时的加强措施主要有： (1)设置拉梁，如图2.2.1-1所示；也可设置拉板，板厚取200～300mm，按暗梁的配筋方式配筋。拉梁、拉板内纵向钢筋的配筋率不宜小于1.0%，纵向受拉钢筋不得搭接，在支座内的锚固长度为l_{aE}。 (2)设置阳台板或不上人的外挑板，如图2.2.1-1所示，板厚不宜小于180mm，双层双向配筋，每层、每向配筋率不

序号	常见问题	改进措施
	续页	宜少于0.25%，并按受拉钢筋锚固在支座内。(3)凹角部位增配斜向钢筋，如图2.2.1-2所示。 楼板开有大洞口时的加强措施主要有：(1)加厚洞口附近的楼板，双层双向配筋，每层、每向配筋率不宜少于0.25%；在洞口角部集中配置斜向钢筋，如图2.2.1-2所示；(2)在洞口边缘设置边梁或暗梁，暗梁宽度可取板厚的2倍，纵向钢筋配筋率不宜小于1.0%。 图2.2.1-1 井字形平面建筑的加强  (a)建筑平面　(b)凹角处附加钢筋 图2.2.1-2 凹角部位楼板的加强
2.3	**变形缝及后浇带设置**	
2.3.1	建筑物的结构单元长度过长或宽度较宽(超过规范规定的伸缩缝最大间距较多)时，除设置后浇带外，未采取其他可靠措施。	**原因分析**：温度变化和混凝土收缩会使混凝土结构产生裂缝。为了把这种裂缝控制在规范允许的范围内，使裂缝不致影响结构的正常使用和耐久性，《混凝土规范》GB50010在借鉴国外规范的基础上，根据我国的具体情况和工程经验，对各类结构伸缩缝的最大间距作出了限制。 在建筑产品商品化的大趋势下，通过设置伸缩缝把过长过宽的建筑物分成较小的独立结构单元，显然是必要的。但在工程设计中，常常由于建筑功能的需要、抗震的要求，以及其他原因，不得不把建筑物的结构单元长度或宽度加大，超过了规范的最大伸缩缝间距。《混凝土规范》第9.1.3条指出，当有“充分依据和可靠措施”时，可适当增大建筑物伸缩缝的间距。

序号	常见问题	改进措施
	续页	要注意的是，这里所指的“充分依据和可靠措施”不应仅理解为已建成的工程这么做了，而应进行必要的全面分析，决定应采取的措施。因为已建成的工程即使不出现裂缝问题，也并不说明照此办法做的其他工程也不会出现问题。 **改进措施**：设置后浇带无疑是减小混凝土收缩效应的重要措施之一，但决不应将后浇带等同于伸缩缝或用后浇带代替伸缩缝，因为两者的作用完全不同。 关于增大建筑物伸缩缝间距的措施，除了设置后浇带外，其他主要措施是：采用收缩小的水泥、减少水泥用量和水灰比、保湿养护，采用膨胀剂补偿混凝土收缩、局部加强配筋、施加预应力、加强保温隔热措施、设置滑移层解除约束、在建筑物顶部留局部伸缩缝(如音叉式伸缩缝)，如图2.3.1所示。 结构工程师应根据工程的具体情况，灵活而有针对性的采用上述措施。

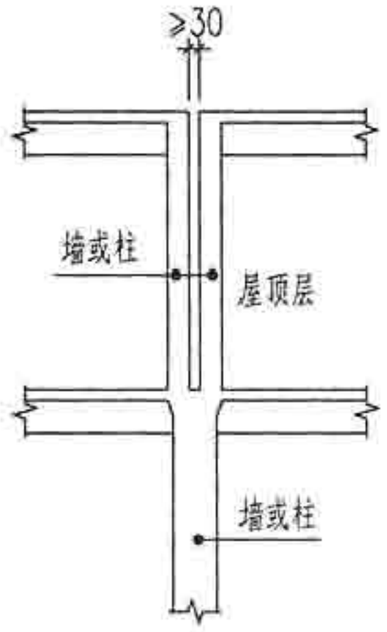


图 2.3.1 屋顶层局部伸缩缝示意图

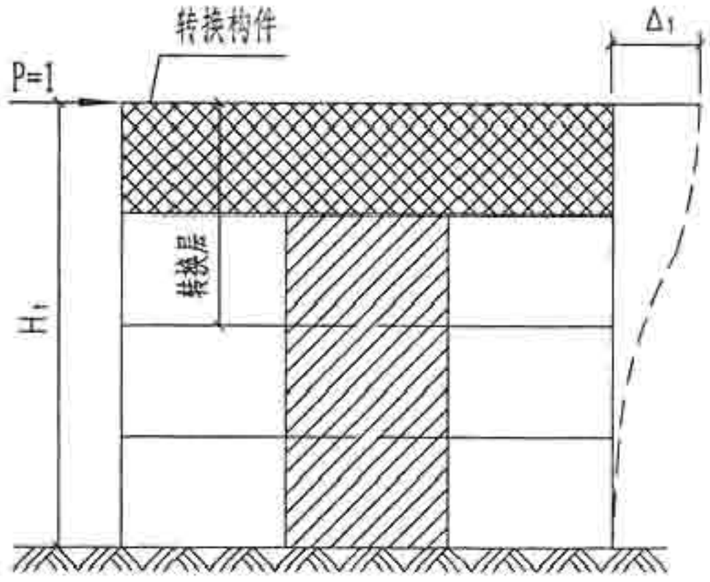
序号	常见问题	改进措施
3.1	计算书内容	
3.1.1	结构设计计算书内容不全，是工程设计中不同程度存在的较为普遍的问题。	**原因分析**：结构设计计算书内容不全是工程设计中不同程度存在的较为普遍的问题，应引起结构工程师们的注意。 由于结构计算在结构设计中的重要性，所以就有必要对结构设计计算书的内容提出最基本的要求。 **改进措施**：一般情况下，较完整的钢筋混凝土结构设计计算书主要应包括以下内容： (1)用电算程序计算时，应注明所采用的计算程序名称、代号、版本及编制单位，计算程序必须经过有效审定（或鉴定），电算结果应经分析认可。 (2)混凝土结构电算计算书应包括：总体信息输入，结构简图，荷载简图，配筋简图，墙、柱底部截面内力简图及D+L计算结果简图，楼层侧向刚度比，重力二阶效应验算，结构整体稳定验算，楼层受剪承载力比，周期及周期比，地震作用振型，楼层地震剪力系数，框架－剪力墙结构及框架－筒体结构框架部分承受的地震倾覆力矩比，地震有效质量系数，总地震剪力，楼层位移及位移比，墙、柱轴压比，框架柱的计算长度系数及超筋超限信息等； (3)建筑装修荷载等电算程序无法完成的荷载计算书；大跨度梁、板构件挠度及裂缝最大宽度计算书，电算程序无法完成的某些受力构件的计算书；补充构件计算书时，应提供构件平面布置简图和计算简图，并注明计算图表或不常用公式的来源； (4)地基承载力计算、地基变形计算（规范有要求时）、基础计算（包括抗弯、抗剪抗冲切计算、人防结构计算、规范要求的抗震验算及必要时的抗浮验算）； (5)复杂结构(包括带转换层的结构、带加强层的结构、错层结构、多塔结构、连体结构及中大型影剧院、体育场馆等)应提供不少于2个不同力学模型程序的计算书； (6)特别不规则的建筑、甲类建筑、《抗震规范》GB50011表5.1.2－1中所列高度范围的高层建筑，应补充时程分析的计算书；《抗震规范》第5.5.2条所列的结构应进行罕遇地震作用下的弹塑性变形验算；

序号	常见问题	改进措施
	续页	(7)高层建筑中的转换层、加强层、连体结构的连接体等，宜补充结构局部的有限元分析计算书； (8)所有的结构计算书均应校审，并由设计、校对、审核人在计算书封面上签字；所有计算书均应装订成册。
3.2	**计算程序及计算模型**	
3.2.1	结构计算简图与施工图不完全相符，未做必要的调整和补充计算复核。	**原因分析**：结构计算简图与施工图相符，这是结构设计最重要的原则之一，也是对结构工程师最基本的要求，详见《抗震规范》GB50011第3.6.6条规定。 结构计算简图与施工图不完全相符，主要发生在地下室和标准层以下各层，屋顶层和其他楼层有时也会发生。这种不完全相符主要表现在：(1)有的剪力墙平面位置及洞口尺寸不符；(2)有的剪力墙洞口数量不符；(3)构件断面尺寸或混凝土强度等级不符；(4)个别部位梁、柱布置不一致。 **改进措施**：为了避免或减少结构计算简图与施工图不完全相符的情况发生，从方案设计阶段开始，初步设计阶段、施工图设计阶段，结构工程师均应同建筑师、设备工程师密切配合，使结构设计既满足建筑功能的需要，又符合结构设计的最基本的要求，例如结构的规则性要求，抗震设计要求等。 在施工图设计开始时，结构工程师进行结构整体计算前，应将结构计算简图与建筑平、立面图、设备布置图逐一核对和确认，使结构计算简图同实际施工图一致。这样才能使计算结果具有真实性，从而保证结构设计的正确性。 当然，在施工图设计过程中，因建筑或设备专业的要求，结构布置做些微调也是可能的，但一定要通过补充计算复核加以妥善处理。

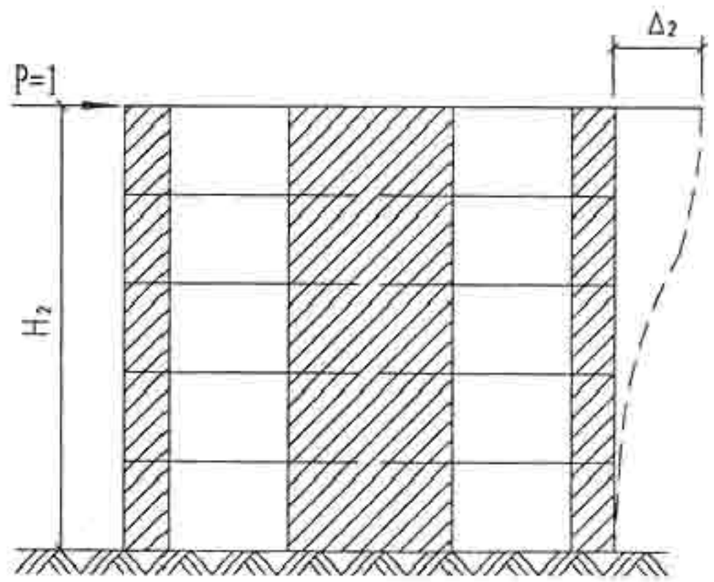
序号	常见问题	改进措施
3.2.2	高层建筑结构整体计算时，未合理假定楼板的刚度。	**原因分析**：结构整体计算时，楼板刚度的合理假定是一个很重要的问题，它不仅影响结构的计算效率，更重要的是它直接决定了计算结果的精度、可靠性和与楼板实际受力的符合程度。 **改进措施**：在工程设计时，应根据《抗震规范》GB50011和《高规》JGJ3的规定，对楼板形状比较规则的普通工程，采用楼板在平面内无限刚、平面外刚度为零的刚性楼板假定；对楼板形状复杂的工程，如有效宽度较窄的环形楼板、有大开洞的楼板、有狭长外伸段的楼板、局部变窄形成薄弱连接部位的楼板、连体结构的狭长连接体楼板等，则应采用符合楼板平面内实际刚度的假定。对于这些形状复杂的楼板，由于楼板平面内刚度有较大削弱且不均匀，楼板平面内的变形会使楼层内抗侧力刚度较小的构件的位移和内力加大，再采用刚性楼板假定就不能保证这些构件的计算结果的可靠性。 应特别指出，在采用符合楼板实际刚度的假定进行结构整体计算时，应补充计算结构在刚性楼板假定下的位移比(楼层最大位移和楼层层间位移之比)、周期比(扭转为主的自振第一周期与平动为主的自振第一周期之比)和楼层侧向刚度比。
3.2.3	抗震设计的多层框架结构采用独立基础，在室外地面以下靠近地面处设置拉梁层时，结构整体计算模型选取不当。	**原因分析**：室外地面以下靠近地面处设置拉梁的多层框架结构，在进行整体抗震计算时，仅假定上部结构嵌固在拉梁顶面处进行一次性整体计算。这种计算方法虽然可以使底层柱在拉梁顶面以上的配筋较为合理，但拉梁层以下基础顶面以上框架柱的配筋、底层顶板框架梁的配筋以及底层拉梁的配筋就未必合理。因为，柱的真正嵌固在基础顶面。 **改进措施**：应再补充一次结构整体计算。其方法是，仍将拉梁层设置为一层，将上部结构嵌固于基础顶面进行计算。多层框架结构设置室外地面附近的拉梁层后，回填土会有一定的约束作用，但与真正的地下室有很大的区别，回填土的相对刚度比取多少合适，影响因素很多，很难定量确定。回填土的相对刚度比取值大了，会使拉梁及底

序号	常见问题	改进措施
	续页	层顶板框架梁的配筋偏少，反之，又会使框架柱的配筋偏少。所以，框架梁(含拉梁)和柱的最终配筋宜取上述两次计算结果中的较大值。 多层框架结构设置拉梁在基础顶面以上时，应定义拉梁层楼板全房间开洞，并采用弹性楼板总刚分析；拉梁的抗震构造措施应符合框架梁的要求，不设箍筋加密区或箍筋直径不符等，都是不正确的。整体计算时也不能遗漏拉梁上可能存在的填充墙等荷载。
3.2.4	底部带转换层的高层建筑结构，未正确计算转换层上部结构与下部结构的侧向刚度比。	**原因分析**:底部带转换层的高层建筑结构，由于竖向抗侧力构件不连续，转换层上部结构与下部结构的侧向刚度会发生突变，为了防止落地剪力墙过早的开裂和破坏，必须对这种刚度突变加以限制。因此《高规》JGJ3要求底部带转换层的高层建筑结构，其转换层上部结构与下部结构的侧向刚度比及其限值应正确计算并应符合该规程附录E的规定。 **改进措施**：对于底部带转换层的高层建筑结构，转换层上部结构与下部结构的侧向刚度比应采用以下方法计算： (1)底部大空间为1层时，采用“等效剪切刚度法”来计算转换层上、下层结构的刚度比 γ。γ宜接近1，非抗震设计时不应大于3，抗震设计时不应大于2。γ可按下式计算： $$\gamma=\frac{G_2A_2}{G_1A_1}\times\frac{h_1}{h_2}$$ 式中，各符号的意义见《高规》附录E。 (2)底部大空间层数大于1层时，采用“等效侧向刚度法”来计算转换层上、下层结构的刚度比 γ_e，γ_e宜接近1，非抗震设计时不应大于2，抗震设计时不应大于1.3。γ_e可按下式计算： $$\gamma_e=\frac{\Delta_1H_2}{\Delta_2H_1}$$

序号	常见问题	改进措施
	续页	式中，各符号的意义见《高规》附录E。 要注意的是，H_1和H_2不能取错了。H_1为转换层及其下部结构(计算模型1)的高度，如图3.2.4(a)所示；当上部结构嵌固于地下室顶板时，取地下室顶板至转换层结构顶面的高度；H_2为转换层上部若干层结构(计算模型2)的高度，如图3.2.4(b)所示，其值应等于或接近计算模型1的高度H_1，且不大于H_1。 (3)当转换层设置在3层及3层以上时，除了采用“等效侧向刚度法”来计算转换层上下层结构的刚度外，还应按照“层剪力与层间位移之比”的方法计算，并使转换层本层的侧向刚度不应小于转换层相邻上一层侧向刚度的60%。当底部大空间层数为2层或1层时，该控制值可取50%。 此外，转换层是楼层竖向抗侧力构件不连续的薄弱层，不管程序判断转换层是否满足上述度刚比要求，都应将转换层设置为薄弱层进行计算。



(a) 计算模型1－转换层及下部结构



(b) 计算模型2－转换层上部部分结构

图3.2.4 转换层上、下等效侧向刚度计算模型

序号	常见问题	改进措施
3.2.5	框架-剪力墙结构在基本振型地震作用下，若框架部分承受的地震倾覆力矩大于结构总地震倾覆力矩的50%时，框架抗震等级划分不当。	**原因分析：** 框架-剪力墙结构是由框架和剪力墙组成的结构体系。在通常情况下，这种结构体系中的柱与剪力墙相比，其抗剪刚度是很小的，在地震作用下，楼层的地震剪力主要由剪力墙承受，框架柱只承受很小的一部分。由于框架－剪力墙结构中框架部分承担的地震倾覆力矩 $M_c=\sum_{i=1}^{n}\sum_{j=1}^{m}V_{ij}h_i$，故在通常情况下，框架部分承担的地震倾覆力矩也只占结构总地震倾覆力矩的很小一部分。这样的结构，其框架部分的抗震等级，应按《抗震规范》GB50011表6.1.2或《高规》JGJ3表4.8.2中类型为框架－剪力墙的结构来划分。 当框架－剪力墙结构在基本振型地震作用下，框架部分承担的地震倾覆力矩大于结构总地震倾覆力矩的50%时，情况就不一样了。这时，剪力墙的作用降低，框架部分成为较主要的抗侧力构件，要承担较大的地震倾覆力矩。在这种情况下，为了保证结构的安全，应当加强框架部分的抗震能力。 **改进措施：**当框架-剪力墙结构在基本振型地震作用下，框架部分承担的地震倾覆力矩大于结构总抗震倾覆力矩的50%时，框架部分的抗震等级不应按规范框架－剪力墙结构中的框架来划分，而应按相同高度的纯框架结构根据《抗震规范》第6.1.2条或《高规》第4.8.2条来划分，柱的轴压比也应按纯框架结构的规定来限制。这种结构的适用高度和高宽比限值则可取框架结构和剪力墙结构两者之间的值，其值的大小可视框架部分承担的地震倾覆力矩的百分比接近零时，取接近剪力墙结构的适用高度和高宽比限值；当框架部分承担的百分比接近100%时，取接近框架结构的适用高度和高宽比限值。

序号	常见问题	改进措施
3.2.6	抗震设计时，框架结构设有少量混凝土墙体，设计未考虑这部分墙体，仅按纯框架结构进行结构分析、配筋计算。	**原因分析**：由于剪力墙的存在，使得结构的地震作用增大，且由于剪力墙抗侧力刚度比框架大，故剪力墙按构造配筋不一定能满足承载力要求，同时剪力墙与框架协同工作，使框架上部受力加大，故按框架结构设计的这部分框架柱也不一定能满足承载力要求。因此，设计不考虑这部分墙体，仅按纯框架结构进行结构分析、配筋计算，无论对框架还是剪力墙都未必是安全的。 **改进措施**：抗震设计的框架结构中，当布置少量剪力墙时，结构分析计算不仅要按纯框架计算，也应按剪力墙与框架的协同工作考虑框架部分的抗震等级应按框架结构划分，剪力墙部分的抗震等级可取与框架相同的抗震等级。 当楼、电梯间位置较偏而产生较大的刚度偏心时，宜采取将此种剪力墙减薄、开竖缝、开结构洞、配置少量单排钢筋等措施，减小剪力墙的作用，并宜增加与剪力墙相连的柱子的配筋。 当多层框架按纯框架结构计算但不能满足框架结构层间位移限值而需要布置少量纵、横向剪力墙时，这样的结构既要按框架-剪力墙结构计算，保证剪力墙的承载能力和结构整体位移满足规范的要求，也要按框架结构(不计入剪力墙)计算，保证框架结构的承载能力和弹塑性层间位移符合规范的规定。

序号	常见问题	改进措施
3.3	**计算内容及参数设置**	
3.3.1	质量和刚度分布明显不对称、不均匀的高层建筑结构，抗震计算时仅计入双向水平地震作用下的扭转影响，但未在计算单向地震作用时考虑偶然偏心的影响。	**原因分析**：《抗震规范》GB50011和《高规》JGJ3都以强制性条文的形式强调，在抗震设计时， 对质量和刚度分布明显不对称、不均匀的结构，应计算双向水平地震作用下的扭转影响。所谓“质量和刚度分布明显不对称、不均匀”的结构，一般是指在刚性楼板假定下，在考虑偶然偏心影响的单向水平地震作用下，楼层最大位移与平均位移之比超过位移比下限1.2较多(例如，对A级高度的高层建筑大于1.4；对B级高度的高层建筑或复杂高层建筑大于1.3)的结构。由于结构平、立面布置的多样性、复杂性，即使是对同一类型的结构，或同一结构的不同构件，大量计算分析表明，计算双向水平地震作用并考虑扭转影响与计算单向水平地震作用并考虑偶然偏心的影响相比，前者并不总是最不利的。 **改进措施**：所以，结构设计时，除计算双向水平地震作用并考虑扭转的影响外，宜根据《高规》第3.3.3条的规定，还应计算单向水平地震作用并考虑偶然偏心的影响，并取二者中的最不利情况进行结构设计。反过来，质量和刚度分布较对称、较均匀的高层建筑结构，仅考虑偶然偏心影响的单向地震作用就可以了。 应当指出，抗震设计时，除高层建筑外，根据《抗震规范》第5.2.3条及其条文说明，对于多层建筑，除平面规则的可通过考虑扭转耦联计算来估计水平地震作用的扭转影响外，凡属该规范第3.4.2条所指的平面不规则多层建筑，如图3.3.1-1、2、3，亦应考虑偶然偏心的影响。

序号	常见问题	改进措施
	续页	

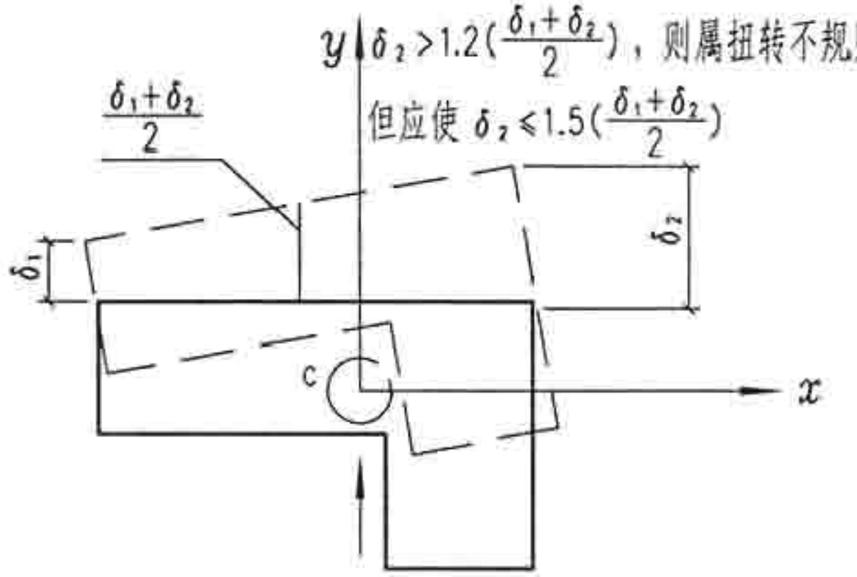


图3.3.1-1 平面扭转不规则

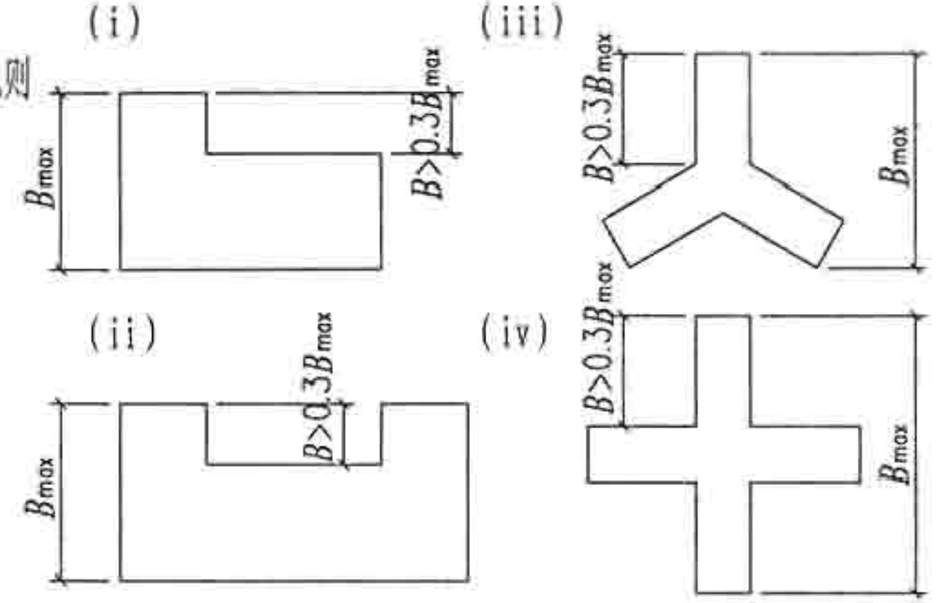
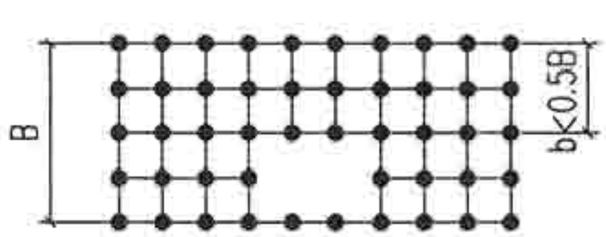
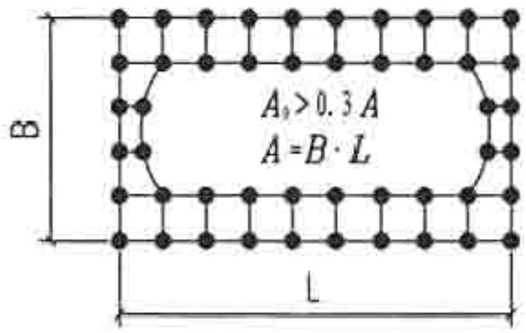


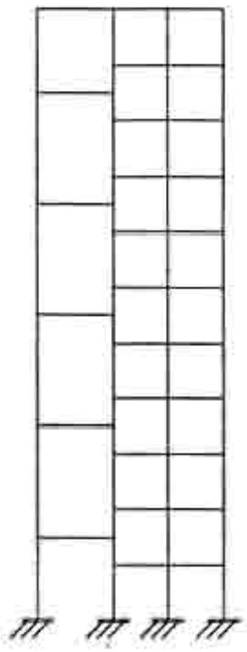
图3.3.1-2 平面凹角或凸角不规则



(i) 平面局部不连续情况一



(ii) 平面局部不连续情况二



(iii) 竖向局部不连续

图3.3.1-3 平面与竖向局部不连续

序号	常见问题	改进措施
3.3.2	高层建筑抗震设计时，当结构有斜交抗侧力构件且交角大于15°时，未进行斜交抗侧力构件方向的水平地震作用计算。	**改进措施**：地震作用实质上是地震引起的地面运动而使建筑物发生强迫振动的一种作用。由于地震作用的大小和方向的复杂性和不确定性，虽然《抗震规范》GB50011允许在建筑结构的两个主轴方向分别计算水平地震作用并进行抗震验算，各方向的水平地震作用由该方向的抗侧力构件承担，但当结构有斜交抗侧力构件且交角大于15°时，为了保证结构的安全，《抗震规范》又规定，应补充计算各斜交抗侧力构件方向的水平地震作用。结构设计时，应取主轴方向和各斜交抗侧力构件方向地震作用效应组合的最不利情况。
3.3.3	不规则框架或高烈度地震区的框架，整体计算时，框架柱的计算长度系数仅采用《混凝土规范》表7.3.11-2中的值，而未按该规范7.3.11条第3款的公式计算。	**原因分析**：《混凝土规范》GB50010表7.3.11-2中提供的框架柱计算长度系数，是在对结构进行弹性分析的基础上结合工程经验确定的经验系数，仅适用于一般多层建筑中梁、柱为常用截面尺寸的刚接规则框架结构。对框架结构二阶效应的研究表明，竖向荷载在有侧移框架中引起的P-Δ效应会增大由水平荷载在柱端截面中引起的弯距M_h，而原则上不增加由竖向荷载引起的弯距M_v。分析研究表明：当M_v与M_h之比偏小时，仍根据现行规范的$\eta-l_0$法，按《混凝土规范》表7.3.11-2取用柱计算长度，对柱子的配筋计算是偏于不安全的。 对于不规则框架，在下列情况下，采用上述经验系数来计算框架柱的计算长度对结构偏于不安全或导致误差较大：(1)框架的柱、梁线刚度比过大时；(2)框架各跨跨度相差较大，或各跨荷载相差较大时；(3)复式框架等复杂框架结构；(4)框架－剪力墙结构中的框架，框架－核心筒结构中的框架等。 在高烈度地震区，由于地震作用产生的弯矩设计值占总弯矩设计值的比例很大，也不宜采用经验系数来确定框架柱的计算长度。因此，《混凝土规范》第7.3.11条第3款规定，当水平荷载产生的弯距设计值占总弯矩设计值的75%以上时，框架柱的计算长度　按规范式式(7.3.11-1)和式(7.3.11-2)中的较小值作为计算长度的取值依据。同时提供的计算公式表明，框架柱的计算长度系数与框架柱、梁的线刚度比相关，物理概念明确，更能真实地反映框架柱失稳时的临界状态，有助于消除采用较小经验系数给结构带来的不安全性。 **改进措施**：轴心受压和偏心受压柱的计算长度l_0可按《混凝土规范》第7.3.11条的规定，根据具体工程实际计算。

序号	常见问题	改进措施
	续页	另外，应当指出：1.由于我国钢筋混凝土多高层房屋结构在设计中通常均按有侧移进行结构分析，因此结构工程师在框架结构电算时，应当在总信息输入的“柱计算长度计算原则”一栏内，确认框架为有侧移框架。2.由于电算程序可能有的局限性，当某些框架柱在楼层处并不总是两个主轴方向均有框架梁相连时，应输出柱的计算长度系数，如发现柱的计算两个主轴方向长度系数与结构的实际情况不符，则应人为干预和修正，以保证柱的配筋安全。
3.4	**计算结果分析与应用**	
3.4.1	A级高度的高层建筑结构整体计算时，在刚性楼板假定下，考虑偶然偏心的位移比超过1.5或周期比大于0.9(复杂高层建筑结构、钢-混凝土混合结构的周期比大于0.85)、或第一振型为扭转振型时，未对结构的平面布置做必要的调整。	**原因分析**：国内外历次大地震的震害表明，平面不规则、质量与刚度偏心和抗扭刚度太弱的结构，在地震时会遭受严重的破坏。国内模拟地震振动台模型试验结果也显示，扭转效应会导致结构的严重破坏。按《高规》JGJ3第4.3.5条的规定：A级高度的高层建筑结构整体计算时，在刚性楼板假定下，若考虑偶然偏心的位移比超过1.5，或周期比大于0.9(复杂高层建筑结构、钢筋混凝土混合结构的周期比大于0.85)，或第一振型为扭转振型时，表明：(1)结构的抗侧力构件布置不合理，导致结构楼层刚心与质心偏移较大；(2)平面虽然对称，但核心筒断面太小，结构整体抗扭刚度不足。此时，应对结构平面布置进行调整，减小结构平面布置的不规则性，避免产生过大的偏心和扭转。 **改进措施**：对结构平面布置进行调整的方法主要是：(1)在可能条件下，将较长的建筑物或不规则的建筑物通过设防震缝分为平面规则的几部分；(2)尽量加强周边或周边某些部位的结构抗侧力构件(框架梁、柱或剪力墙，主要是剪力墙)的刚度，同时适当弱化内部结构的抗侧力构件的刚度；(3)适当加大核心筒的抗扭刚度。 结构平面布置经调整后，如仍有个别指标略为超过设计规范的规定时，则可通过适当提高抗震等级等措施对结构或结构某些构件予以加强。 必要时应按照建设部的有关规定，通过超限抗震专项审查来保证这类不规则结构的安全。

序号	常见问题	改进措施
4.1	**楼板荷载及计算**	
4.1.1	结构整体计算时，风荷载、填充墙荷载等未正确输入。	**原因分析**：采用计算机进行结构整体计算时，除漏输楼面荷载(如漏输地下室顶板填土荷载、建筑装修荷载等)外，未正确输入的荷载主要有：风荷载、填充墙荷载、隔墙荷载、楼(电)梯荷载和阳台荷载等。 **改进措施**：(1)地震区的多层建筑，在整体计算时，应输入风荷载。因为，对高层建筑以外的多层建筑，虽然风荷载不参与地震作用效应和其他荷载效应的基本组合，但不输入风荷载，不计入风荷载的作用，将会使地基和基础的设计不安全。 此外，在低烈度地震区，当风荷载较大时，上部结构常常是由不考虑地震作用效应参与的基本组合控制，不输入风荷载，将会影响上部结构的安全。 (2)对于高层建筑，在输入风荷载时，如果房屋特别重要，且房屋高度超过60m时，则宜按100年一遇的风压输入，而不应按50年一遇的基本风压输入。 (3)填充墙通常是指框架梁、柱间的砌体墙或填堵剪力墙洞口的砌体墙。填充墙作用在梁上应按线荷载输入，不宜折算成等效均布荷载按楼面荷载输入。按楼面荷载输入会使填充墙所在的框架梁的设计偏于不安全。 (4)隔墙通常是指砌筑在楼板上的分隔房间用的墙体。隔墙虽然以线荷载的形式作用在楼板上，但不应仅在墙下的楼板内配置两根或三根构造加强筋，应将隔墙线荷载折算成等效均布荷载与楼面其他荷载进行组合参与楼板的配筋计算。 固定隔墙的线荷载应折算成等效均布永久荷载；非固定隔墙的线荷载可折算成等效均布活荷载，《荷载规范》规定其值应取每延米长墙重（kN/m）的1/3，且不小于1.0 kN/m^2。 (5)在楼面荷载输入时，楼梯间的荷载不能漏输。楼梯荷载输入前，首先要确定该楼梯是民用建筑的普通楼梯还是人员密集的楼梯，如是人员密集的楼梯，其楼梯活荷载标准值应取3.5kN/m^2，而不是2.0kN/m^2或2.5kN/m^2。 楼梯间的荷载按均布荷载输入时，应指定楼梯均布荷载向其支承梁方向传递。在楼面荷载输入时，如楼梯间的荷载

序号	常见问题	改进措施
	续页	均输入为零，则应通过手算将楼梯荷载换算成线荷载输入到相关楼面梁上，以免荷载丢失，影响结构安全。 (6)阳台活荷载标准值通常应取2.5kN/m²。临街的阳台或人群有可能密集时，活荷载标准值应适当加大。作用在阳台上的荷载，可按均布面荷载输入，也可换算成线荷载作用在其支承梁上。
4.1.2	大开间剪力墙结构的外墙较薄(例如厚度为160mm)，现浇楼板设计时假定板沿外墙的支承边为固支，施工图中在该处配置的上部受力纵向钢筋的直径较粗(例如Φ16)，在常用的混凝土强度等级情况下，上部受力纵向钢筋由于锚固不良不能充分发挥其抗拉强度设计值，使板的设计存在隐患。	**原因分析**：大开间剪力墙结构的现浇楼板，若在设计时假定沿外墙的支承边为固支，则要求沿该支承边按计算所需配置的上部纵向受力钢筋在外墙中的锚固长度符合图4.1.2的要求。在常用的混凝土强度等级情况下，当受力钢筋的直径为Φ16mm时，在外墙内的最小水平锚固长度0.4l_a见表4.1.2，由该表可见其长度超过外墙厚度160mm，因而钢筋的锚固性能不良、不能充分发挥其抗拉强度设计值，导致沿上部钢筋方向板的内力(弯距)增大，可能造成使用状态下的裂缝宽度增加和受弯承载力不足，存在隐患。 **改进措施**：大开间剪力墙结构的外墙较薄时，现浇楼板沿外墙支承边，在楼板设计时宜按简支假定进行计算，并沿外墙按《混凝土规范》第10.1.7条的规定配置上部构造钢筋，其直径不宜小于8mm，间距不宜大于200mm，其截面面积不宜小于板跨中相应方向纵向钢筋截面面积的1/3。在设计时应按图4.1.2选择其钢筋直径满足锚固长度的要求。

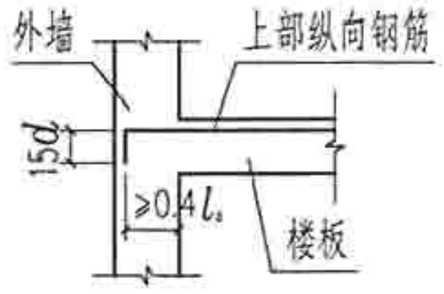


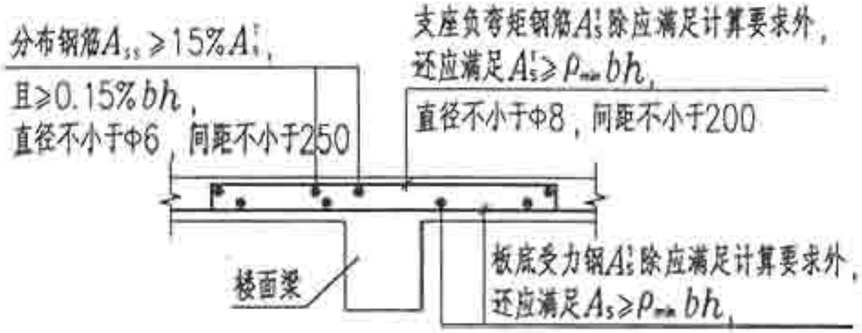
图4.1.2 固支情况上部纵向钢筋的锚固要求

Φ16钢筋的最小水平锚固长度0.4l_a 表4.1.2

钢筋类型	混凝土强度等级	
	C20~C25	C30~C35
HRB335级	288mm	224mm
HRB400级	352mm	256mm

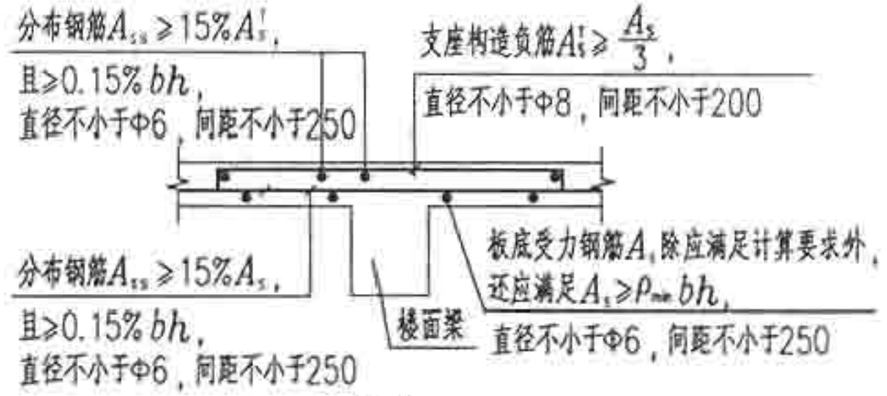
序号	常见问题	改进措施
4.2	**楼板配筋及构造**	
4.2.1	现浇钢筋混凝土楼（屋）面板设计时，只注意了受力钢筋的配筋计算，未合理布置构造钢筋和分布钢筋。	**原因分析**：钢筋混凝土板的构造钢筋主要是指：(1)板简支边的上部构造负筋；(2)板的受力钢筋与其支承梁平行时，沿梁方向布置的与梁垂直的上部构造负筋；(3)控制温度、收缩的构造钢筋。 **改进措施**：合理布置构造钢筋，就是要按《混凝土规范》的规定，满足构造钢筋的最小直径、最大间距限值要求，并保证构造钢筋有必要的配筋面积。比如上述第(1)、(2)项的构造钢筋，因跨度、板厚较大，规范要求其直径不宜小于8mm，间距不宜大于200mm，配筋面积不宜小于受力钢筋面积的三分之一。 “配筋面积不宜小于受力钢筋面积的三分之一”这一条，有两种不同的理解。一种是，不论受力钢筋和构造钢筋是否采用同一强度等级的钢筋，一律将受力钢筋面积除3作为构造钢筋的配筋面积；另一种是，当受力钢筋的强度等级高于构造钢筋时，将受力钢筋的面积换算成与构造钢筋强度等级相同的钢筋的面积，然后除以3作为构造钢筋的配筋面积。显然，后一种构造钢筋配筋方法是正确的。 控制板温度、收缩裂缝的构造钢筋，按规范要求间距为150～200mm，最少配筋面积不宜小于板截面面积的0.1%；并应在板的未配筋表面布置温度、收缩钢筋。 钢筋混凝土板的分布钢筋，主要是指：(1)单向板底面处垂直于受力方向的分布钢筋；(2)垂直于板支座负筋的分布钢筋；除沿受力方向布置受力钢筋外，尚应在垂直受力方向布置分布钢筋。分布钢筋的直径不宜小于6mm，间距不宜大于250mm(集中荷载较大时，间距不宜大于200mm)；单位长度上分布钢筋的截面面积不宜小于单位宽度上受力钢筋截面面积的15%，且不宜小于该方向板截面面积的0.15%。如图4.2.1所示。 应当指出，对普通梁板类受弯构件，当混凝土强度等级采用C20～C35、受力钢筋选用HRB335级钢筋或HRB400级钢筋时，可以获得较好的性价比。

序号	常见问题	改进措施
	续页	



1-1

图4.2.1-1 双向板分布钢筋



2-2

图4.2.1-2 单向板分布钢筋

注：上图中支座构造负筋及其分布筋仅用于两对边支承板、长短边之比大于等于3的板；当长短边之比大于2小于3并按按单向板计算时，支座构造负筋及其分布筋宜适当加强。

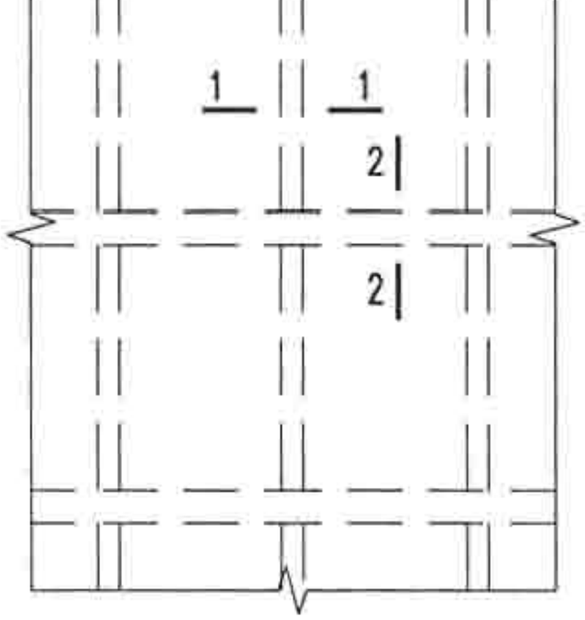
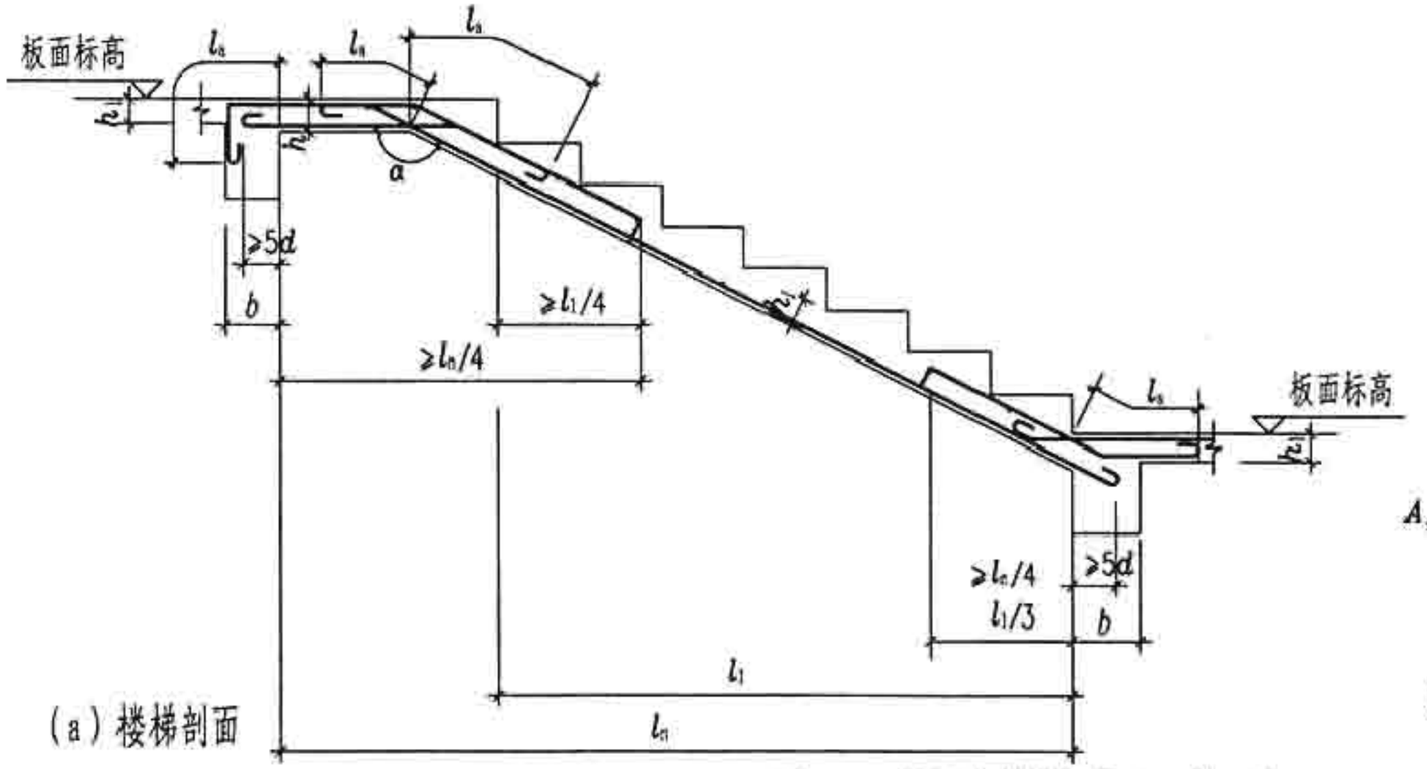


图4.2.1-3 平面示意图
(2-2剖面是按单向板计算时的平面位置)

序号	常见问题	改进措施
4.2.2	设计折板式楼梯时，平台板段的板厚小于斜梯板段的板厚，板底纵向受力钢筋在内折角处未交叉锚固在板的受压区l_a。	**原因分析**：现浇钢筋混凝土板式楼梯当平台板处由于种种原因不允许布置梁时，常常设计成折板式楼梯。设计折板式楼梯时，应使平台板段的板厚等于斜梯板段的板厚。因为，折板式楼梯平台板段的长度与整个折板式楼梯跨长之比是变化的；如果平台板段的板厚小于斜梯板段板厚，当平台板段的长度较大时，取折板式楼梯跨中弯矩按斜梯板厚度算出的板的配筋很可能无法保证楼梯板内折角处截面的安全。为了简化配筋计算，工程习惯上总是使折板式楼梯水平板段的板厚等于斜梯板段的板厚。 **改进措施**：折板式楼梯在配筋时，不应让板底纵向受力钢筋在内折角处连续通过，而应使板底纵向受力钢筋在内折角处交叉锚固l_a，如图4.2.2所示。因为板底纵向受力钢筋在内折角处连续通过时，纵向受力钢筋的合力会使内折角处板的混凝土保护层向外崩出，从而使钢筋失去粘结锚固力(钢筋和混凝土之间的粘结锚固力是钢筋和混凝土能够共同工作的基础)，最终可能导致楼梯板折断而破坏。  图4.2.2 折板式楼梯板厚及配筋示意图

序号	常见问题	改进措施
4.2.3	刀把形板配筋计算及配筋构造有误。	**改进措施**：刀把形板如图4.2.3所示，在设计时将小板AGEF作为大板ABCDE的支座板，板AGEF除了承受自身荷载外，还承受大板传来的荷载，刀把形板的内力计算宜采用计算机软件进行。 配筋构造上要保证大板的受力钢筋放在支座板(小板)受力钢筋之上。如图4.2.3所示，当小板A-E方向跨度较大时，还应在AE附近配置板底附加正钢筋。
4.2.4	同一区格内局部降板时，配筋计算及构造有误。	**改进措施**：同一区格内，当板面标高不同时(例如住宅建筑中同一区格内的楼板因局部设置标高较低的厨房、卫生间等)，若标高不同的相邻板块边界为一条直线，则可在边界处设次梁或暗梁，按各小板块进行配筋设计；梁、板整体现浇。若相邻板块的边界为折线无法在边界处设次梁或暗梁，按整个区格为一块大板进行配筋设计。如图4.2.4(a)、(b)所示。

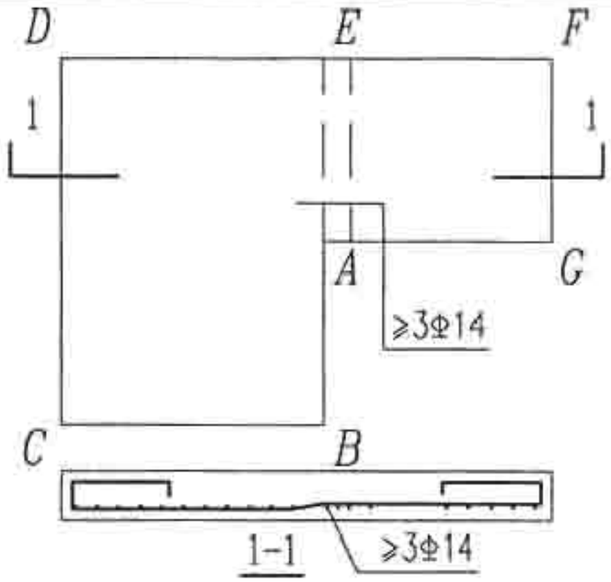
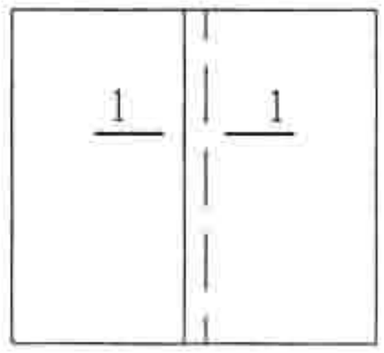
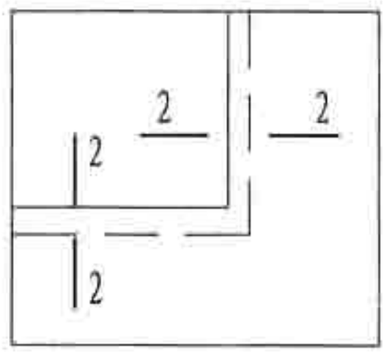


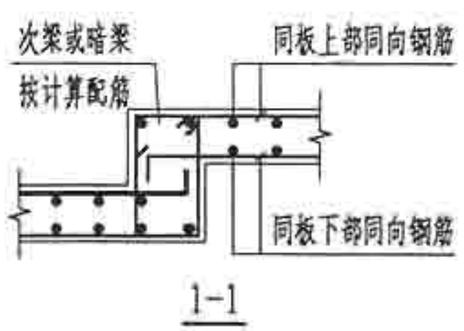
图4.2.3 刀把形板的配筋示意图



(a)相邻板块边界为直线



(b)相邻板块边界为折线



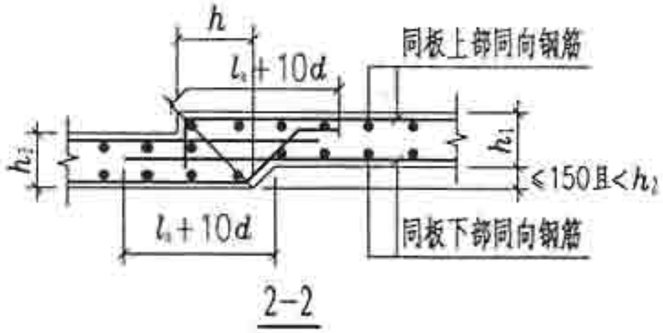


图4.2.4 同一区格板板面标高不相同时的配筋示意图

序号	常见问题	改进措施
4.3	**特殊部位楼板加强措施**	
4.3.1	带转换层的高层建筑，转换层楼板的受力钢筋未在边梁或墙体内锚固$l_{aE}(l_a)$，楼板边缘和较大洞口边未设边梁。	**原因分析**：带有转换层的高层建筑结构，由于竖向抗侧力构件不连续，其框支剪力墙的大量剪力在转换层处要通过楼板才能传递给落地剪力墙，因此必须加强转换层楼板的刚度和承载力，以保证传力直接和可靠。但在工程设计中，有相当数量的设计者仅按《高规》要求在转换层楼板内配置了双层双向钢筋，却没有将钢筋应在边梁或边墙内锚固$l_{aE}(l_a)$。 **改进措施**：《高规》JGJ3要求转换层楼板应采用现浇楼板，板的厚度不宜小于180mm，混凝土强度等级不应低于C30，应双层双向配筋，且每层每方向的配筋率不宜小于0.25%，并要求楼板中的钢筋应锚固在边梁或墙体内$l_{aE}(l_a)$，如图4.3.1-1所示。 《高规》还要求，落地剪力墙周围的转换层楼板和筒体外周围的转换层楼板不宜开洞；转换层楼板边缘和较大洞口周边应设置边梁，其宽度不宜小于楼板厚度的2倍，纵向钢筋的配筋率不应小于1.0%，如图4.3.1-2所示，边梁钢筋接头宜采用机械连接或焊接。设置边梁以及要求钢筋接头采用机械连接或焊接，也是工程设计中容易被忽视的问题。 此外，《高规》还要求，与转换层楼板相邻的楼板应适当加强，可理解为包括板厚和配筋的加强，工程设计中也应受到重视。

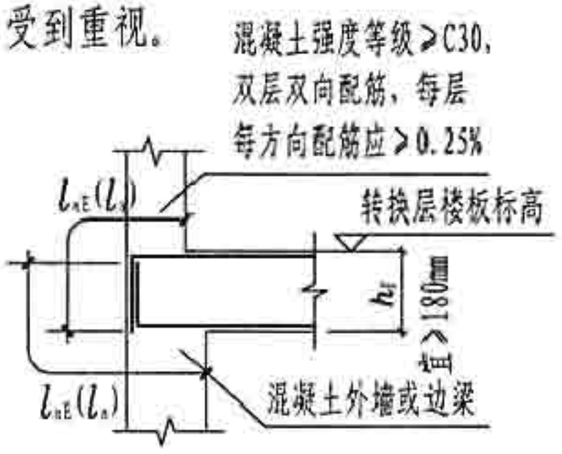
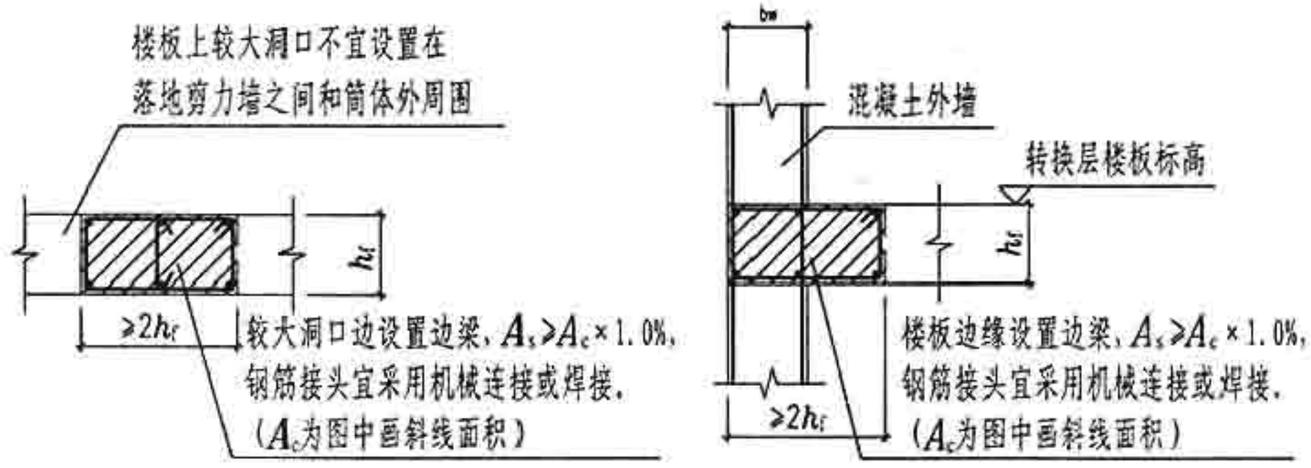


图4.3.1-1 转换层楼板钢筋锚固要求



（a）楼板洞口部位　　（b）楼板洞边缘部位

图4.3.1-2 转换层楼板边梁配筋构造

序号	常见问题	改进措施
4.3.2	建筑物有多层地下室，当地下一层外墙内移时，未在墙下布置楼面梁和柱，也未加强墙下两侧的楼板。	**原因分析**：建筑物有多层地下室时，由于建筑功能的需要，有时会要求房屋纯地下室一侧或两侧的部分地下室外墙在地下一层内移，使地下室在地下一层底板处形成部分不落地的剪力墙深梁。 地下室的地下一层外墙内移后，该墙除承受地下室结构楼盖传来的荷载和自重外，尚要承受土压力、水压力(当地下水位较高时)、地面荷载等水平荷载的作用，而且在地震区当此种墙距上部结构较近但不是上部结构的一部分时，墙平面内仍会有水平地震作用引起的内力。所以，地下室的地下一层外墙内移后，受力更为复杂。为了保证内移后的地下室外墙能安全可靠地受力和传力，除了按工程习惯把这种墙作为仅承受水平荷载作用的受弯墙板（挡土墙）计算配筋外，应在墙下设楼面梁或柱。墙下的楼面梁和柱其配筋除满足计算要求外，构造措施尚应符合相应抗震等级（或非抗震）的框支梁、框支柱的有关规定。 **改进措施**：为了承受墙底（挡土墙底）由土压力等水平荷载产生的弯矩，宜适当加厚墙底两侧楼板的厚度，并采用双层双向配筋，以避免墙下的楼面梁受到过分的扭转，如图4.3.2所示。

序号	常见问题	改进措施
	续页	

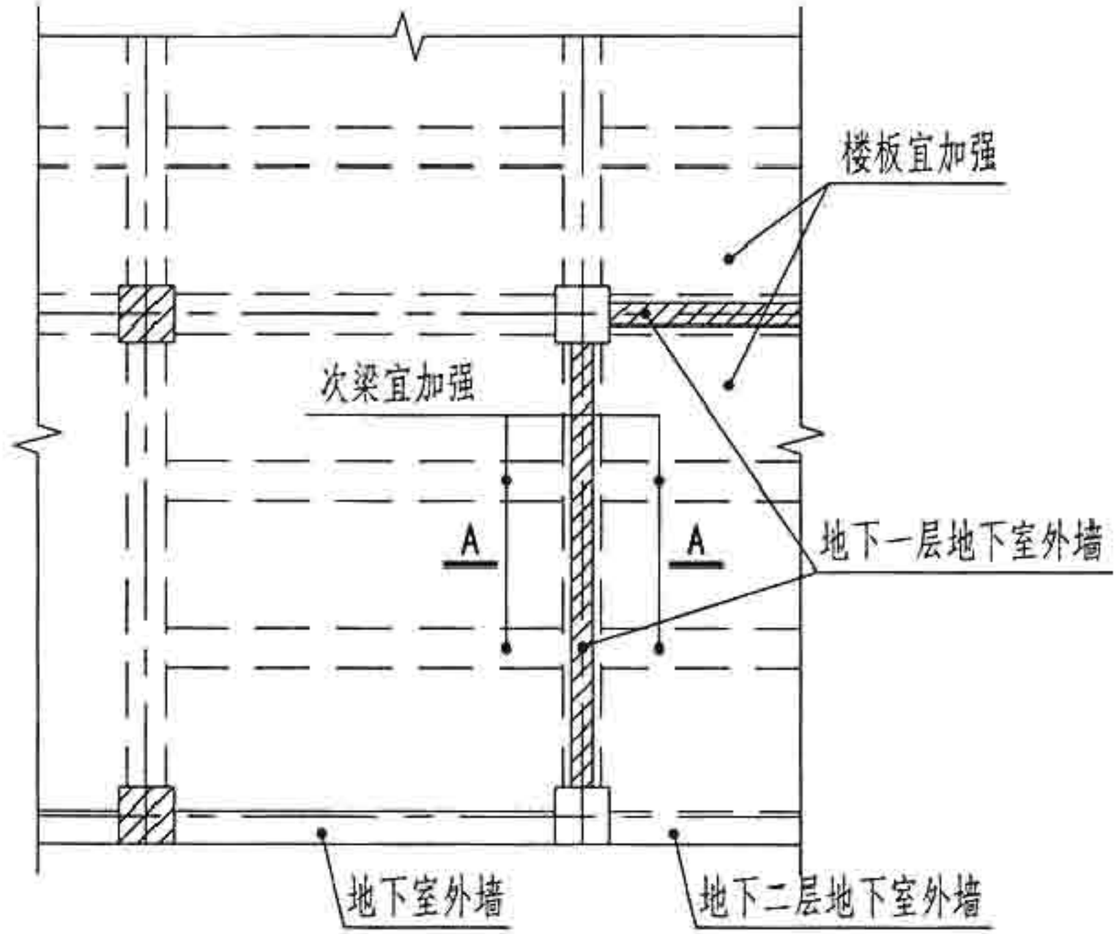
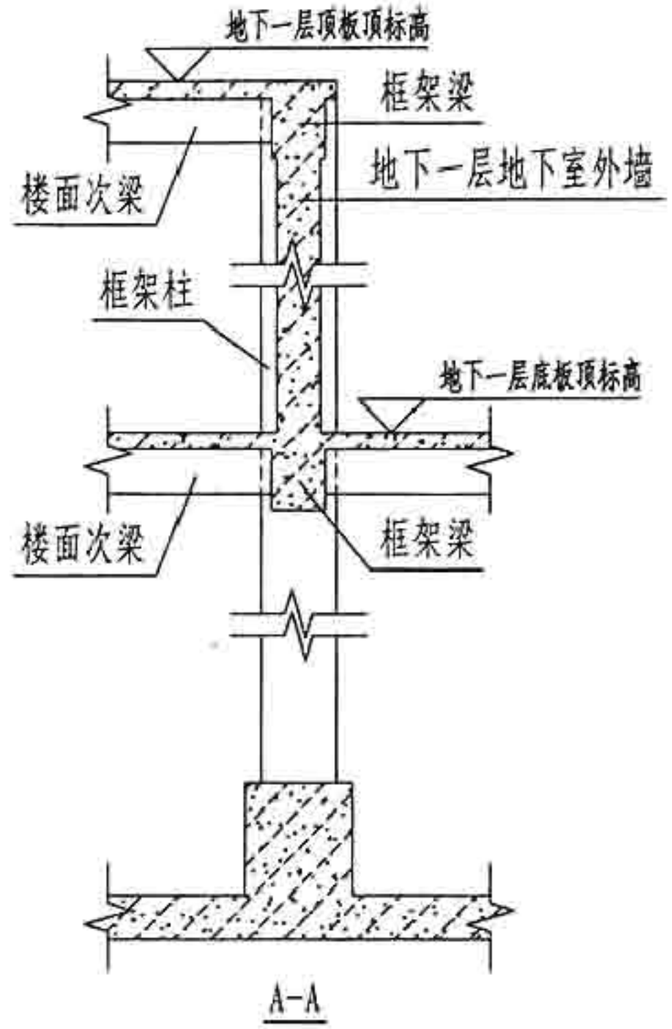


图4.3.2 地下室外墙内移时加强措施

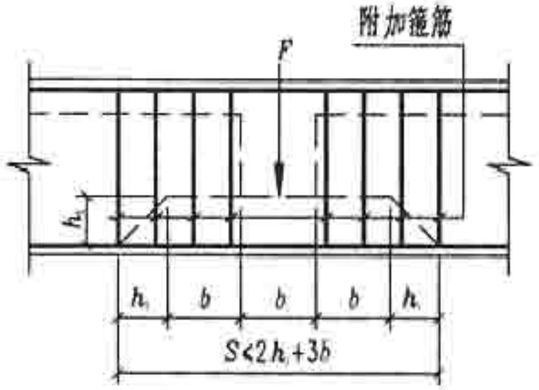
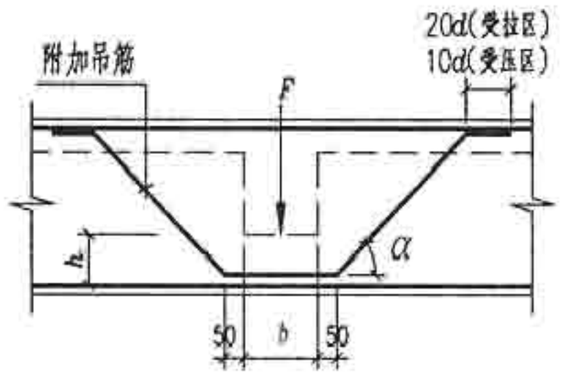


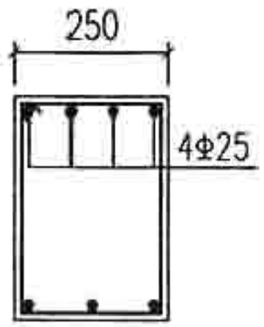
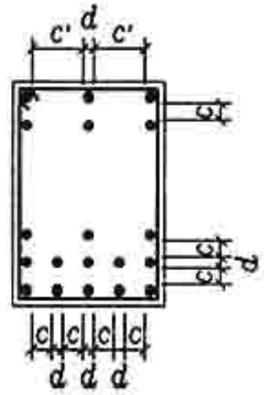
A-A

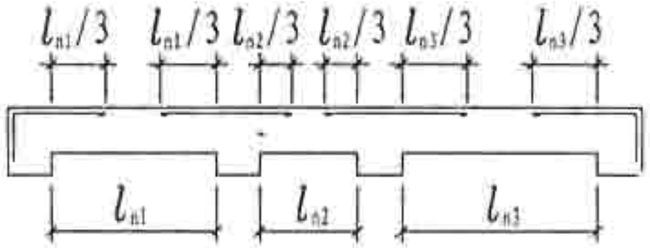
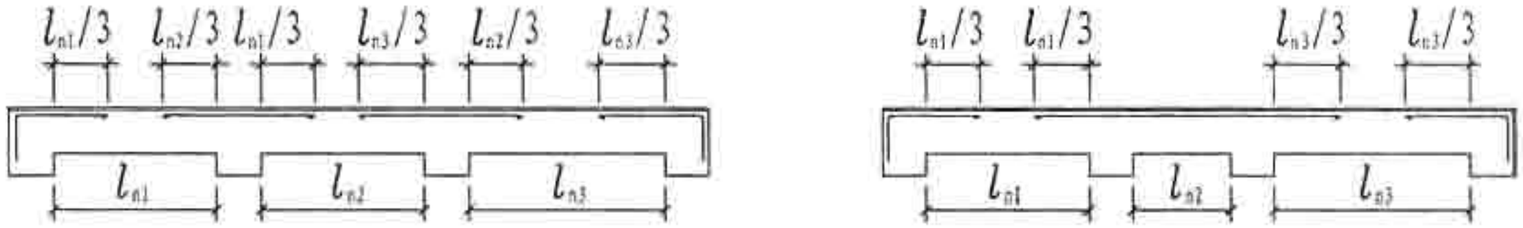
混凝土结构 楼板		特殊部位楼板加强措施						图集号	05SG109-3
审核	汪洪涛		校对	张军		设计	王若南	页	29

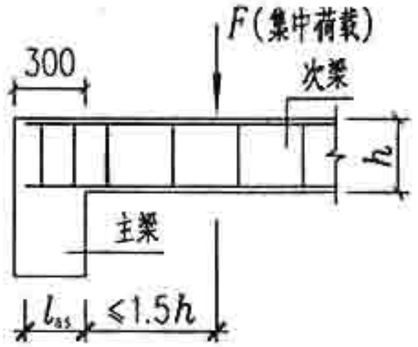
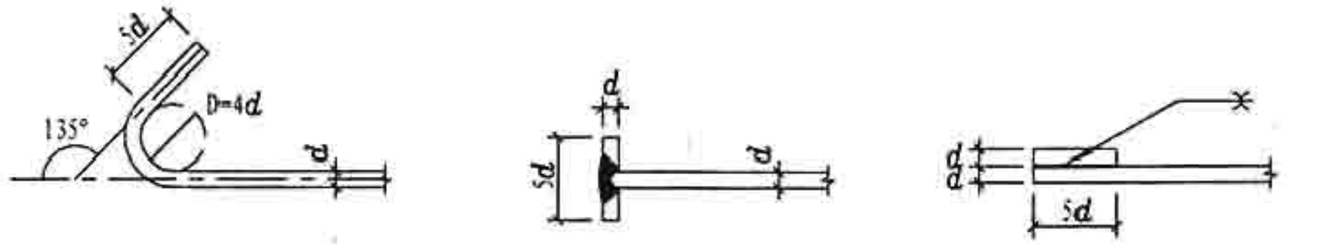
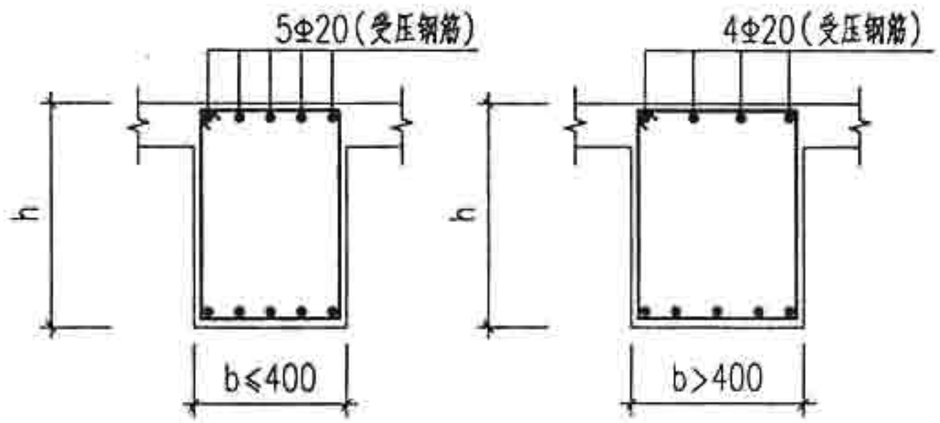
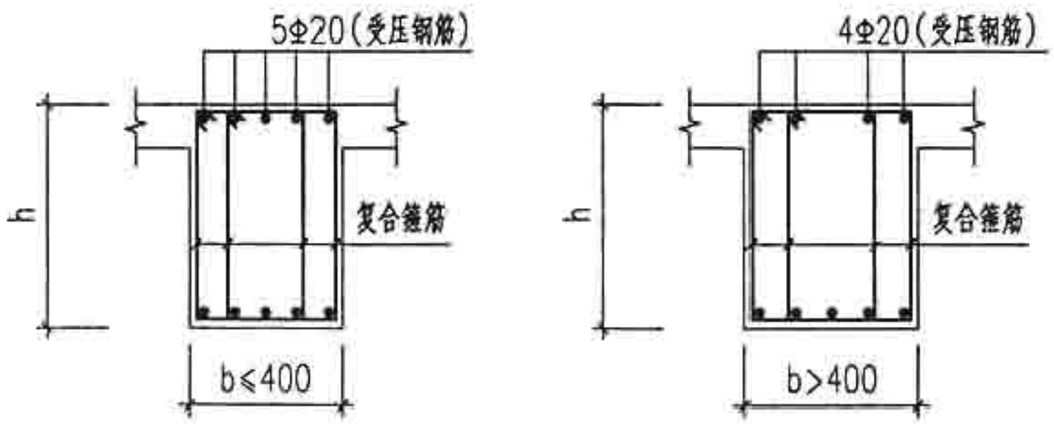
序号	常见问题	改进措施
5.1	梁的计算	
5.1.1	8度、9度抗震设计时，高层建筑中的大跨度和长悬臂结构未考虑竖向地震作用。	**改进措施**：《高规》JGJ3规定，下列情况应考虑竖向地震作用的影响：(1)9度抗震设防的高层建筑；(2)8度、9度抗震设防的大跨度或长悬臂结构；(3)8度抗震设防的带转换层结构的转换构件；(4)8度抗震设防的连体结构的连接体。 “大跨度或长悬臂”有两种情况：一是一幢建筑物只有个别构件为长悬臂或大跨度构件，二是结构本身为长悬臂或大空间，但不管哪一种情况，8度和9度时都必须考虑竖向地震作用。 关于大跨度或长悬臂的界定，通常认为：9度和9度以上时，跨度≥18m的屋架、跨度≥4.5m的悬挑梁、跨度≥1.5m的悬挑板；8度时，跨度≥24m的屋架或网架、跨度≥6.0m的悬挑梁、跨度≥2.0m的悬挑板，应考虑竖向地震作用。竖向地震作用的计算比较复杂。大跨度结构、长悬臂结构、转换层结构的转换构件、连体结构的连接体等，在没有更精确的计算手段时，一般均可采用如下方法近似考虑竖向地震作用：竖向地震作用标准值，8度和9度时可分别取该结构、构件重力荷载代表值的10%和20%；当设计基本地震加速度为0.3g时，取该结构、构件重力荷载代表值的15%。
5.1.2	框架结构的边梁，当无外挑板或现浇楼板刚度较大时，将楼板与梁按刚接设计，且未配置边梁的抗扭箍筋和纵筋。	**原因分析**：楼板与框架结构的边梁按刚接设计时，边梁受扭，未配置边梁的抗扭箍筋和纵筋，会造成梁的抗扭承载力不满足要求。若分析软件对梁的扭矩折减整个结构仅用同一个系数，这可能会使边梁的计算扭矩比实际受力小，即使按计算扭矩配置边梁的抗扭箍筋和纵筋，也可能会造成梁的抗扭承载力不满足要求。 **改进措施**：应根据实际结构算出边梁的扭矩(边梁的扭矩不宜折减)，据此算出其抗扭箍筋和纵筋，并应满足抗扭构造配筋要求。但当楼板与框架结构的边梁按铰接设计时，或合理布置楼(屋)面结构时，若边梁不受扭，一般可不配置抗扭箍筋和纵筋或仅配置抗扭构造钢筋。

序号	常见问题	改进措施
5.1.3	将弧线形梁简化成直线形梁计算内力及配筋，未配置抗扭箍筋和纵筋。	**原因分析**：弧线形梁是空间曲梁，截面内力除弯距、剪力外还有扭矩。因而不配置抗扭箍筋和纵筋，会造成此梁的抗扭承载力不满足要求。 **改进措施**：应根据实际结构算出弧线形梁的扭矩，据此算出其抗扭箍筋和纵筋，并应满足抗扭构造配筋要求。
5.1.4	框架梁上有次梁时，梁的箍筋配置，支座附近区段根据梁支座边缘处截面的剪力设计值计算并满足构造要求；但梁中间区段则只是简单将支座附近的箍筋间距加大一倍配置，不满足抗剪承载力要求。	**原因分析**：框架梁跨中有次梁或承受较大集中力时，其截面剪力设计值往往在整个跨内相差不大，不根据梁的具体受力情况，仅简单地将支座附近的箍筋间距加大一倍配置在跨中各处，有可能造成跨中各截面抗剪承载力不足。 **改进措施**：除选取框架梁支座边缘处截面计算外，尚应选取有次梁或有较大集中力处截面作为剪力设计值的计算截面；对变截面梁、箍筋配置有变化的梁、配置弯起钢筋抗剪的梁，尚应按《混凝土规范》GB50010第7.5.2条的规定，确定若干个剪力设计值的计算截面，计算其抗剪承载力并根据构造要求配置箍筋。
5.1.5	主梁下部或其截面高度范围内作用集中荷载(比如有次梁)时，认为经计算配置的箍筋已满足截面抗剪承载力要求，故没有配置附加横向钢筋。	**原因分析**：当集中荷载在梁高范围内或梁下部传入时，为防止集中荷载影响区下部混凝土拉脱并弥补间接加载导致的梁斜截面受剪承载力的降低，应在集中荷载影响区范围内加设附加横向钢筋。不允许用布置在集中荷载影响区内的受剪钢筋代替附加横向钢筋。 **改进措施**：应按《混凝土规范》GB50010第10.2.13条要求设置附加横向钢筋。附加横向钢筋宜采用箍筋，也可采用吊筋或箍筋加吊筋，如图5.1.5-1，2所示。附加横向钢筋所需的总截面面积按下式计算： $A_{sv}=F/(f_{yv}\sin\alpha)$ 式中 A_{sv}-承受集中荷载所需的附加横向钢筋总截面面积；当采用附加吊筋时，A_{sv}应为左、右弯起段截面面积之和； F-作用在梁的下部或梁高范围内的集中荷载设计值；

序号	常见问题	改进措施
	续页	α-附加横向钢筋与梁轴线间的夹角。 当传入集中力的次梁宽度b过大时，宜适当减小由$(2h_1+2b)$所确定的附加横向钢筋布置宽度。当次梁与主梁高度差h_1过小时，宜适当增大附加横向钢筋的布置宽度。 当有两个沿梁长度方向相互距离较小的集中荷载作用于梁高范围内时，可能形成一个总的拉脱效应和一个总的拉脱破坏面。偏安全的做法是，在不减少两个集中荷载之间应配附加横向钢筋数量的同时，分别适当增大两个集中荷载作用点以外的附加横向钢筋数量。  图5.1.5-1 附加箍筋  图5.1.5-2 附加吊筋
5.1.6	支承在地下室外墙上的大跨度梁，由于要求承受消防车荷载、覆土荷载等，梁截面高度远大于外墙厚度，支承处外墙上未设置扶壁柱或暗柱等措施，而计算时却按梁端与外墙刚接来考虑梁跨中的配筋，与结构实际受力情况不符。	**改进措施**：支承在地下室外墙上的梁，应根据其支座实际约束情况进行内力和配筋计算，较大跨度的梁宜在支座处墙内设置扶壁柱或暗柱等措施。 当梁端与外墙交接处不具备刚接条件时，梁跨中配筋应按梁端与外墙铰接进行内力和配筋计算，否则不安全。

序号	常见问题	改进措施
5.2	**梁的配筋构造**	
5.2.1	梁纵向受力钢筋水平方向的净间距不满足规范规定。如：梁宽为250mm，经计算支座负筋面积为1964mm²，用4Φ25一排配置，如图5.2.1-1所示：  图5.2.1-1	**原因分析**：为了使混凝土对钢筋有可靠而足够的握裹力，保证两者共同工作，《混凝土规范》第10.2.1条规定：梁上部纵向钢筋水平方向的净间距c′(钢筋外边缘之间的最小距离)不应小于30mm和1.5d(d为上部钢筋的最大直径)；下部纵向钢筋水平方向的净间距c不应小于25mm和d。梁的下部纵向钢筋配置多于两层时，两层以上钢筋水平方向的中距应比下面两层的中距增大一倍。各层钢筋之间的净间距c不应小于25mm和d(d为下部钢筋的最大直径)，如图5.2.1-2所示。而图5.2.1-1梁上部纵向钢筋的配置显然不满足规范要求。 **改进措施**：解决此类问题的办法通常有：加大钢筋直径减少钢筋根数或改配两排筋或加大梁宽等。  图5.2.1-2
5.2.2	框架梁端截面的底部和顶部纵向受力钢筋截面面积的比值不符合规范规定，如一级抗震比值小于0.5，二、三级抗震比值小于0.3。	**原因分析**：考虑由于地震作用的随机性，在较强地震下梁端可能出现较大的正弯矩，该正弯矩有可能大于考虑多遇地震作用的梁端组合正弯矩。若梁端下部纵向受力钢筋配置过少，将可能发生下部钢筋的过早屈服甚至拉断。提高梁端下部纵向受力钢筋的数量，也有助于改善梁端塑性铰区在负弯矩作用下的延性性能。因此，在梁端箍筋加密区内，下部纵向受力钢筋不宜过少，下部和上部钢筋的截面面积应符合一定的比例。 **改进措施**：《混凝土规范》GB50010第11.3.6条第2款规定：框架梁端截面的底部和顶部纵向受力钢筋截面面积的比值，除按计算确定外，一级抗震等级不应小于0.5，二、三级抗震等级不应小于0.3。此条为强制性条文，应严格遵守，设计时应根据内力调整配筋，满足规范规定。

序号	常见问题	改进措施
5.2.3	承受均布荷载的不等跨连续梁，中间跨支座负筋需截断时，均在本跨内距支座$1/3l_n$(l_n为本跨净跨长)处截断，错误做法如图5.2.3-1所示：  图5.2.3-1	**原因分析**：在连续梁的中间，支座负弯矩纵向受拉钢筋在向跨内延伸时，应根据弯矩包络图在适当位置截断。对不等跨连续梁，小跨的弯矩包络图表明往往在跨中和支座均有负弯矩，甚至两者弯矩值接近。这种情况下，若支座负弯矩纵向受拉钢筋均在本跨内距支座$1/3l_n$(l_n为本跨净跨长)处截断，则很可能造成本跨梁跨中$1/3l_n$范围内各截面的负弯矩承载能力不足。 **改进措施**：钢筋混凝土梁中间支座负弯矩纵向受拉钢筋截断时，《混凝土规范》GB50010第10.2.3条有明确规定。施工图设计时，当相邻跨度相差小于20%，通常的做法是支座负筋在本跨内的截断位置到支座的距离应为相邻跨较大净跨的$1/3l_n$，当相邻跨度相差大于20%时，支座负筋长度应按弯矩包络图确定。如图5.2.3-2(a)所示；当中间跨很小时，则本跨负筋往往直通，如图5.2.3-2(b)所示。  (a)各跨跨度相等或接近　　图5.2.3-2　　(b)各跨跨度相差较大
5.2.4	简支梁或连续梁简支端的下部纵向受力钢筋伸入梁支座范围内的锚固长度l_{as}不满足规范规定。如支承在框架主梁(梁宽300mm)上的钢筋混凝土次梁(简支梁)，混凝土强度等级为C25，距次梁支座边$1.2h$(h为次梁截面高度)作用有一集中荷载，且$V>0.7f_tbh_0$，其下部纵向受力钢筋伸入主梁做法如图5.2.4-1所示：	**原因分析**：《混凝土规范》GB50010第10.2.2条对纵向受力钢筋伸入梁简支支座的锚固长度有很明确具体的规定，并且指出：对混凝土强度等级为C25及以下的简支梁和连续梁的简支端，当距支座边$1.5h$范围内作用有集中荷载，且$V>0.7f_tbh_0$时，对带肋钢筋宜采取附加锚固措施，或取锚固长度$l_{as}\geqslant 15d$。如图5.2.4-1中纵向受力钢筋伸入主梁的实际锚固长度仅275mm，小于15x22=330mm，不满足规范要求。 **改进措施**：(1)争取加大主梁梁宽，可取350mm；(2)在不能加大主梁梁宽的情况下，可采取附加锚固措施，如图5.2.4-2所示，此时其锚固长度l_{as}可取$0.7l_{as}$。

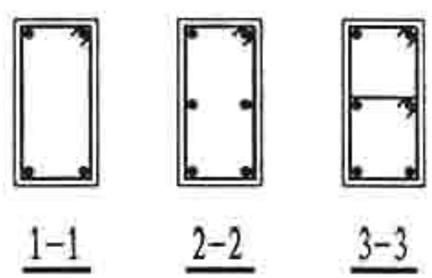
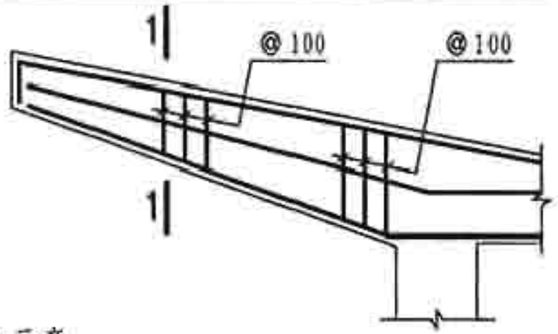
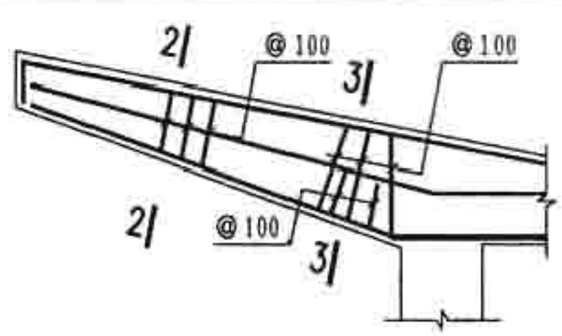
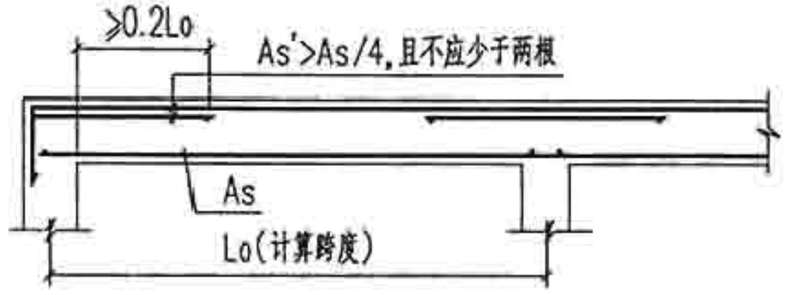
序号	常见问题	改进措施
	续页  图5.2.4-1 纵向受力钢筋伸入简支支座的锚固	 (a)末端带135°弯钩 (b)末端与钢板穿孔塞焊 (c)末端与短钢筋双面贴焊 图5.2.4-2 钢筋机械锚固的形式及构造要求
5.2.5	当需要配置受压钢筋时，梁的箍筋设置不符合规范规定。如：梁宽不大于400mm，经计算一排内配置受压钢筋5Φ20，箍筋用双肢箍(图5.2.5-1(a))；或梁宽大于400mm，经计算一排内配置受压钢筋4Φ20，箍筋用双肢箍(图5.2.5-1(b))。  (a)梁宽b≤400且A_s'多于4根 (b)梁宽b>400且A_s'多于3根 图5.2.5-1 梁配有受压纵向钢筋时的箍筋构造错误做法	**改进措施**：《混凝土规范》GB50010第10.2.10条第2款明确指出：当梁的宽度大于400mm，且一排内的纵向受压钢筋多于3根时，或当梁的宽度不大于400mm，但一排内的纵向受压钢筋多于4根时，应设置复合箍筋。因此，图5.2.5-1中箍筋应改为设置复合箍筋。如图5.2.5-2所示：  (a)梁宽b≤400且A_s'多于4根 (b)梁宽b>400且A_s'多于3根 图5.2.5-2 梁配有受压纵向钢筋时的箍筋构造做法

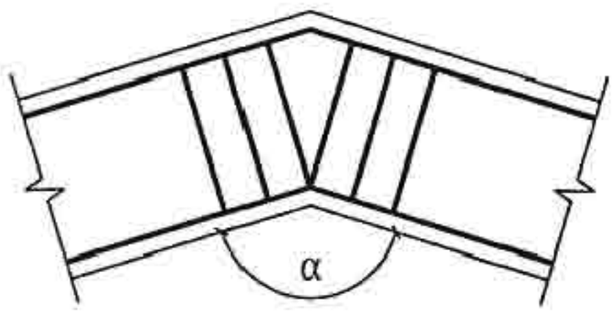
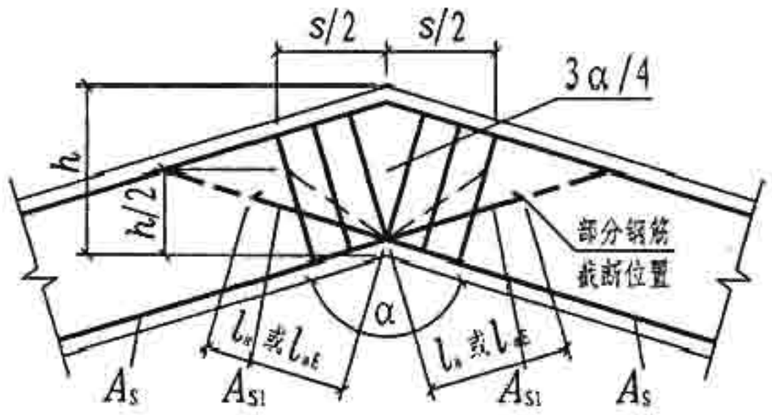
序号	常见问题	改进措施
5.2.6	按三、四级抗震等级设计的框架结构受弯剪扭同时作用的框架梁，沿梁全长的最小箍筋配筋率仅取为$0.26f_t/f_{yv}$。	**原因分析**：设计人取最小箍筋配筋率为$0.26f_t/f_{yv}$的依据是《混凝土规范》GB50010第11.3.9条。但此条是针对弯剪构件的，其值是在弯剪构件非抗震设计的基础上适当增加。对受弯剪扭同时作用的梁，《混凝土规范》第10.2.12条明确规定：在弯剪扭构件中，箍筋的配筋率$\rho_{sv}'=A_{sv}/bs$不应小于$0.28f_t/f_{yv}$。显然，按《混凝土规范》第11.3.9条配置的最小箍筋配筋率($0.26f_t/f_{yv}$)偏小。 **改进措施**：应满足混凝土规范第10.2.12条的要求，取梁的箍筋配筋率不小于$0.28f_t/f_{yv}$。应满足三、四级抗震等级加密区最大间距和最小直径的要求。
5.2.7	框架梁梁端的纵向受拉钢筋配筋率大于2.0%，但梁端箍筋加密区最小直径仅取为10mm。	**原因分析**：设计人取最小箍筋直径为10mm的依据是《混凝土规范》GB50010第11.3.6条表11.3.6-2。但当梁端纵向受拉钢筋配筋率大于2%时，为了更好地从构造上对框架梁塑性铰区的受压混凝土提供约束，并有效约束纵向受压钢筋，保证梁端具有足够的塑性铰转动能力，正是此条第3款明确规定：此时，表中箍筋最小直径应增大2mm。 **改进措施**：应全面、正确理解、执行混凝土规范第11.3.6条（强制性条文）。此情况下加密区范围内的箍筋直径应为12mm。
5.2.8	截面尺寸为$b\times h$=150mmx300mm的次梁，在跨中$l/2$截面处作用有集中荷载，按计算不需要配置箍筋。设计时箍筋间距取用@300。	**原因分析**：《混凝土规范》第10.2.9条规定：当梁高度大于150mm时，当跨中1/2l范围内有集中荷载时，即使计算不需要配置箍筋，梁中仍要需按构造要求全跨配置箍筋。这是为了保证该梁有足够的抗剪承载力，避免发生梁的脆性破坏。构造配箍范围、间距分别见表5.2.8-1、2。此外，对配箍数量也有一定的要求。

梁的构造配箍范围(mm)　　表5.2.8-1

截面高度(mm)	150~300		>300
	一般情况	中部1/2跨内有集中荷载	
配箍要求	两端1/4跨配箍	全长配箍	全长配箍

序号	常见问题	改进措施
	续页	梁的构造配箍间距(mm)　　表5.2.8-2 梁高 h(mm) | $150<h\leqslant300$ | $300<h\leqslant500$ | $500<h\leqslant800$ | $h>800$ $V\leqslant0.7f_t bh_0+0.05N_{p0}$ | 200 | 300 | 380 | 400 $V>0.7f_t bh_0+0.05N_{p0}$ | 150 | 200 | 280 | 300 **改进措施**：此时箍筋间距用@300不符合规范要求。应按表5.2.8-2根据剪力V的大小，箍筋间距用@150或@200。
5.2.9	抗震设计时梁顶面或底面纵向钢筋配置不满足要求，如对一、二级抗震等级框架梁，通长钢筋直径小于14mm或钢筋截面面积小于梁两端顶面或底面纵向受力钢筋中较大值的1/4。	**原因分析**：地震作用过程中框架梁的反弯点位置可能有变化，沿梁全长配置一定数量的通长纵向钢筋可以保证梁各个部位具有适当的受弯承载力。 **改进措施**：一般情况下抗震设计时梁顶面或底面配置2根直径不小于14mm的通长纵向钢筋可满足规范要求，但当梁的内力较大且配筋较多时，“分别不应少于梁两端顶面或底面纵向受力钢筋中较大截面面积的1/4”常容易忽视或不满足要求，对高烈度区大跨度框架梁，由于梁受力钢筋配置很多，往往是2根22mm直径或是更大截面面积的通长钢筋也不满足要求。设计中应特别注意，两方面均应满足。
5.2.10	体育场馆中的斜向悬挑大梁箍筋配置有误，如图5.2.10-1所示：	**原因分析**：由于悬挑大梁是斜向上的，与柱不是正交，因此，按图5.2.10-1所示的箍筋配置，箍筋与梁顶面垂直平行配置，则会出现在支座处附近梁的上下部箍筋间距不均匀：且梁的下部箍筋间距很大，不满足规范要求、或在梁的上部箍筋间距很密甚至摆放不下，施工困难的情况。 **改进措施**：1)将箍筋垂直地面配置于梁中，此时可保证箍筋间距均匀，满足规范要求；2)斜度不大时，也可在保证梁下部箍筋间距满足规范要求的情况下适当加密梁上部箍筋间距；3)斜度较大时，也可在保证梁上部箍筋间距满足规范要求的情况下在梁下部适当增加箍筋，箍筋应做成封闭的套箍，箍筋四角应钩住梁的纵向受力钢筋和腰筋，此箍筋间距应满足规范要求，如图5.2.10-2所示：

序号	常见问题	改进措施
	 图5.2.10-1	 注：图中受力纵筋根数、箍筋肢数间距仅为示意。  (a) 箍筋配置构造(一) 图5.2.10-2  (b) 箍筋配置构造(二)
5.2.11	当梁的腹板高度$h_w \geqslant 450$mm时，梁两侧面未设置纵向构造钢筋，或虽设置纵向构造钢筋，但不管梁截面大小、配筋率多少，一律配置每侧1ϕ12。	**原因分析**：当梁截面尺寸较大，有可能在梁侧面产生垂直于梁轴线的收缩裂缝，为此应在梁两侧面设置纵向构造钢筋。若纵向构造钢筋配置不足，也不能有效抗裂。 **改进措施**：当梁的腹板高度$h_w \geqslant 450$mm时，应按《混凝土规范》GB50010第10.2.16条规定在梁的两个侧面沿高度设置纵向构造钢筋。根据工程经验每侧纵向构造钢筋(不包括梁上、下部受力钢筋及架立钢筋)的截面面积不应小于腹板截面面积bh_w的0.1%，且其间距不宜大于200mm。此处腹板高度h_w按《混凝土规范》第7.5.1条的规定取用。
5.2.12	对实际受到部分约束但按简支计算的梁端，不论梁截面大小和所配梁底受力筋的多少，均仅配置2ϕ12架立筋。	**改进措施**：因为实际受到部分约束，故梁端存在一定的负弯矩，为抵抗此弯矩，防止梁端上部出现过大的裂缝，应在支座区上部设置纵向构造钢筋。其截面面积不应小于梁跨中下部纵向受力钢筋计算所需截面面积的四分之一，且不应少于2根；该纵向构造钢筋自支座边缘向跨内伸出的长度不应小于0.2L_o，此处L_o为该跨的计算跨度，如图5.2.12所示：  图5.2.12 简支梁端支座负钢筋构造做法

序号	常见问题	改进措施
5.2.13	折梁下部纵向受力钢筋配置构造错误。 如图5.2.13-1所示：  图5.2.13-1	**原因分析**：图1.2.13-1所示将整根下部纵向钢筋弯折配置，则在竖向荷载作用下，折梁下部纵向钢筋受拉，且有拉直的趋势。可能使梁的弯折处下部混凝土崩落，导致折梁破坏。 **改进措施**：折梁下部纵向钢筋不应用整根钢筋弯折配置，而应斜向伸入梁顶。考虑到当这部分钢筋未完全在受压区锚固时，未锚固在受压区的钢筋纵向拉力的合力形成凹角处向下的力，于梁受力不利，故还应按《混凝土规范》第10.2.14条要求增设箍筋，如图5.2.13-2所示。该箍筋应能承受未锚固在受压区的纵向受拉钢筋的合力，且在任何情况下不应小于全部纵向钢筋合力的35%。由箍筋承受的纵向受拉钢筋的合力可按下列公式计算： 1. 未在受压区锚固的纵向受拉钢筋的合力为： $N_{S1}=2f_yA_{S1}\cos(\alpha/2)$ 2. 全部纵向受拉钢筋合力的35%为： $N_{S2}=0.7f_yA_S\cos(\alpha/2)$ 式中 A_S -全部纵向受拉钢筋的截面面积； A_{S1} -未锚固在受压区的纵向受拉钢筋的的截面面积； α-构件的内折角。  图5.2.13-2 钢筋混凝土梁内折角处配筋

序号	常见问题	改进措施
5.2.14	框架边梁截面尺寸 $b \times h$=200mmx400mm，经计算梁的受弯纵筋 A_s=715.8mm^2，受扭纵筋 A_{st1}=318.6mm^2，误将迭加后的纵筋按图5.2.14-1所示配筋。	**改进措施**：根据《混凝土规范》GB50010第7.6.12条规定，对弯剪扭构件梁配筋采取分别计算最后迭加的原则是对的，但两者怎么迭加，配筋构造如何?应予以注意。简单地将两者相加，全部配置在梁的下部是错误的。 梁的受弯纵筋应配置在梁截面的下部(单筋梁)或上部和下部(双筋梁)。但梁受扭纵筋的配置，《混凝土规范》第10.2.5条规定：除应在梁截面四角设置受扭纵筋外，其余受扭纵向钢筋则宜沿梁截面周边均匀对称布置，间距不应大于200mm和梁截面短边长度。受扭纵向钢筋应按受拉钢筋锚固在支座内。因此，除了分别计算最后迭加外，应注意配置在相应的位置上。本例中受扭纵筋应在梁截面的上、中、下部各配置2根，即上部318.6/3=106.2mm^2，考虑满足架立筋的构造要求，用2Φ14(A_s=308mm^2)；中部用2Φ10(A_s=157.1mm^2)；下部纵筋715.8+106.2=822mm，用2Φ25(A_s=981.8mm^2)，最后纵向受力钢筋配筋如图5.2.14-2所示。 还需注意的是： 1.一般框架梁均为双筋梁，当配有受压钢筋时，分配在梁上部的受扭纵筋应和受压钢筋迭加后配置； 2.箍筋截面面积应分别按剪扭构件的受剪承载力和受扭承载力计算确定，迭加后配置在相应的位置上，并满足受扭箍筋的构造要求； 3.混凝土规范未述及抗震设计梁的受扭配筋计算，因此，对重要构件，受扭配筋宜在原计算的基础上宜适当放大。

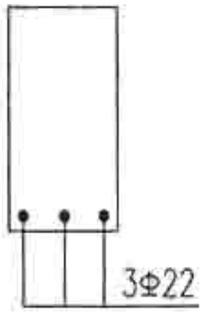


图5.2.14-1

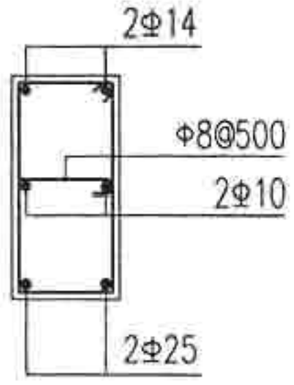
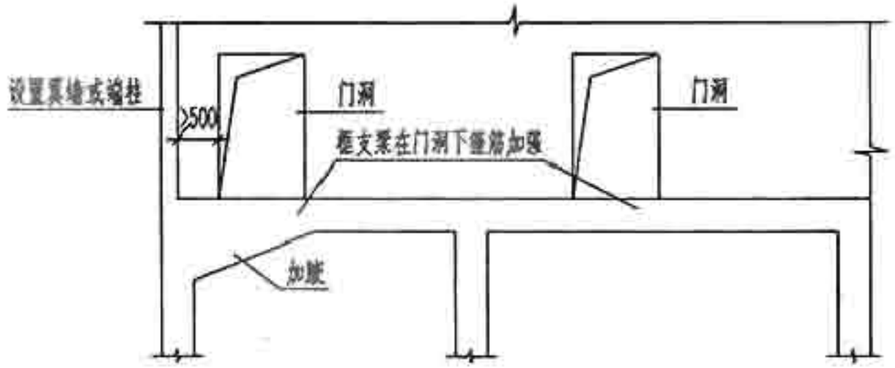
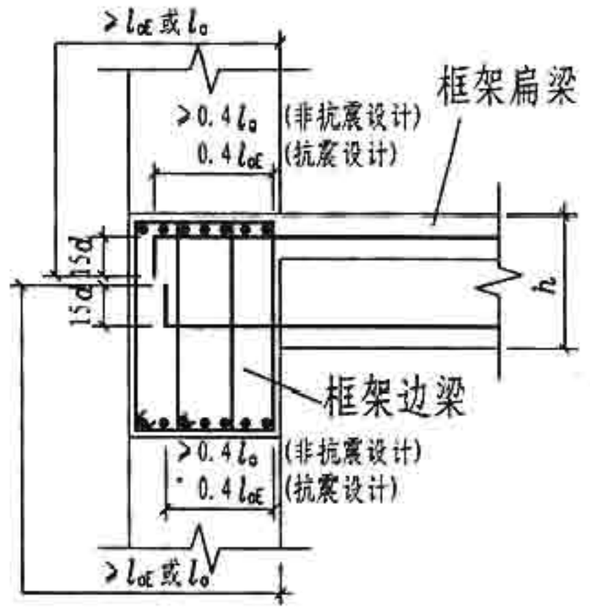


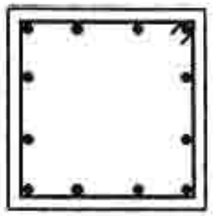
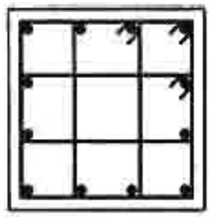
图5.2.14-2

序号	常见问题	改进措施
5.3	**框支梁**	
5.3.1	将框支梁上、下部纵向钢筋的最小配筋率按一般框架梁要求。如对抗震等级为一级的框支梁支座最小配筋率取0.4和$80f_t/f_y$中的较大值，跨中最小配筋率取0.3和$65f_t/f_y$中的较大值。	**原因分析**：框支梁和一般框架梁两者在受力特点、受力大小、抗震设计时对构件的延性要求等方面有不小区别：(1)框支梁大多数情况下是偏心受拉构件，并承受较大的剪力，而一般框架梁是弯剪构件；(2)框支梁由于承受的荷载很大故构件内力也很大，而一般框架梁内力则相对较小；(3)框支梁受力复杂，而一般框架梁受力较为简单；(4)抗震设计时，对框支梁的延性要求较高。因此将框支梁按一般框架梁进行配筋设计是偏于不安全的。 **改进措施**：《高规》JGJ3第10.2.8条第1款规定：框支梁上、下部纵向钢筋的最小配筋率，非抗震设计时分别不应小于0.30%；抗震设计时，特一级、一级和二级分别不应小于0.60%、0.50%和0.40%。这是强制性条文，应严格按此条文进行配筋设计。
5.3.2	偏心受拉的框支梁上部的墙体上开有门洞形成小墙肢时，该部位框支梁的箍筋未加密，且未做截面抗剪验算。	**原因分析**：框支梁偏心受拉并承受较大的剪力，一般不宜在支座边开设门洞。当框支梁上部的墙体上开有门洞并形成小墙肢时，此小墙肢的应力集中突出，门洞边部位的框支梁弯距和剪力都急剧加大。因此除小墙肢应加强外，边门洞部位框支梁的抗剪能力也应加强，箍筋应加密布置。  图 5.3.2 框支梁上墙体开洞构造做法

序号	常见问题	改进措施
	续页	**改进措施**：《高规》JGJ3第10.2.9条第4款规定：当框支梁上部的墙体开有门洞或梁上托柱时，该部位框支梁的箍筋应加密配置，箍筋直径、间距及配箍率不应低于高规第10.2.8条第3款的规定；当洞口靠近框支梁端部且梁的受剪承载力不满足要求时，可采取框支梁加腋或增大框支墙洞口连梁刚度等措施。
5.3.3	框支梁支座负筋按一般框架梁配置，上部仅有少量纵向受力钢筋沿梁全长贯通。	**原因分析**：偏心受拉的框支梁，其纵向受力钢筋计算应按偏心受拉构件而不是纯弯构件进行。由此算出的纵向受力钢筋应按规范要求沿梁全长贯通，而不能象纯弯构件那样对负筋在支座附近截断。如果框支梁支座上部仅有少量纵向受力钢筋沿梁全长贯通，则在弯矩和拉力的共同作用下，有可能会导致框支梁的破坏。 **改进措施**：《高规》JGJ3第10.2.8条第2款规定：偏心受拉的框支梁，其支座上部纵向受力钢筋至少应有50%沿梁全长贯通，下部纵向钢筋应全部直通到柱内。 应根据工程实际情况按此条文进行设计。当配筋计算是由跨中正弯矩和拉力组合控制时，支座上部纵向受力钢筋至少应有50%沿梁全长贯通，下部纵向钢筋应全部直通到柱内；当配筋计算是由支座负弯矩和拉力组合控制时，支座上部纵向受力钢筋应全部(100%)沿梁全长贯通，下部纵向钢筋应全部直通到柱内。
5.3.4	框支梁与框支柱或框支梁与其上的墙体截面中心线不重合偏心距较大，设计中未单独进行计算分析，也未采取合理可靠的构造措施。	**改进措施**：当框支梁与框支柱及框支梁与其上的墙体截面中心线重合时，通常将该框支梁与框支柱连同框支梁上的墙体单独按平面结构进行有限元计算分析，使计算模型与结构实际受力状态基本一致，计算结果才是正确可靠的。若框支梁与框支柱或框支梁与其上的墙体截面中心线不重合，偏心距较大，则平面外弯矩不可忽视，计算时若不考虑其偏心影响，又未采取合理可靠的构造措施，则可能存在安全隐患，甚至有可能导致该框支梁柱的破坏。因此，应考虑偏心所产生的平面外弯矩，或按空间结构进行有限元计算分析，并据此采取合理可靠的构造措施，如在其平面外增设次梁以平衡平面外弯矩，加大框支梁截面尺寸或加强抗扭钢筋等。

序号	常见问题	改进措施
5.4	**宽扁梁**	
5.4.1	跨高比较大的宽扁梁未验算其正常使用阶段的挠度及裂缝宽度。	**改进措施**：规范或一般设计手册中推荐的确定梁的截面高度的跨高比值，是考虑一般荷载情况下得出的，根据此跨高比值确定梁的截面高度，当荷载不是很大时，一般可不进行挠度及裂缝宽度的验算(经验算满足规范规定)。但对梁宽大于柱宽的宽扁梁，特别是在荷载较大时，正常使用时宽扁梁在荷载作用下的挠度及裂缝宽度有可能超过规范的限值，因此，《高规》JGJ3第6.3.1条规定：当梁高较小或采用宽扁梁时，除验算其承载力和受剪截面要求外，尚应通过验算满足刚度和裂缝的有关要求。 在计算梁的挠度时，可扣除合理起拱值；对现浇梁板结构，宜考虑梁受压翼缘的有利影响。
5.4.2	一、二级抗震等级的框架梁，当采用梁宽大于柱宽的宽扁梁时，穿过柱子的纵向受力钢筋不足总纵向受力钢筋的60%。	**原因分析**：宽扁梁中穿过柱子的纵向受力钢筋比柱子外侧的纵向受力钢筋所受到的锚固更可靠，且受力合理。为了保证宽扁梁节点连接可靠，框架宽扁梁端的截面内宜有大于60%的上部纵向受力钢筋穿过柱子，并可靠地锚固在柱核心区内；当用于一、二级抗震等级时，则应有大于60%的上部纵向受力钢筋穿过柱子。 **改进措施**：为了保证宽扁梁穿过柱子的纵向受力钢筋大于总纵向受力钢筋的60%，可采取以下措施：(1)调整宽扁梁的截面高度与宽度，尽可能使宽扁梁的截面宽度有不少于60%穿过柱子；(2)调整宽扁梁的纵向受力钢筋布置，使直径较大的钢筋穿过柱子，以满足穿过柱子的纵向受力钢筋面积大于总纵向受力钢筋的60%；(3)对于边柱节点，框架扁梁端的截面内未在柱内锚固的纵向受力钢筋应可靠地锚固在框架边梁内，如图5.4.2所示。  图 5.4.2 框架扁梁与边梁的连接做法

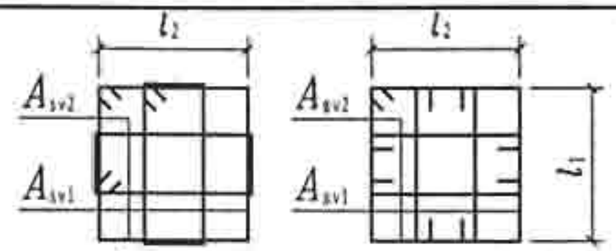
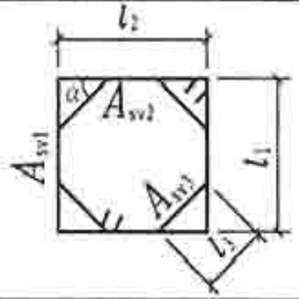
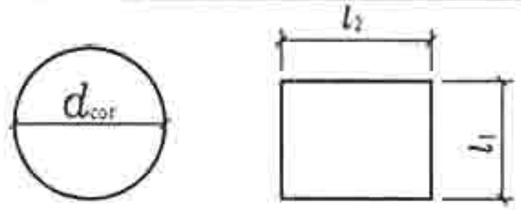
序号	常见问题	改进措施
6.1	**柱的计算**	
6.1.1	由于建筑功能要求，局部楼板开大洞，造成部分柱子周边均无梁，柱子长度有二、三层高(或称之为越层柱)，用计算程序计算配筋时，对柱子长度计算未作处理。	**原因分析**：柱子的配筋计算，与柱子的计算长度关系很大。将二、三层高的长柱按一层高的柱子进行配筋计算，不安全。 **改进措施**：当柱子周边均无梁时，应按柱子的实际长度(即二、三层高)进行配筋计算；当柱子一个方向有梁相连，另一个方向无梁时，应按柱子的实际长度(即二、三层高)验算无梁方向柱子的承载力。
6.1.2	柱子按轴心受压柱设计时，采用配置螺旋式间接钢筋的圆形截面柱。如：柱子直径D=500mm，C40混凝土，配置HRB335级8Φ22纵向钢筋，HPB235级Φ8@50螺旋箍，计算长度l_0=6.5m，根据《混凝土规范》GB50010配置螺旋式或焊接环式间接钢筋轴心受压构件承载力计算公式(7.3.2-1)、(7.3.2-2)，算出此雨蓬柱的轴心受压承载力为4090.7kN。	**改进措施**：沿柱子高度方向配置间距较密的螺旋箍筋约束混凝土，使柱子核心区混凝土处于三向受压应力状态，既可以提高混凝土的延性，也可以提高混凝土的抗压承载能力。因此，可采用配置螺旋式间接钢筋的圆形截面柱以提高柱子的承载能力。但应用《混凝土规范》GB50010公式(7.3.2-1)、(7.3.2-2)，应注意其适用条件： (1)为使间接钢筋外面的混凝土保护层对抵抗脱落有足够的安全，按《混凝土规范》公式(7.3.2-1)算得的构件承载力不应比按式(7.3.1)算得的大50%，即$N_{max}=1.35\varphi(f_cA+f'_yA'_s)$。 (2)凡属下列情况之一者，不应计入间接钢筋的影响，而应按《混凝土规范》公式(7.3.1)计算： 1).当$l_0/d>12$时，此时因长细比较大，使柱受压承载力降低； 2).当按式(7.3.2-1)、(7.3.2-2)算得的受压承载力小于按式(7.3.1)算得的受压承载力时； 3).当间接钢筋换算截面面积A_{sso}小于纵向受力钢筋全部截面面积的25%时，此时间接钢筋配置得太少，约束混凝土作用效果不明显。 本例中l_0/d=6500/500=13>12(查混凝土规范表7.3.1得ψ=0.895)，长细比较大，使柱受压承载力降低，不能按式(7.3.2-1)、(7.3.2-2)计算，而只能按式(7.3.1)计算，故有$N_u=0.9\varphi(f_cA+f'_yA'_s)$=3755.7kN。

序号	常见问题	改进措施
6.2	**柱的配筋构造**	
6.2.1	柱子箍筋型式设计错误。如：截面尺寸为450mmx450mm框架柱，根据计算，每侧配置纵向受力钢筋4Φ18，抗剪箍筋按构造设置，截面配筋如图6.2.1-1所示。  图6.2.1-1	**改进措施：**《混凝土规范》GB50010第10.3.2条第5款规定：当柱截面短边尺寸大于400mm，且各边纵向钢筋多于3根时，或当柱截面短边尺寸不大于400mm，但各边纵向钢筋多于4根时，应设置复合箍筋。图6.2.1-1中箍筋配置不符合上述规定，应设置复合箍筋，如图6.2.1-2所示。  图6.2.1-2
6.2.2	抗震等级为三、四级的底层框架柱加密区箍筋间距均采用150mm。	**改进措施：**为保证抗震设计时框架柱塑性铰不首先出现在柱根处，《抗震规范》GB50011表6.3.8-2规定：三、四级底层框架柱柱根加密区箍筋间距应采用100mm和8d（d为纵向受力钢筋直径）中的较小值，其他部位加密区箍筋间距应采用150mm和8d中的较小值。即柱根加密区箍筋间距比其他部位要严。不区分柱根和其他部位，均采用150mm，不符合上述规定。此条为强制性条文，应严格按规范执行。
6.2.3	柱子箍筋间距设计错误。如：抗震等级为一、二级的框架柱纵向受力钢筋直径为18mm，柱非加密区箍筋间距采用200mm。	**原因分析：**《抗震规范》GB50011第6.3.13条规定：柱箍筋非加密区的体积配箍率不宜小于加密区的50%；箍筋间距，一、二级框架柱不应大于10倍纵向钢筋直径。因此当柱纵向受力钢筋直径为18mm时，柱非加密区箍筋间距采用200mm不满足上述要求。 **改进措施：**可采用箍筋间距为180mm；或将柱纵向受力钢筋直径改为20mm，此时非加密区箍筋间距可采用200mm。

序号	常见问题	改进措施
6.2.4	建造在IV类场地上，房屋高度在60m以上的高层建筑，抗震等级为一级的框架角柱纵受力钢筋采用HRB335级，其最小配筋率仅为1.2%。	**改进措施**：《混凝土规范》GB50010第11.4.12条规定：对建造在IV类场地上较高的高层建筑，柱子纵向受力钢筋最小配筋百分率应按表11.4.12-1中的数值增加0.1采用。如：一级框架角柱表11.4.12-1中的数值为1.2%。故当采用HRB335级钢筋作为柱纵向受力钢筋时，此时柱的最小配筋百分率应为1.3%。
6.2.5	非抗震设计的钢筋混凝土框架柱，混凝土强度等级为C50，纵向受力钢筋采用HRB400级，直径为28mm，设计时纵向受拉钢筋的锚固长度取为750mm，不符合规范要求。	**原因分析**：纵向受拉钢筋的锚固长度按《混凝土规范》GB50010式(9.3.1-1)计算：l_a=0.14x360x28/1.89=746.67mm＜750mm，表面上看是对的，而未考虑规范条文的限制条件和修正系数：当混凝土强度等级高于C40时，混凝土抗拉强度设计值f_t应按C40取值；同时，《混凝土规范》第9.3.1条还规定：当HRB335、HRB400和RRB400级钢筋的直径大于25mm时，其锚固长度应乘以修正系数1.1。因此为锚固长度的计算错误。 **改进措施**：应按《混凝土规范》第9.3.1条的规定计算，C40的f_t=1.71N/mm^2，故l_a=1.1x0.14x360x28/1.71=907.79mm，应取为950mm。
6.2.6	截面尺寸为250mmx250mm的小柱子，用于支承板式楼梯平台梁，混凝土强度等级C30，在构件质量无明确保证的情况下，承载力计算时取f_c=14.3N/mm^2。	**原因分析**：考虑到由于材料不均匀或施工误差等可能导致构件承载力的降低，《混凝土规范》GB50010表4.1.4注1规定：计算现浇钢筋混凝土轴心受压及偏心受压构件时，如截面的长边或直径小于300mm，则表中混凝土的强度设计值应乘以系数0.8；当构件质量(如混凝土成型、截面和轴线尺寸等)确有保证时，可不受此限制。 **改进措施**：一般情况下，当截面的长边或直径小于300mm时，应将表中混凝土的强度设计值应乘以系数0.8计算构件的承载力。对混凝土强度等级为C30的强度设计值应取f_c=0.8x14.3=11.44N/mm^2。

序号	常见问题	改进措施
6.2.7	有些柱子按组合后的控制内力计算配筋量，全截面配筋率超过5%，施工图中未采取其他措施。	**原因分析**：柱子的配筋率过大，会造成柱截面过小而轴压比太大，钢筋在承载力中的比重过大，而使构件受力性能不好。同时由于混凝土的徐变等原因，可能使柱产生纵向裂缝，因此，《混凝土规范》GB50010规定柱子的全截面配筋率不应大于5%。 **改进措施**：柱子的全截面配筋率超过5%，一般有以下原因：1)截面尺寸偏小或混凝土强度等级偏低；2)柱子的弯矩大轴力小，多层或高层建筑的顶层边柱以及大跨度单层结构边柱有时会出现这种情况；3)其他原因。设计时可根据上述具体情况采取有针对性的措施，如：1)加大柱截面尺寸或提高混凝土强度等级；2)配置高强度钢筋；3)改变传力途径或方式，减少构件内力；4)改变梁柱连接方式，如设计成梁与柱的连接为铰接等。
6.2.8	抗震设计的框架结构因设置刚性填充墙形成短柱时，柱箍筋未全高加密。	**原因分析**：框架结构房屋外墙设带形窗时，往往在框架柱中部无填充墙，当在本层柱上下两端设置刚性填充墙时，刚性填充墙体的约束使框架柱中部形成短柱，地震时易造成剪切破坏。 **改进措施**：因设置刚性填充墙形成短柱时(柱中部净高与柱截面高度之比不大于4)，应按《抗震规范》GB50011第6.3.10条第3款的规定，柱箍筋全高加密。
6.2.9	计算柱箍筋加密区的体积配箍时，未将复合箍重叠部分的箍筋体积扣除。	**改进措施**：《抗震规范》GB50011第6.3.12条明确提出：计算复合箍筋的体积配箍率时，应扣除重叠部分的箍筋体积。否则会造成加密区体积配箍率配置偏小，使构件抗震设计偏于不安全。现将部分配箍型式的体积配筋率分别按下列图形列出计算公式（箍筋相重叠部分不计入），供设计时参考。式中n_1、n_2、n_3为配置在同一截面内、同一方向、截面面积相同的箍筋肢数。

序号	常见问题	改进措施
	续页	体积配箍率计算表　　表6.2.9

箍筋形式	图　示	计算公式
多个矩形箍及矩形箍加拉筋	 (a)多个矩形箍　(b)矩形箍加拉筋	$\rho_v=\frac{n_1A_{sv1}l_1+n_2A_{sv2}l_2}{l_1l_2s}$
矩形箍加菱形箍		$\rho_v=\frac{n_1A_{sv1}l_1+n_2A_{sv2}l_2+n_3A_{sv3}l_3}{l_1l_2s}$
螺旋箍	 (a)圆形箍　(b)矩形箍	圆形箍　$\rho_v=\frac{4A_{ss}}{d_{cor}s}$ 矩形箍　$\rho_v=\frac{2(l_1+l_2)(A_{ss})}{l_1l_2s}$

6.2.10	抗震设计的高层建筑设有设备层时，设备层层高一般较小，故柱的剪跨比常常小于1.5。设计时设备层柱的轴压比限值仍按《抗	**改进措施**：柱轴压比和剪跨比的概念是柱子抗震设计的重要概念，限制框架柱的轴压比主要是为了保证框架结构的延性要求。抗震设计时，通常希望柱子的破坏为大偏心受压破坏。这是一种延性破坏。 和轴压比相比，剪跨比对框架柱的破坏特征起主导作用。试验表明：在通常的配筋条件下，当剪跨比λ＞2时，框架柱在横向水平剪力作用下一般情况下发生延性较好的大偏心受压破坏；当剪跨比λ≤2时框架柱，在横向水平剪力作用下一般都发生脆性的剪切破坏。因此，《抗震规范》表6.3.7注2规定：剪跨比1.5≤λ≤2的柱，其轴压比限值应比规范表中数值

序号	常见问题	改进措施
	震规范》GB50011第6.3.7条采用，未做特殊处理。	减小0.05。剪跨比λ＜1.5的柱，其轴压比限值应专门研究并采取特殊构造措施。比如：在柱截面中部设置芯柱、设置型钢、取用更严的轴压比限值、采用合适的箍筋形式、提高箍筋的体积配箍率、采用柱内配置X型钢筋等措施，采用柱外包钢板箍、或其他专门研究的特殊构造措施。
6.2.11	在高层建筑有错层结构时，错层处框架柱的截面高度小于600mm，抗震等级仍按一般结构确定，即同其他框架柱。未按提高一级采用，且其箍筋未全柱段加密。	**原因分析：**错层结构属竖向布置不规则结构；错层附近的竖向抗侧力结构受力复杂，难免会形成众多应力集中部位；错层结构的楼板有时会受到较大的削弱；剪力墙结构错层后会使部分剪力墙的洞口布置不规则，形成错洞剪力墙或叠合错洞剪力墙；框架结构错层则更为不利，往往形成许多短柱与长柱混合的不规则结构。 **改进措施：**错层结构在错层处的构件要采取加强措施。如图6.2.10所示。《高规》JGJ3第10.4.4条规定：错层处框架柱的截面高度不应小于600mm，混凝土强度等级不应低于C30，抗震等级应提高一级采用，箍筋应全柱高加密。此条为强制性条文，应严格执行。如果错层处混凝土构件不能满足设计要求，则需采取有效措施。例如框架柱采用型钢混凝土柱或钢管混凝土柱；剪力墙内设置型钢等，可改善构件的抗震性能的措施。

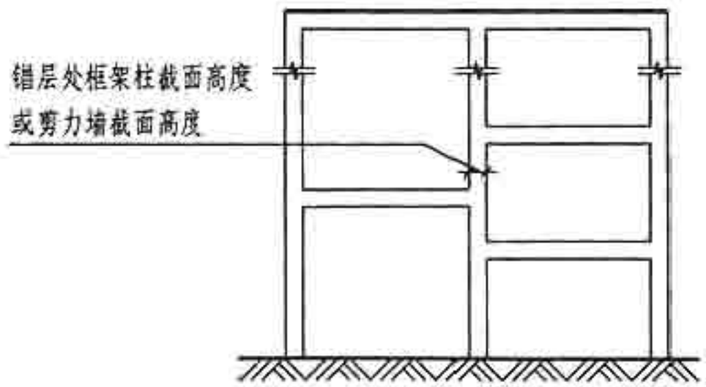
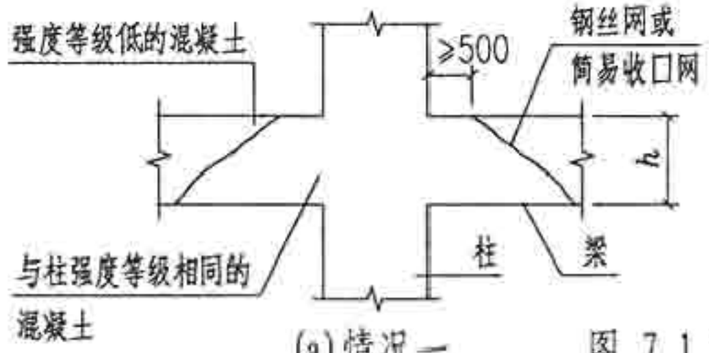
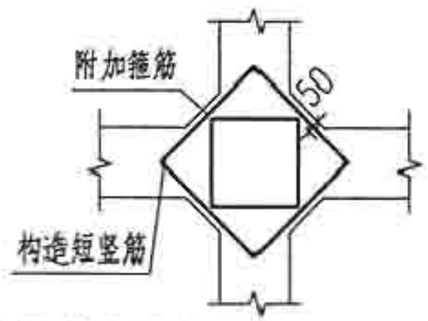
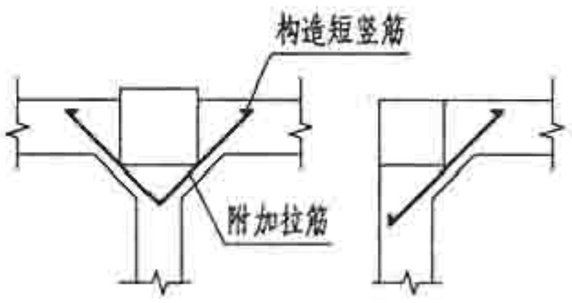
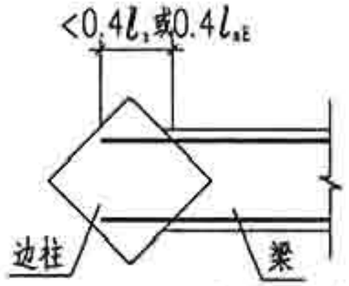


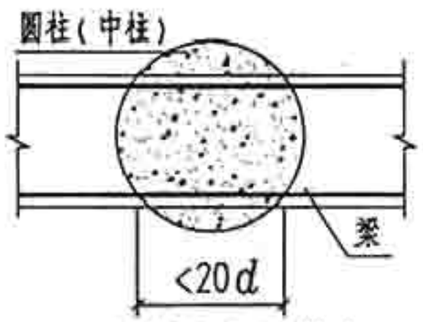
图6.2.11 错层结构加强部位示意

序号	常见问题	改进措施
7.1	框架梁柱节点	
7.1.1	当框架结构的梁、柱混凝土强度等级不同，尤其在高层建筑的底部，柱混凝土强度等级远大于梁时，对梁柱节点核心区的混凝土强度等级及做法未提出施工要求。	**原因分析**：框架节点核心区在水平荷载作用下承受很大的剪力，易发生剪切脆性破坏。抗震设计时，要求节点核心区不出现明显的剪切裂缝。保证框架节点核心区在与之相交的框架梁、柱钢筋屈服之后产生裂缝。因此，《抗震规范》规定一、二级框架的节点核心区应进行抗震验算， 三、四级抗震等级框架的节点核心区应符合抗震构造措施的要求。为方便施工起见，往往先浇捣柱混凝土到梁底标高，再浇捣梁板混凝土。这样，当梁、柱混凝土强度等级不同时，节点核心区混凝土强度等级就低于柱子的混凝土强度等级，有可能造成节点核心区斜截面抗剪强度不够。 **改进措施**：当框架梁柱的混凝土强度等级不同时，框架梁柱节点核心区的混凝土可按以下原则处理： 以混凝土强度等级级差5N/mm²为一级。 1)柱子混凝土强度等级高于梁板混凝土强度等级不超过一级时，或柱子混凝土强度等级高于梁板混凝土强度等级不超过二级，但节点四周均有框架梁时，节点核心区的混凝土可与梁板相同； 2)柱子混凝土强度等级高于梁板混凝土强度等级不超过二级，且不是节点四周均有框架梁时，节点核心区的混凝土也可与梁板相同，但应按《抗震规范》GB50011附录D进行斜截面承载力验算； 3)当不符合上述规定时，梁柱节点核心区的混凝土宜按柱子混凝土强度等级单独浇筑如图7.1.1-(a)，在混凝土初凝前即浇捣梁板混凝土，并加强混凝土的振捣和养护。也可在梁端做水平加腋，以加强对梁柱节点核心区的约束； 4)不符合1)、2)款规定时，也可按图7.1.1-(b)所示的方法，加大核心区面积，并配置附加钢筋。  (a)情况一   (b)情况二 图.7.1.1 梁柱节点做法示意图

序号	常见问题	改进措施
7.1.2	未注意框架梁柱的节点区因柱截面尺寸较小或为圆柱或梁柱斜交，造成中间层端节点处梁上部纵向钢筋弯折前的水平投影长度小于 $0.4l_{aE}$ 或 $0.4l_a$，如图7.1.2-1(a)所示，一、二级抗震时，中间层中间节点处梁的纵向受力钢筋穿过柱子的长度小于 $20d$，如图7.1.2-1(b)所示。	**改进措施**：框架梁纵向受力钢筋在框架节点区内的锚固不满足规范的规定常容易被忽视。 1. 在框架中间层的中间节点处，足尺节点试验表明，当非弹性变形变大时，仍不能避免梁端的钢筋屈服区向节点内渗透，贯穿节点的梁筋粘结退化与滑移加剧，从而使框架刚度和耗能性能进一步退化。因此，《混凝土规范》GB50010第11.6.7条第1款规定：梁内贯穿中柱的每根纵向钢筋直径，对一、二级抗震等级，不宜大于柱在该方向截面尺寸的1/20；对圆柱截面，不宜大于纵向钢筋所在位置柱截面弦长的1/20。 2. 在框架中间层的端节点处，《混凝土规范》第11.6.7条第2款规定：当水平直线段锚固长度不足时，梁上部纵向钢筋应伸至柱外边并向下弯折。弯折前的水平投影长度不应小于 $0.4l_{aE}$(抗震设计)或 $0.4l_a$(非抗震设计)，弯折后的竖直投影长度取 $15d$，如图7.1.2-2所示。对伸入框架中间层端节点的梁上部钢筋当水平锚固长度不足时，有些设计按1989年版抗震规范在90° 弯弧内侧加设横向短粗钢筋。但试验证明，这种钢筋只能在水平锚固段发生较大粘结滑移后方能发挥作用，故2001年版抗震规范取消了这种构造做法。当出现本例所说的问题时，可采取下列方法中的一种或几种以满足规范要求：(1)调整梁的纵向受力钢筋布置，使直径较大的钢筋放在梁的中部，直径较小的钢筋放在梁的两侧；(2)加大柱截面尺寸；(3)将梁柱节点区局部加大，按宽扁梁构造设计此节点区，如图7.1.2-2所示；(4)改变柱子方向，使之与梁正交；(5)对个别节点，也可按框架梁铰接在框架柱上进行设计

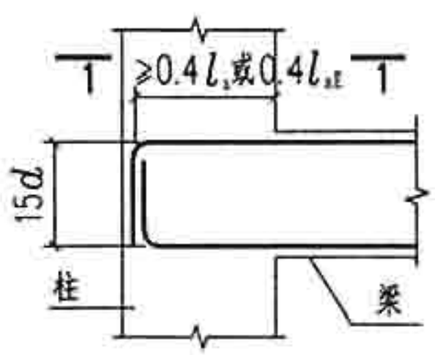


(a) 梁与柱斜交节点



(b) 圆柱与梁节点

图7.1.2-1 梁柱节点平面



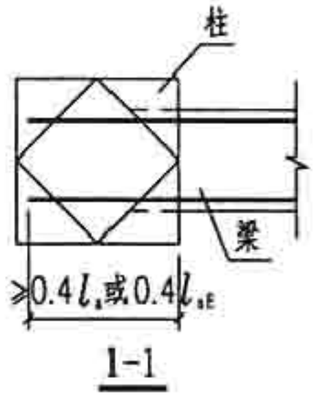


图7.1.2-2 梁柱节点区局部放大

混凝土结构	框架梁柱节点								图集号	05SG109-3
审核	汪洪涛		校对	张军		设计	王若南		页	51

序号	常见问题	改进措施
7.1.3	对框架梁柱节点核心区截面进行抗震验算时，核心区截面有效验算宽度b_j一律取验算方向柱截面宽度。	**原因分析**：节点核心区截面有效验算宽度b_j的大小，直接影响节点核心区抗力的大小。b_j取值过大，则导致节点核心区抗剪承载能力偏大，造成不安全。 **改进措施**：《抗震规范》GB50011附录D第D.1.2条规定，核心区截面有效验算宽度，应按下列规定采用： 1 核心区截面有效验算宽度，当验算方向的梁截面宽度不小于该侧柱截面宽度的1/2时，可采用该侧柱截面宽度，当小于柱截面宽度的1/2时，可采用下列二者的较小值： $b_j = b_b + 0.5h_c$ (7.1.3-1) $b_j = b_c$ (7.1.3-2) 式中 b_j--节点核心区的截面有效验算宽度； b_b—梁截面宽度； h_c—验算方向的柱截面高度； b_c—验算方向的柱截面宽度； 2 当梁、柱的中线不重合且偏心距不大于柱宽的1／4时，核心区的截面有效验算宽度可采用上款和下式计算结果的较小值： $b_j = 0.5(b_b + b_c) + 0.25h_c - e$ (7.1.3-3) 式中 e—梁与柱中线偏心距。 设计时应按上述规定计算b_j。

混凝土结构		框架梁柱节点						图集号	05SG109-3
审核	汪洪涛		校对	张军		设计	王若南	页	52

序号	常见问题	改进措施
7.1.4	对非抗震设计的框架顶层节点处钢筋锚固做法，误按《混凝土规范》GB50010第10.4.1条的规定做，即将柱子钢筋伸至柱顶，梁上部纵向钢筋锚入节点。如图7.1.4-1所示。	**原因分析**：在非抗震设计的框架顶层端节点处的梁端和柱外侧均主要受负弯矩作用，相当于一根弯折90° 的折梁。图7.1.4-1所示的构造做法，无法保证梁、柱纵向受力钢筋在节点区内的搭接传力，使梁、柱无法发挥出所需的正截面受弯承载力。 **改进措施**：《混凝土规范》GB50010第10.4.4条规定：框架顶层端节点处，可将柱外侧纵向钢筋的相应部分弯入梁内作梁上部纵向钢筋使用，也可将梁上部纵向钢筋与柱外侧纵向钢筋在顶层端节点及其附近部位搭接。搭接可采用下列方式： 1 搭接接头可沿顶层端节点外侧及梁端顶部布置，如图7.1.4-2(a)所示，接长度搭不应小于1.5l_a，其中，伸入梁内的柱外侧纵向钢筋截面面积不宜小于柱外侧纵向钢筋全部截面面积的65%；梁宽范围以外的柱外侧纵向钢筋宜沿节点顶部伸至柱内边，当柱纵向钢筋位于柱顶第一层时，至柱内边后宜向下弯折不小于8d后截断；当柱纵向钢筋位于柱顶第二层时，可不向下弯折。当有现浇板且板厚不小于80mm、混凝土强度等级不低于C20时，梁宽范围以外的柱外侧纵向钢筋可伸入现浇板内，其长度与伸入梁内的柱纵向钢筋相同。当外侧柱纵向钢筋配筋率大于1.2%时，伸入梁内的柱纵向钢筋应满足以上规定，且宜分两批截断，其截断点之间的距离不宜小于20 d。梁上部纵向钢筋应伸至节点外侧并向下弯至梁下边缘高度后截断。此处，d为柱外侧纵向钢筋的直径。 2 搭接接头也可沿柱顶外侧布置，如图7.1.4-2(b)，此时，搭接长度竖直段不应小于1.7l_a，当梁上部纵向钢筋的配筋率大于1.2%时，弯入柱外侧的梁上部纵向钢筋应满足以上规定的搭接长度，且宜分两批截断，

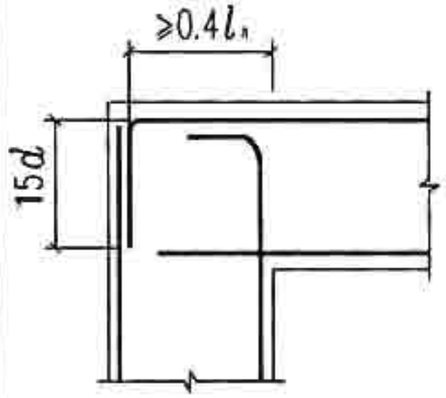
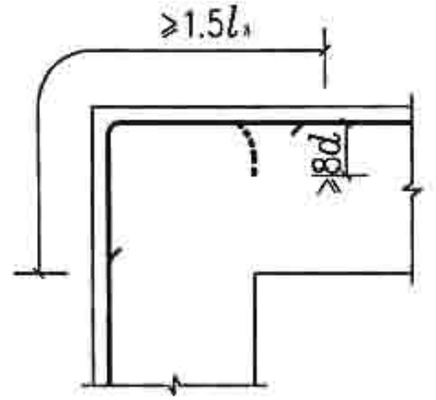
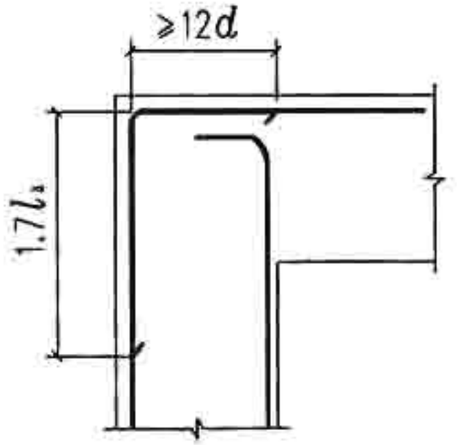


图7.1.4-1



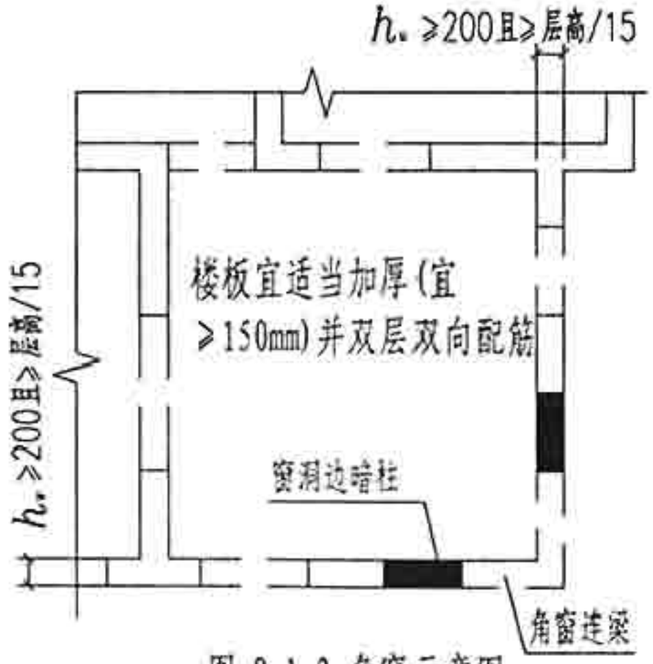
(a)位于节点外侧和梁端顶部的弯折搭接接头



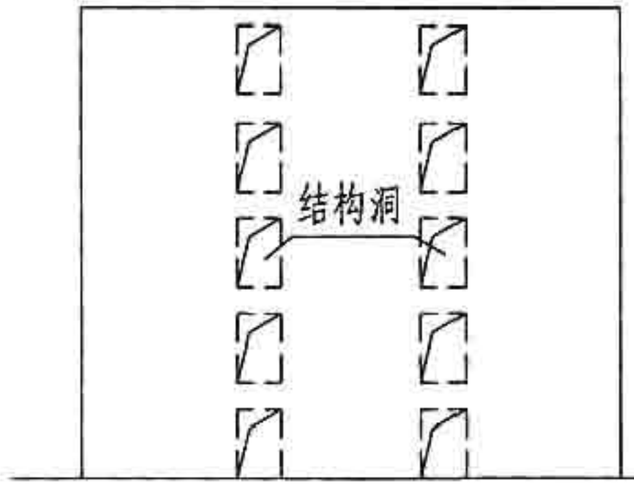
(b)位于柱顶部外侧的直线搭接接头

图7.1.4-2梁上部纵向钢筋与柱外侧纵向钢筋在顶层端节点的搭接

序号	常见问题	改进措施
	续页	其截断点之间的距离不宜小于20 d，d 为梁上部纵向钢筋的直径。柱外侧纵向钢筋伸至柱顶后宜向节点内水平弯折，弯折段的水平投影长度不宜小于12 d，d 为柱外侧纵向钢筋的直径。 上述第一种方法适用于梁上部钢筋和柱外侧钢筋数量不多的民用或公共建筑框架，其优点是有利于在梁底标高设置柱混凝土施工缝。但当梁上部和柱外侧钢筋数量过多时，该方案将造成节点顶部钢筋拥挤，不利于自上而下浇注混凝土。此时，宜改用梁、柱筋直线搭接，接头位于柱顶部外侧的搭接做法，如图7.1.4-2(b)所示。
8.1	**剪力墙的计算**	
8.1.1	抗震设计的板柱-剪力墙结构，仅考虑各层板柱部分应满足计算要求，及应承担不少于各层全部地震作用的20%，而剪力墙部分仅按计算的地震作用设计。	**原因分析：**纯板柱结构的抗侧力刚度小，延性差，地震作用下柱头极易发生破坏，抗震性能差，故在抗震设计中，均采用板柱-剪力墙结构。按多道设防的原则，《抗震规范》GB50011第6.6.5条规定：板柱-抗震墙结构的抗震墙，应承担结构的全部地震作用，各层板柱部分应满足计算要求，并应能承担不少于各层全部地震作用的20%。剪力墙仅按满足计算的地震作用设计可能会导致地震作用下剪力墙部分承载能力不足，不能很好地起到第一道防线的作用。 **改进措施：**应按《抗震规范》第6.6.5条的规定，调整为抗震墙按承担结构的全部地震作用进行设计。

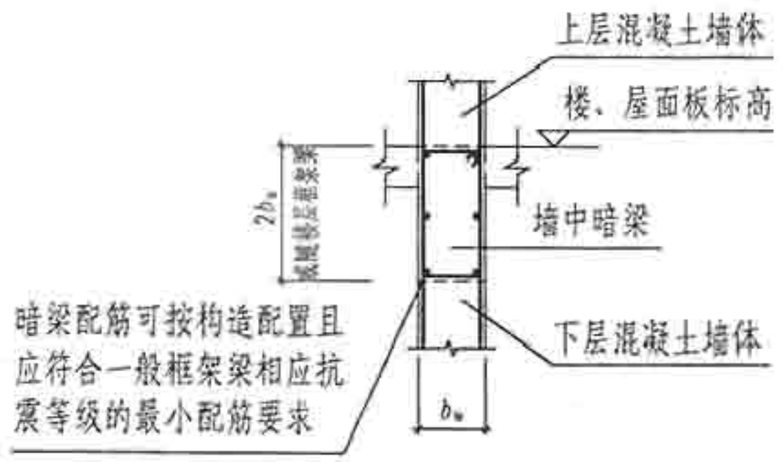
序号	常见问题	改进措施
8.1.2	高层建筑不分情况在角部剪力墙上开设转角窗，且未采取有效的加强措施。	**原因分析**：高层建筑剪力墙结构的角部是结构的关键部位，在角部剪力墙上开设转角窗，实际上是取消了角部的剪力墙肢，代之以角部曲梁，这不仅削弱了结构的整体抗扭刚度和抗侧力刚度，而且邻近洞口的墙肢、连梁内力增大，扭转效应明显。因为角窗的存在破坏了墙体的连续性和整体性，降低了结构的抗扭刚度和抗扭承载力，于结构抗震不利。 **改进措施**：B级高度及9度设防A级高度的高层建筑不应在角部剪力墙上开设转角窗。抗震设计时，8度及8度以下设防A级高度的高层建筑在角部剪力墙上开设转角窗时，应采取下列措施： (1)洞口应上下对齐，洞口宽度不宜过大，连梁高度不宜过小；(2)洞口两侧应避免采用短肢剪力墙和单片剪力墙，宜采用"T"、"L"、"匚"形等截面的墙体，墙厚不应小于200mm，且不应小于层高的1/15，并应沿墙肢全高按要求设置约束边缘构件；(3)宜提高洞口两侧墙肢的抗震等级，并按提高后的抗震等级满足轴压比限值的要求；(4)加强转角窗上转角梁的配筋及构造；(5)转角处楼板应局部加厚，配筋宜适当加大，并配置双层双向的直通受力钢筋；必要时，可于转角处板内设置连接洞口两侧墙体的暗梁；(6)结构电算时，转角梁的负弯矩调幅系数、扭矩折减系数均应取1.0。抗震设计时，应考虑扭转耦联影响。  图 8.1.2 角窗示意图

序号	常见问题	改进措施
8.2	**剪力墙底部加强部位**	
8.2.1	高层建筑中，当地下室顶板与室外地坪的高差大于本层层高的1/3时，剪力墙底部加强部位的高度确定不当，取为自地下室顶板向上算起，取底部2层和剪力墙总高度八分之一两者中的大值且不大于15m。	**改进措施**：剪力墙底部加强部位的高度应根据上部结构的嵌固部位等不同情况分别计算。嵌固部位的确定应遵守《抗震规范》GB50011第6.1.14条的规定。一般情况下，当地下室顶板可以作为上部结构的嵌固部位时，剪力墙底部加强部位的高度应从地下一层顶板向上算起，取结构底部两层和剪力墙总高度八分之一(剪力墙高度超过150m时取1/10)两者中的大值且不大于15m；同时地下一层按加强部位设计。 而当地下室顶板与室外地坪的高差大于本层层高的1/3时，则应是以地下一层底板而不是地下一层顶板作为上部结构的嵌固部位。这种情况下，剪力墙底部加强部位的高度应从地下一层底板向上算起，取底部两层和剪力墙总高度八分之一两者中的大值且不大于15m；同时从地下一层底板向下延伸一层按加强部位设计。 此外，当由于地下室顶板大部分板面标高下降、开大洞、或车库(墙体少)等原因，不能满足地下一层顶板作为结构嵌固部位时，剪力墙底部加强部位的高度也应从地下一层底板(为嵌固部位时)向上算起，取底部两层和剪力墙总高度八分之一两者中的大值且不大于15m；同时地下一层底板向下延伸一层按加强部位设计。
8.2.2	部分框支剪力墙底部加强部位的高度不满足规范要求。	**原因分析**：部分框支剪力墙结构传力不直接、不合理，结构竖向刚度变化很大，甚至是突变，地震作用下易使框支-剪力墙结构在转换层附近的刚度、内力和传力途径发生突变，并易形成薄弱层。转换层下部的框支结构构件容易开裂和屈服，转换层上部的墙体易于破坏，于抗震不利。 部分框支剪力墙底部加强部位的高度取法出错一般有以下几种情况：1)仅对落地剪力墙按规范取其底部加强部位高度；2)仅对框支剪力墙按规范取其底部加强部位高度、对落地剪力墙仅取其墙肢总高度的1/8；3)其他。 **改进措施**：《高规》JGJ3第10.2.4条规定：底部带转换层的高层建筑结构，其剪力墙底部加强部位的高度可取框支层加上框支层以上两层的高度及墙肢总高度的1/8二者的较大值。执行此条应特别注意:这里所说的剪力墙包括落地剪力墙和转换构件上部的剪力墙两者。

序号	常见问题	改进措施
8.3	**剪力墙厚度及截面高度**	
8.3.1	较长的剪力墙未开设结构洞，致使结构受力不合理。	**原因分析**：剪力墙结构的一个结构单元中，当有少量长度大于8m的大墙肢时，计算中楼层剪力主要由这些大墙肢承受，其他墙肢承受的剪力较小，一旦发生地震，尤其高烈度地震时，大墙肢容易首先遭受破坏，而小的墙肢的承载力有限，使整个结构的各墙肢可能被各个击破，这对结构是极为不利的。同时，细高的剪力墙(高宽比大于2)容易设计成弯曲破坏的延性剪力墙，从而可避免脆性的剪切破坏。因此，《高规》JGJ3第7.1.5条规定：较长的剪力墙宜开设洞口，将其分成长度较为均匀的若干墙段，墙段之间宜采用弱连梁(跨高比宜大于6的连梁)连接，每个独立墙段的总高度与其截面高度之比不应小于2。独立墙段宜通过设置门窗洞口或结构洞使洞口间的墙肢截面高度不宜大于8m。较短墙肢受弯产生的裂缝较小，墙体的配筋能较充分发挥作用，有利于改善结构的抗震性能。 **改进措施**：当墙肢长度超过8m时，应在墙肢上适当部位开设结构洞，把长墙肢分成短墙肢如图8.3.1所示，结构计算按开洞处理。结构洞周边按规定设置连梁及边缘构件，洞口砌筑填充墙类轻质材料封堵。但因填充墙与混凝土墙两种不同材料，可能会因收缩使洞口处墙体出现裂缝，此时应在装修时采取防裂措施。  图8.3.1 长墙肢留结构洞
8.3.2	(1)剪力墙底部加强部位的厚度不满足要求，且未计算墙体的稳定；(2)无端柱或翼墙的一字形剪力墙厚度不满足要求，且未计算墙体的稳定。	**改进措施**：(1)底部加强部位剪力墙厚度：一、二级不应小于层高或剪力墙无肢长度的1/16，且不应小于200mm；三、四级不应小于层高或剪力墙无肢长度的1/20，且不应效应160mm；(2)无端柱或翼墙的一字形剪力墙厚度：底部加强部位不应小于层高的1/12，其他部位不应小于层高的1/15，且不应小于180mm； 剪力墙厚度的详细要求见《抗震规范》GB50011第6.4.1条及《高规》JGJ3第7.2.2条规定，当不满足要求时，应按《高规》附录D计算墙体的稳定。剪力墙井筒中分隔电梯井或管井的墙肢截面厚度可适当减小，但不宜小于160mm。

序号	常见问题	改进措施
8.4	**翼墙、端柱、暗梁及连梁**	
8.4.1	抗震设计时连梁箍筋未 沿全跨长加密。	**原因分析**：剪力墙开洞形成的连梁，一般跨高比不大于5。这类连梁和框架梁不同，连梁在竖向荷载作用下弯距所占比例较小，水平荷载作用下产生的正负弯距使连梁对剪切变形十分敏感，容易出现剪切斜裂缝，为防止斜裂缝出现后的脆性破坏，规范除采取了强剪弱弯的一些措施外，在钢筋锚固、腰筋配置、箍筋加密区范围等构造上还规定了一些特殊要求。其中《高规》第7.2.6条规定了“抗震设计时，沿连梁全长箍筋的构造应按第6.3.2条框架梁梁端加密区箍筋的构造要求采用；非抗震设计时，沿连梁全长的箍筋直径不应小于6mm、间距不应大于150mm。” **改进措施**：连梁不应按一般框架梁仅在梁端一定范围内箍筋加密，应按《高规》第7.2.26条(强制性条文)规定设计。
8.4.2	抗震设计时剪力墙连梁截面尺寸控制条件不满足《高规》规定，且未采取合适的处理措施。	**原因分析**：规范规定剪力墙连梁应满足截面尺寸控制条件，其目的首先是防止发生斜压破坏(或腹板压坏)，其次是限制在使用阶段的斜裂缝宽度，同时也是斜截面受剪破坏的最大配箍率的条件。 连梁由于跨度小而截面高度较大，水平荷载作用下梁端剪力也较大，因而容易出现截面控制条件不满足规定的情况，若不采取合适的处理措施会造成连梁斜裂缝过大甚至发生斜压破坏。 **改进措施**：当剪力墙连梁不满足截面尺寸控制条件的要求时，可按《高规》第7.2.25条作如下处理： (1)减小连梁截面高度，连梁名义剪应力超过限制值时，加大截面高度会吸引更多剪力，更为不利，减小截面高度或加大截面厚度效果较好，但后者一般很难实现。(2)抗震设计的剪力墙中连梁弯矩及剪力可进行塑性调幅，以降低其剪力设计值。连梁塑性调幅可采用两种方法，一是在内力计算前就将连梁刚度进行折减；二是在内力计算之后，将连梁弯矩和剪力组合值乘以折减系数。两种方法的效果都是减小连梁内力和配筋。因此在内力计算时对已经降低了刚度的连梁，其调幅范围应当限制或不再继续调幅。当部分连梁降低弯矩设计值后，其余部位连梁和墙肢的设计值应当相应提高。

序号	常见问题	改进措施
	续页	无论用什么方法，连梁调幅后的弯矩、剪力设计值不应低于使用状况下的数值，也不宜低于比设防烈度低一度的地震作用组合所得的弯矩设计值，其目的是避免在正常使用条件下或较小的地震作用下连梁上出现过大的裂缝。因此建议一般情况下，可掌握调幅后的弯矩不小于调幅前弯矩(完全弹性)的0.8倍(6～7度)和0.5倍(8～9度)。 (3)当连梁破坏对承受竖向荷载无明显影响时，可考虑在大震作用下该连梁不参与工作，按独立墙肢第二次进行多遇地震作用下结构内力分析，墙肢应按两次计算所得的较大内力进行配筋设计。
8.4.3	剪力墙结构、框架－剪力墙结构和框架－核心筒结构，在布置楼面主梁时，未注意避开剪力墙连梁而将主梁支承在连梁上。	**原因分析**：剪力墙结构、框架－剪力墙结构和框架－核心筒结构的剪力墙中的连梁刚度较弱，将楼层主梁支承在连梁上，第一，连梁没有足够的抗扭刚度对主梁端部约束达不到固结要求，也没有足够的抗扭刚度去抵抗平面外弯矩(扭矩)；第二因连梁本身剪切应变较大，再增加主梁传来的内力易使连梁产生过大裂缝。在强震下连梁作为第一道防线可能首先破坏，造成支承在连梁上的主梁也会随之破坏。 **改进措施**：按《高规》JGJ3第7.1.10条的规定，应尽量避免将楼面主梁支承在连梁上。尤其当楼面主梁数量较多时应调整有关主梁或(和)竖向构件的平面布置。当有个别楼层主梁支承在连梁上时，可将主梁端部设为铰接，并根据情况加大连梁的配筋及构造。
8.4.4	板柱-剪力墙结构房屋周边和楼电梯洞口周边未设置有梁框架。	**原因分析**：板柱结构的抗侧力刚度比梁柱框架结构差，板柱节点的抗震性能不如梁柱节点的抗震性能。楼板对柱的约束弱，不像框架梁那样，既能较好地约束框架节点，做到强节点，又能使塑性铰出现在梁端，做到强柱弱梁。此外，地震作用产生的不平衡弯矩要由板柱节点传递，在柱边将产生较大的附加剪应力，当剪应力很大而又缺乏有效的抗剪措施时，有可能发生冲切破坏，甚至导致结构连续破坏。因此，抗震设计时，除应设置剪力墙外，还应尽可能设置有梁框架。 **改进措施**：《抗震规范》GB50011第6.6.2条规定：房屋的周边和楼、电梯洞口周边应采用有梁框架；此外第6.6.4条还规定：房屋的屋盖和地下一层顶板，宜采用梁板结构。对前一条，应遵照执行，对后一条，应尽可能做到。

序号	常见问题	改进措施
8.4.5	框架-剪力墙结构中，与框架平面重合的剪力墙未设置端柱和梁(暗梁)。	**原因分析**：框架一剪力墙结构中，剪力墙的布置形式有多种多样。框架和剪力墙既可分开布置，也可混合布置，还可以在框架结构的若干跨内嵌入剪力墙，成为带边框剪力墙。带边框的剪力墙应保留框架柱，位于楼层标高处的框架梁也应保留，使剪力墙受到纵横两个方向的约束，提高剪力墙的 延性和耗能能力。框架-剪力墙结构中的带边框剪力墙是该类结构中的主要抗侧力构件，它承受着大部分地震作用。对比试验表明，无边框的剪力墙的正截面及斜截面受力性能、变形能力均减弱较多。为保证其延性和承载力，规范对边框柱和边框梁的设计作了具体规定。 **改进措施**：《高规》JGJ3第8.2.2条规定：与剪力墙重合的框架梁可保留，亦可做成宽度与墙厚相同的暗梁，暗梁截面高度可取墙厚的2倍或与该框架梁截面等高，暗梁的配筋可按构造配置且应符合一般框架梁相应抗震等级的最小配筋要求；剪力墙截面宜按工字形设计，其端部的纵向受力钢筋应配置在边框柱截面内；边框柱截面宜与该榀框架其他柱的截面相同，边框柱应符合有关框架柱构造配筋规定；剪力墙底部加强部位边框柱的箍筋宜沿全高加密；当带边框剪力墙上的洞口紧邻边框柱时，边框柱的箍筋宜全高加密。 需要注意的是：(1)与剪力墙平面重合的框架梁宜通过剪力墙，或在剪力墙内设置暗梁；而与框架平面不重合的剪力墙内是否设置暗梁，可根据结构具体情况而定。 (2)单片剪力墙中的边框柱，是墙平面内墙体的组成部分，不再按框架柱考虑；此类边框柱在墙平面外属于框架柱，支承框架梁并共同组成抗侧力结构。边框柱在墙平面内按墙计算确定纵向钢筋，平面外则按框架柱计算纵向钢筋，并满足相应的构造措施。  图8.4.5 暗梁构造示意图

序号	常见问题	改进措施
8.5	剪力墙边缘构件	
8.5.1	如图8.5.1-1所示，二级抗震设计的剪力墙约束边缘构件沿墙肢长度取值不正确。如取l_c=550mm。	**原因分析**：剪力墙约束边缘构件沿墙肢长度l_c应按《高规》JGJ3表7.2.16计算。图8.5.1-1剪力墙按有翼墙或端柱一栏计算时，有l_c=0.15h_w=0.15x3500mm=525mm，并考虑表注2：“约束边缘构件沿墙肢长度，不应小于表中数值、1.5b_w和450mm三者的较大值；有翼墙或端柱时尚不应小于翼墙厚度或端柱沿墙肢方向截面高度加300mm”，取l_c=250mm+300mm=550mm。但表7.2.16注3规定：“翼墙长度小于其厚度3倍或端柱截面边长小于墙厚的2倍时，视为无翼墙或无端柱”。图8.5.1-1中的剪力墙翼墙长度每侧仅400mm，小于其3倍厚度，因此，应视为无翼墙。 **改进措施**：按无翼墙或端柱一栏计算，即l_c=max(0.20h_w，1.5b_w，450mm)=0.20x3500mm=700mm。

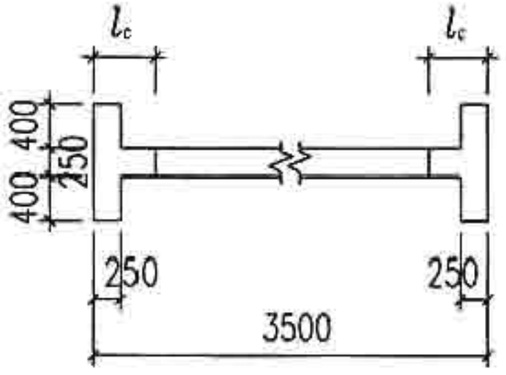
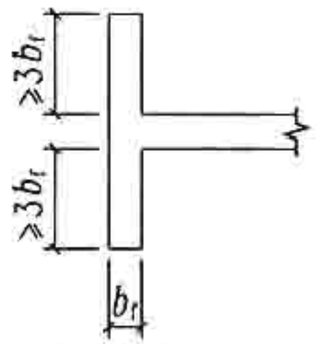
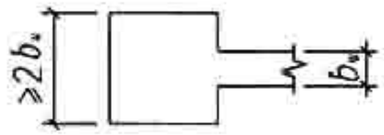


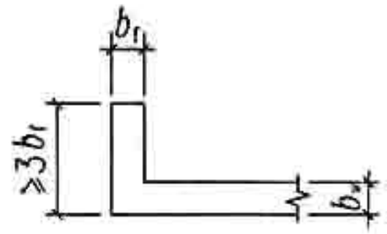
图8.5.1-1 剪力墙截面尺寸



(a) 翼墙

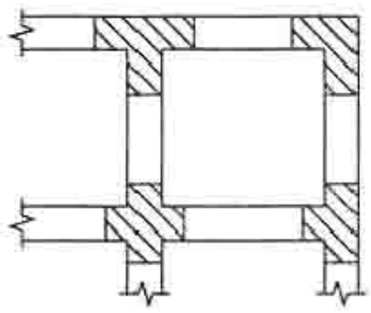


(b) 端柱



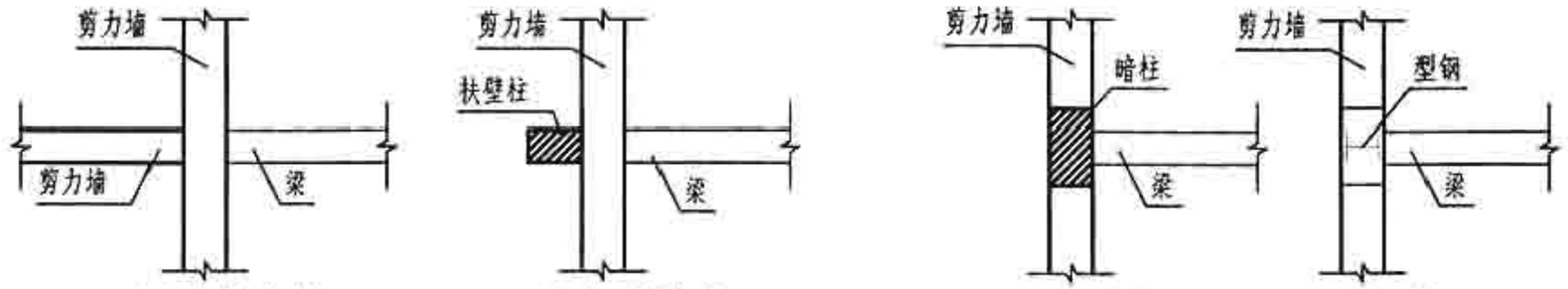
(c) 转角墙

图8.5.1-2 剪力墙有翼墙或端柱的尺寸要求

序号		
8.5.2	抗震设计时筒体结构的内筒墙体完全按一般剪力墙结构设置约束边缘构件。如角部未沿墙体全高设置约束边缘构件，约束边缘构件长度 l_c 不满足要求，底部加强部位约束边缘构件范围内未全部采用箍筋等。	**原因分析**：筒体结构的空间整体作用很强，核心筒或内筒是筒体结构的主要承重和抗震的结构构件。筒体角部又是保证结构空间整体作用的关键部位，其边缘构件构造措施应比一般剪力墙结构更强。 **改进措施**：《高规》JGJ3第9.1.8条规定：框架-核心筒结构的核心筒角部边缘构件应按下列要求予以加强：底部加强部位，约束边缘构件沿墙肢的长度应取墙肢截面高度的1/4，约束边缘构件范围内应全部采用箍筋；其底部加强部位以上的全高范围内宜按《高规》第7.2.16条的规定设置约束边缘构件。 设计时应注意筒体结构的内筒角部和一般剪力墙结构在设置约束边缘构件及约束边缘构件构造做法上的区别，并满足规范的规定。
8.6	**剪力墙配筋构造**	
8.6.1	高层建筑抗震设计时，剪力墙开洞后形成如图8.6.1所示的小墙肢，但仍按普通剪力墙进行设计。  图8.6.1 墙体开洞平面位置	**原因分析**：如图8.6.1所示的小墙肢截面高度与厚度之比小于5，其抗侧力刚度更弱，抗震性能更差，应采取加强措施。 **改进措施**：首先应尽可能避免在剪力墙同一十字交叉墙肢上开设3个以上洞口而形成独立小墙肢。当结构中有极少数此种墙肢时，开洞后形成的十字交叉墙应按仅承受轴向力进行设计。其重力荷载代表值作用下的轴压比宜满足表8.6.1的要求，并宜按框架柱进行截面设计，底部加强部位纵向钢筋的配筋率不应小于1.2%，一般部位不应小于1.0%，箍筋宜沿墙肢全高加密，详见《高规》第7.2.5条。 剪力墙独立小墙肢轴压比限值　　表8.6.1

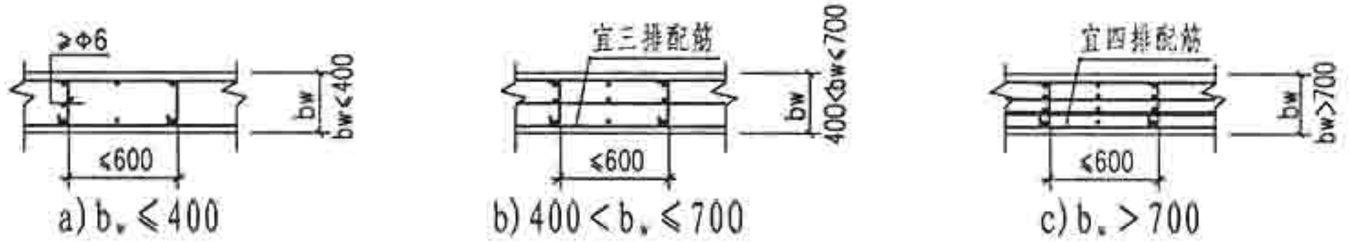
抗震等级	一级(9度)	一级(7、8度)	二级	三级
轴压比	0.3	0.4	0.5	0.6

序号	常见问题	改进措施
8.6.2	剪力墙墙肢与其平面外方向的楼面主梁连接时，梁端与剪力墙按固接设计而未采取其他措施。	**原因分析**：剪力墙平面外刚度远小于平面内刚度，平面外抗弯能力很小，楼面主梁梁端与剪力墙按固接(特别是仅在墙的一侧连接)时，使得剪力墙平面外产生很大的弯矩，当超过剪力墙平面外的抗弯能力时，会造成墙体开裂甚至破坏。在很多情况下，剪力墙平面外受力的问题未引起结构设计人员的足够重视，因而没有采取相应的措施。 **改进措施**：应控制剪力墙平面外的弯矩。当剪力墙墙肢与其平面外方向的楼面梁连接时，为减小梁端部弯矩对墙的不利影响，按《高规》JGJ3第7.1.7条的规定，应至少采取以下措施之一： (1)沿梁轴线方向设置与梁相连的剪力墙，以抵抗该墙肢平面外弯矩，如图8.6.2(a)所示； (2)当不能设置与梁轴线方向相连的剪力墙时，宜在墙与梁相交处设置扶壁柱，扶壁柱宜按计算确定其截面及配筋，如图8.6.2(b)所示； (3)当不能设置扶壁柱时，应在墙与梁相交处设置暗柱，并宜按计算确定其截面及配筋，如图8.6.2(c)所示； (4)必要时，剪力墙内可设置型钢，如图8.6.2(d)所示； (5)对截面较小的楼面梁一般可将梁与墙的连接做成铰接，并宜在墙梁相交处设置构造暗柱； (6)将楼面梁设计成变截面梁，减小梁端截面以减小梁端弯矩； (7)通过调幅减小梁端弯矩，相应加大梁跨中弯矩 无论采取上述哪种措施，都应保证梁的纵向受力钢筋伸入墙内并有可靠锚固。



(a)加剪力墙　(b)加扶壁柱　(c)加暗柱　(d)加型钢

图8.6.2 梁墙相交时剪力墙的加强措施

序号	常见问题	改进措施
8.6.3	高层建筑当剪力墙厚度大于400mm时，竖向和水平分布钢筋仍采用两排配筋。墙体各排分布筋之间未设置拉结筋。	**原因分析**：为防止混凝土表面出现收缩裂缝，同时使剪力墙具有一定的出平面抗弯能力，高层建筑的剪力墙不允许单排配筋。当剪力墙厚度超过400mm时，如仅采用双排配筋，形成中间大面积的素混凝土，会使剪力墙截面应力分布不均匀。因此，《高规》JGJ3第7.2.3条规定：高层剪力墙中竖向和水平分布钢筋，不应采用单排配筋。当剪力墙截面厚度b_w不大于400mm时，可采用双排配筋；当b_w大于400mm，但不大于700mm时，宜采用三排配筋；当b_w大于700mm时，宜采用四排配筋。受力钢筋可均匀分布成数排。各排分布钢筋之间的拉筋间距不应大于600mm，直径不小于6mm，在底部加强部位，约束边缘构件以外的拉接筋间距尚应适当加密。 **改进措施**：应按规范执行，如图8.6.4所示。当采用三排或四排配筋时，所需的设计配筋可均匀分布在各排中，或靠墙面的配筋略大。  a) $b_w \leqslant 400$　b) $400 < b_w \leqslant 700$　c) $b_w > 700$ 图8.6.3 剪力墙分布筋构造
9.1	其他	
9.1.1	在框架结构中，当雨蓬板和楼层板不能整体现浇时，仅将雨蓬梁(或板)支承在框架的填充墙上。	**原因分析**：钢筋混凝土雨蓬的设计主要有三个问题：一是雨蓬梁及雨蓬板的承载能力和变形要求；二是雨蓬的整体抗倾覆；三是对砌体结构，要验算雨蓬梁支承处砌体的局部受压承载能力。造成此类问题的根本原因是错按砌体结构设计雨蓬，实际上框架结构中雨蓬设计和砌体结构中雨蓬设计有很大区别，因为在框架结构中，砌体填充墙是非承重墙体，既不能支承雨蓬梁(或板)的荷载，也不能象砌体结构的墙体那样，可以平衡雨蓬板的固端弯矩，防止雨蓬的整体倾覆。仅将雨蓬梁(或板)支承在框架的填充墙上，虽然雨蓬本身的承载能力和变形满足要求，但雨蓬的整体抗倾覆和填充墙的局部受压强度都可能不满足要求。

序号	常见问题	改进措施

改进措施：一般框架结构中雨蓬的设计，应注意以下问题：

(1) 当雨蓬板和框架梁标高接近时，应使两者整体浇灌；

(2) 当雨蓬板和框架梁标高相差较大两者无法整体浇灌时，若雨蓬所在跨跨度不大，可将雨蓬梁向两侧延伸至框架柱，雨蓬梁按弯剪扭构件设计，框架柱的设计应考虑雨蓬梁传来的集中弯矩和集中力，如图9.1.1-1所示。因设置此雨蓬梁而使框架柱形成短柱时，柱箍筋应全高加密；若雨蓬所在跨跨度较大，可在雨蓬梁两端设置小门槛柱，小门槛柱上端伸入框架梁内，雨蓬梁按弯剪扭构件设计，小门槛柱按偏压构件设计，如图9.1.1-2所示。

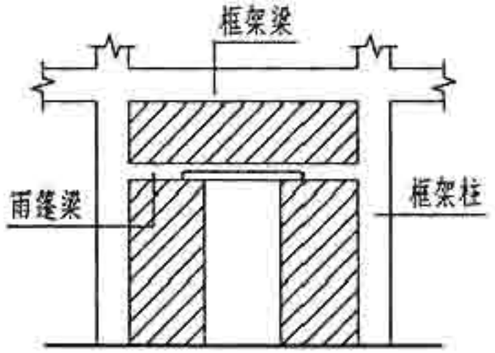


图9.1.1-1 雨蓬梁向两侧延伸至框架柱

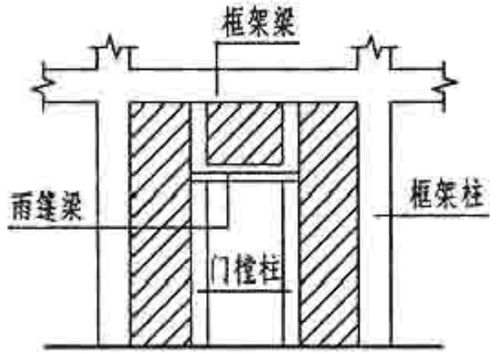


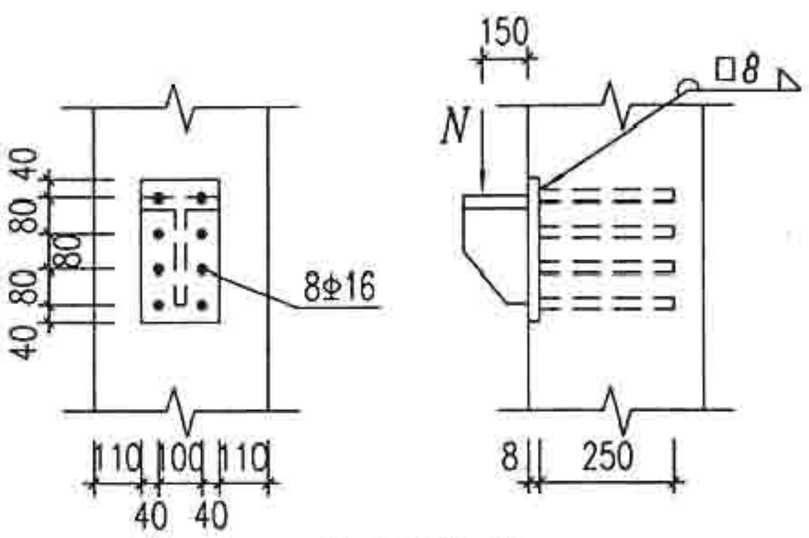
图9.1.1-2 雨蓬梁两端设置小门槛柱伸入框架梁

序号	常见问题	改进措施
9.1.2	忽视砌体填充墙的布置，设计中未考虑由于填充墙布置的不均匀、不对称或上下层刚度差异过大所造成的不利影响。	**原因分析**：填充墙与框架刚性连接时，其对结构的整体刚度是有影响的，填充墙布置严重不均匀或不对称，会使结构形成刚度和强度突变，于抗震不利。例如：由于功能需要，将填充墙仅布置在结构平面的一侧时，结构可能会产生不容忽视的偏心；结构某一楼层或几个楼层无填充墙，而其他楼层均布置较多填充墙时，结构的上下层刚度差异可能过大等。 **改进措施**：首先填充墙平面和竖向布置应尽可能均匀、对称，减少质心和刚心的偏心所造成的扭转，避免形成上下层刚度差异过大。其次，当不可避免时，由于目前一般软件在计算中都没有考虑这些问题，因此，应从概念设计出发，正确估算结构由此产生的扭转或上下层刚度差异，采取切实可靠的构造措施来减小由于填充墙布置的不均匀、不对称而产生的结构偏心或上下层刚度差异过大所造成的不利影响。
9.1.3	对框架结构的填充墙、隔墙未采取与主体结构可靠的拉接措施及保证墙体平面外的稳定措施。	**原因分析**：历次地震框架结构由于填充墙引起的震害并不少见，切不可等闲视之。 **改进措施**：1.框架结构的填充墙及隔墙应尽可能选用轻质墙体以减轻自重。 2.填充墙与主体结构应有可靠拉接，应能适应主体结构不同方向的层间位移；8、9度时应具有满足层间变位的变形能力，与悬挑构件相连接时，尚应满足节点转动引起的竖向变形能力。 3.抗震设计时，框架结构如采用砌体填充墙，宜与柱脱开或采用柔性连接，并应符合下列要求： (1) 砌体砂浆强度等级不应低于M5，墙顶应与框架梁或楼板紧密结合。 (2) 砌体填充墙应沿框架柱的高度每隔500mm左右设置2φ6的拉筋，拉筋伸入填充墙内的长度：6、7度时不应小于墙长的1/5且不小于700mm；8、9度时宜沿墙全长贯通。 (3) 墙长大于5m时，墙顶与梁（板）宜有钢筋拉结；墙长超过层高2倍时，宜设置钢筋混凝土构造柱；墙高超过4m时，墙体半高处（或门窗洞口上皮）宜设置与柱连接且沿墙全长贯通的钢筋混凝土水平系梁。

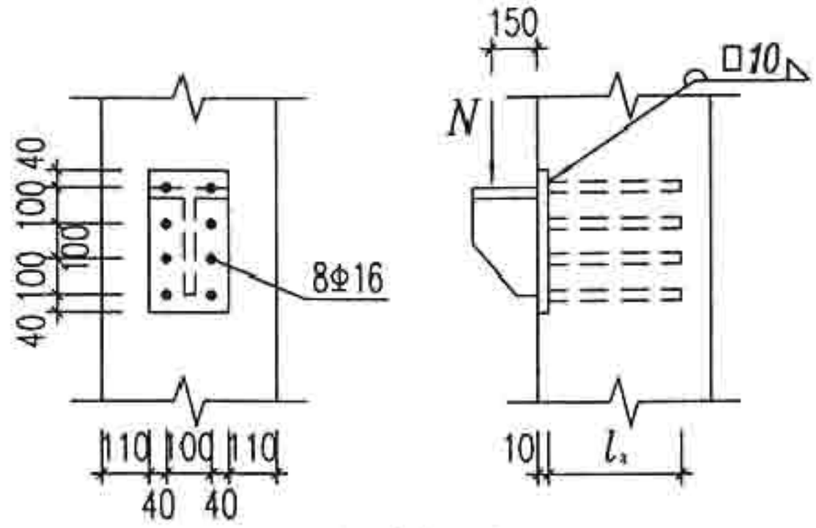
序号	常见问题	改进措施
9.1.4	抗震设计的高层建筑采用单跨框架结构。	**原因分析：**单跨框架的抗侧刚度小，耗能能力弱，结构超静定次数少，抗震时无多道防线。一旦柱子出现塑性铰(在强震下不可避免)，连续倒塌的可能性很大。震害表明，单跨框架结构震害较重（包括多层）。 **改进措施：**抗震设计的高层建筑不宜采用单跨框架结构。 如可能，可于单跨框架结构中设置少量剪力墙，使之成为框架-剪力墙结构，有剪力墙作为第一道防线，结构的抗震能力将得以加强。当由于功能要求只能做成单跨框架结构时，应按建设部建质[2003]46号文中规定进行抗震设防专项审查，按审查意见设计。
9.1.5	复合受力预埋件，如弯剪预埋件，锚筋受拉又受剪，既未按受拉锚筋确定所需锚固长度，也未按受剪锚筋确定其沿剪力方向的间距。	**原因分析:**工程中，为了把构件与构件或构件与设备连接起来，经常会遇到预埋件的设计问题。 按受力性能分，预埋件可分为轴心受拉预埋件、受剪预埋件、弯剪预埋件、拉弯剪预埋件和压弯剪预埋件等多种。 某工程框架柱上复合受力的弯剪预埋件如图10.1.3(a)所示。框架柱的混凝土强度等级为C30;预埋件的锚板采用Q235-B级钢板，锚筋采用HRB335级钢筋(Φ)，手工电弧焊焊条采用E4303型焊条。 由图可知，预埋件除锚筋中心至锚板边缘的距离不应小于$2d$(d为锚筋直径，下同)和20mm，锚筋的列距、锚筋至混凝土构件侧边的距离均不应小于$3d$和45mm，受剪预埋件锚筋至混凝土构件下边缘的距离不应小于$6d$和70mm，四项构造尺寸符合《混凝土规范》GB50010第10.9.6条的要求外，其余构造要求均不符合规范的规定。应进行修改。例如: **改进措施:**由于预埋件破坏，连接失效，构件或设备坠落造成工程事故的例子并不是个别的。因此，结构工程师们应重视受力预埋件的设计和计算。 应进行修改。例如: (1)锚筋与锚板的角焊缝焊脚尺寸不宜小于$0.6d = 0.6 \times 16 = 9.6$mm，实际的$h_f = 8$mm; (2)锚板厚度宜大于锚筋直径的0.6倍，$0.6d = 0.6 \times 16 = 9.6$mm，锚板实际厚度为8mm; (3)受剪预埋件锚筋沿剪力方向的间距不应小于$6d = 6 \times 16 = 96$mm和70mm，锚筋实际间距为80mm。

序号	常见问题	改进措施
	续页	(4)弯剪预埋件锚筋的锚固长度不应小于受拉钢筋的锚固长度 $l_a = 30d = 30 \times 16 = 480$mm，锚筋实际锚固长度为250mm。弯剪预埋件不应按受剪预埋件确定锚筋的锚固长度。 修改后的弯剪预埋件如图9.1.5(b)所示。 工程经验表明，对于受力预埋件，除了应按照《混凝土规范》第10.9.1条的相关公式计算锚筋总截面面积外，还必须有相应的构造措施作保证。由于影响预埋件受力的因素很多，计算预埋件锚筋总截面面积的上述公式又是半理论半经验性的，故预埋件的设计应留有必要的安全储备。通常，当被连接构件的安全等级为一级时，预埋件的重要性系数可取1.2；当被连接构件的安全等级为二级时，预埋件的重要性系数可取1.1。 考虑地震作用效应参与组合的预埋件，应按《混凝土规范》第11.6.9条设计，锚筋截面面积应比非地震作用组合增大25%，且相应调整锚板厚度。 抗震设计时，在靠近锚板的锚筋根部宜增设一根直径 $d \geqslant \phi 10$ 的封闭箍筋，并与锚筋贴紧扎牢，此时受拉锚筋的锚固长度相应改为 l_{aE}。 应当指出，预埋件直锚筋与锚板应采用T型焊，当锚筋直径不大于20mm时，宜采用压力埋弧焊(焊剂为HJ431型焊剂)，大于20mm时，宜采用穿孔塞焊。 设计选用详见国家标准图集《钢筋混凝土结构预埋件》04G362。

序号	常见问题	改进措施
	续页	



(a)不正确的设计



(b)正确的设计

图10.1.3 弯剪预埋件示意图

主编单位、联系人及电话

主编单位	中元国际工程设计研究院	张军	010-68732518
	中国建筑标准设计研究院	汪洪涛	010-88361155-800
	中国建筑科学研究院建筑结构研究所	黄小坤	010-84280894

图集主审人(以姓氏笔划为序):

沙志国　张维斌　姜学诗

组织编制单位、联系人及电话

中国建筑标准设计研究院	李文扬	010-88361155-800（国标图热线电话） 010-68318822（发行电话）

国家建筑标准设计图集 05SG109-4

民用建筑工程设计常见问题分析及图示

（钢结构和空间网格结构）

国家建筑标准设计
国家建筑标准设计
国家建筑标准设计
国家建筑标准设计
国家建筑标准设计
国家建筑标准设计
国家建筑标准设计

中国建筑标准设计研究院

GUOJIAJIANZHUBIAOZHUNSHEJI 05SG109-4

民用建筑工程设计常见问题分析及图示
(钢结构和空间网格结构)

批准部门	中华人民共和国建设部	批准文号	建质[2005] 14 号
主编单位	中冶京诚工程技术有限公司 中国建筑标准设计研究院	统一编号	GJBT-791
实行日期	二00五年三月一日	图 集 号	05SG109-4

主编单位负责人	
主编单位技术负责人	
技 术 审 定 人	
设 计 负 责 人	

目　　录

目录 编制说明……M1～M2

钢结构

1　钢结构设计规定 ……1—1～17
1.1基本设计规定……1—1～2
1.2构件计算……1—3～7
1.3连接计算……1—8～10
1.4构造要求……1—11～17

2　冷弯薄壁型钢结构 ……1—18～27
2.1基本设计规定……1—18～20
2.2构件计算……1—21～24
2.3构造要求……1—25～27

3　门式刚架轻型房屋钢结构…… 1—28～39
3.1基本设计规定……1—28
3.2支撑体系……1—29～33
3.3设计计算……1—34～36
3.4构造要求……1—37～39

4　高层民用建筑钢结构 ……1—40～75
4.1基本设计规定……1—40
4.2构件设计……1—41～46
4.3节点设计……1—47～66
4.4组合楼板设计……1—67～75

空间网格结构

5　空间网格结构 …… 2—1～18
5.1材料选用……2—1～2
5.2结构选型……2—3～5
5.3设计计算……2—6～9
5.4杆件……2—10～12
5.5节点设计……2—13～18

编 制 说 明

1. 主要编制依据

建设部建质[2004]46号文"关于印发《二00四年国家建筑标准设计编制工作计划》的通知"

《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068-2001（简称可靠度标准）

《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223-2004（简称设防分类标准）

《建筑结构荷载规范》GB 50009-2001（简称荷载规范）

《建筑抗震设计规范》GB 50011-2001（简称抗震规范）

《钢结构设计规范》GB 50017-2003（简称钢结构规范）

《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99-98（简称高钢规程）

《型钢混凝土组合结构技术规程》JGJ138-2001（简称组合结构规程）

《钢骨混凝土结构设计规程》YB9082-97（简称钢骨混凝土规程）

《冷弯薄壁型钢结构技术规范》GB 50018-2002（简称薄壁型钢规范）

《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》CECS 102:2002（简称门式刚架规程）

《网架结构设计与施工规程》JGJ 7-91（简称网架规程）

《网壳结构技术规程》JGJ 61-2003（简称网壳规程）

《网架结构设计与施工规程应用指南》（简称网架设计指南）

《建筑钢结构焊接技术规程》JGJ81-2002（简称钢结构焊接规程）

《钢网架螺栓球节点用高强度螺栓》GB/T16939-199（简称钢架高强度螺栓）

《钢结构工程施工质量验收规程》GB50205-2001（简称钢结构施工规范）

《 建筑工程设计文件编制深度规定》建质[2003]84号（简称设计文件深度）

《施工设计文件审查要点》[2003]2号(简称审查要点)

2. 编制目的

根据现行的国家有关规范、规程，对民用建筑工程设计中由于设计人员的考虑不周和对规范、规程的理解不够全面，造成的一些不当做法和错误，以及在施工图设计文件审查中常出现的问题，进行汇总、整理、分析，并提出改进措施及依据，从而加强设计人员对规范及规程全面、准确的理解，避免类似错误的发生，合理和优化设计，提高设计质量。

3. 主要内容

本图集共分四册。第一册为工程设计管理、荷载与地震作用、地基与基础，第二册为砌体结构，第三册为混凝土结构，第四册为钢结构和空间网格结构。采用图文并茂及对照编排方式给出设计中工程技术人员容易混淆、容易忽视的问题及相关规定和改进措施示例。

本分册主要内容包括：普通钢结构、冷弯薄壁型钢结构、门式刚架轻型房屋钢结构、高层民用建筑钢结构和空间网格结构的基本设计规定、构件计算及构造要求等。

4. 适用范围

本图集适用于民用建筑或一般工业建筑工程设计，可供设计、审图、监理、施工和管理等部门的技术人员使用。

5. 使用说明

5.1本图集所列常见问题是指不符合现行国家规范、规程或不够合理、不够完善的做法，改进措施是指根据规范、规程的规定应采取的做法。

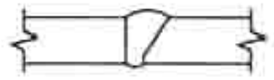
5.2鉴于工程的具体情况，解决问题的措施不是唯一的，设计时应根据工程实际情况，注意避免本图集提出的"常见问题"，采取合理的解决措施，不宜拘泥于本图集提供的改进方案。

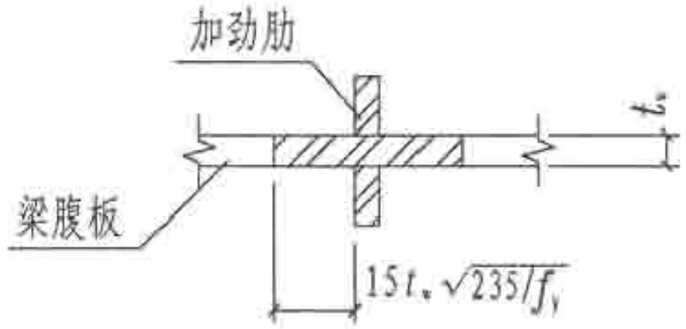
5.3使用本图集应严格执行国家现行标准、规范和规程的规定，如涉及地方规定的，还应协调考虑。

编制说明								图集号	05SG109-4
审核	郁银泉		校对	李文扬		设计	汪洪涛		M2

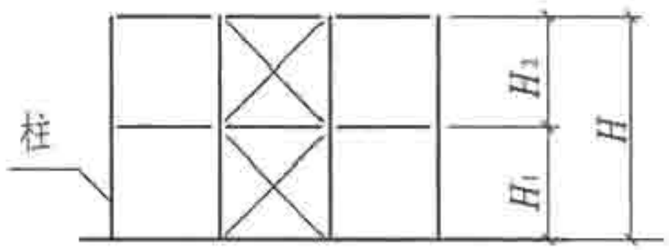
序号	常见问题	改进措施
1.1	**基本设计规定**	
1.1.1	在钢结构设计文件说明中未注明结构钢材的强度等级、连接材料的型号、焊缝型式、焊缝质量等级及对施工的要求。	**原因分析**：对于钢结构设计，在设计文件中说明设计所采用的钢材牌号、连接材料的型号、焊缝型式和焊缝质量等级等是必不可少的，应对钢结构制作、安装和验收起到指导作用，因此《钢结构规范》GB50017将它列为强制性条文。设计人员往往在设计文件中忽视了注明要求的必要性。 **改进措施**：应按《钢结构规范》GB50011第1.0.5条（强制性条文）要求，在钢结构设计文件中，注明钢材牌号、连接材料的型号（或钢号）和对钢材所要求的力学性能、化学成份及其他的附加保证项目。此外，还应注明所要求的焊缝形式、焊缝质量等级、端面刨平顶紧部位及对施工的要求。
1.1.2	计算重级工作制吊车梁及其制动结构的强度、稳定性以及连接的强度时，未采用由吊车摆动引起的横向水平力。	**原因分析**：《钢结构规范》GB50017对于此处有所变化，原《钢结构设计规范》GBJ17-88此处计算的吊车横向水平力考虑增大系数，而现行《钢结构规范》规定，吊车横向水平力标准值按公式 $H_k=\alpha P_{k,max}$ 计算。 **改进措施**：应按《钢结构规范》第3.2.2条规定进行设计，并与《荷载规范》GB50009规定的横向水平荷载对比，按较大值采用。计算吊车梁及其制动结构的强度、稳定以及连接强度时，按公式 $H_k=\alpha P_{k,max}$ 计算。
1.1.3	在选用钢材时未注明应要求的钢材质量等级（A、B、C、D等级），材质性能无相应保证。	**原因分析**：设计中容易忽视钢材的质量等级及其含义、重要性与通用条件。 **改进措施**：应按《钢结构规范》GB50017第3.3.1和第3.3.2条选材要求与《全国民用建筑工程设计技术措施/结构》第17.1.1条在设计文件中注明质量等级要求。
1.1.4	对由抗震设计控制截面选用的承重钢结构，未对钢材材质提出材料性能补充要求，仅在设计文件中注明采用Q235钢或Q345钢。	**原因分析**：《抗震规范》GB50011第3.9.1、3.9.2条对钢材提出特别最低要求，应在设计文件中说明。 **改进措施**：《抗震规范》第3.9.1、3.9.2条对抗震钢结构钢材提出特别最低要求，即实测强屈比、伸长率、冲击韧性和屈服台阶及可焊性，并在设计文件中注明。A级钢不保证冲击韧性，且Q235-A含碳量不作交货条件，故不能用于抗震设防钢结构和焊接结构。

序号	常见问题	改进措施
1.1.5	焊接钢结构选用Q235－A级钢，可焊性无可靠保证。	**原因分析**：设计人员容易忽视Q235-A级钢是不保证含碳量（亦可不保证焊接性能）的性能条件，又未注意《钢结构规范》GB50017相关条文规定。 **改进措施**：按《钢结构规范》第3.3.3条（强制性条文）与《全国民用建筑工程设计技术措施一结构》第17.2.2条在设计文件中正确、合理选用钢材等级。
1.1.6	对于直接承受动力荷载且需验算疲劳的结构，在设计文件中对其手工焊焊条未注明要求采用低氢型焊条，即E4315、E4316或E5015、E5016型焊条。	**原因分析**：手工焊接时焊条型号中关于药皮类型的确定，应按结构的受力情况和重要性区别对待，对于承受动力荷载且需验算疲劳的结构，为减少焊缝金属中的含氢量，防止冷裂纹出现，并使焊缝金属脱硫减小裂纹的倾向，应采用低氢碱性焊条。设计人员未注意查用规范有关受直接动力荷载构件对焊条选材的专门要求。 **改进措施**：应按《钢结构规范》GB50017第3.3.8条款要求选用焊条。对直接承受动力荷载且需验疲劳的结构，应选取低氢型焊条并配以相应焊剂，即对Q235钢应选E4315、E4316，对Q345钢应选E5015、E5016焊条。
1.1.7	在钢结构构件计算中对 t =18mm，t =20mm，Q235钢板强度设计值取值不同，未予以注意，造成错误。	**原因分析**：《钢结构规范》GB50017第3.4.1条（强制性条文）规定 t >16～40mm钢板抗拉、抗压、和抗弯强度设计值 f=205N/mm²，而原《钢结构设计规范》GBJ17-88规定 t ≤20mm钢板抗拉、抗压和抗弯强度设计值 f=215N/mm²。 **改进措施**：对于钢材的强度设计值，经过多年的设计和生产经验，在大量的调查研究基础上，《钢结构规范》第3.4.1条（强制性条文）将 t =18mm和 t =20mm 的Q235钢板的强度设计值调整为 f=205N/mm²，应按此执行。
1.1.8	在计算单面连接轴心受压单角钢和无垫板的单面施焊的对接焊缝强度时，其强度设计值未乘以折减系数。	**原因分析**：(1)由于平面连接的受压单角钢实际上是双向压弯构件，只是为计算简便将其作为轴心受压构件计算，应采用折减系数以考虑双向压弯的影响。 (2)经调查统计许多单面施焊不加垫板时，焊缝不能保证焊满焊件的全厚度，因此其强度设计值应乘以折减系数。

序号	常见问题	改进措施
	续页	**改进措施**：应按《钢结构规范》GB50017第3.4.2条(强制性条文)，将强度设计值乘以折减系数0.85（稳定性计算另有规定）。如图1.1.8-1、2所示：  图1.1.8-1 焊缝强度设计值应折减 图1.1.8-2 焊缝强度设计值不折减
1.2	**构件计算**	
1.2.1	钢梁上翼缘或支座受有较大集中荷载处，未设置横向加劲肋，或未进行该处腹板局部承压强度计算。	**原因分析**： 当梁上翼缘或支座受有较大集中荷载时，宜在该处按置构造设支承加劲肋，并应进行该处局部承压验算，否则梁会因为局部承压强度不够而发生破坏。 **改进措施**：应按《钢结构规范》GB50017第4.1.3、4.3.2、4.3.6、4.3.7条要求进行局部承压强度验算，同时注意此处施焊受剪。
1.2.2	钢梁受压翼缘自由长度l_1与其宽度b_1之比超过有关规定，未对钢梁进行整体稳定计算。	**原因分析**： 对钢结构的受弯构件不仅要进行强度计算，还应进行整体稳定计算，因稳定计算常起控制作用。 **改进措施**： 应按《钢结构规范》GB50017第4.2.1条的有关规定，对钢梁进行整体稳定计算。计算整体稳定系数φ_b时，应遵照附录B的有关规定。
1.2.3	简支箱形梁截面尺寸不满足$h/b_0 \leqslant 6$和$l_1/b_0 \leqslant 95(235/f_y)$未对梁的整体稳定进行计算。	**原因分析**： 箱形梁与工字形梁相比具有较好的抗扭特性，但其截面尺寸不宜超过限值。 **改进措施**： 由于箱形截面梁的抗侧向弯曲和抗扭转刚度远远大于工字形梁，其整体稳定性很强，设计时应尽量避免计算其整体稳定性，《钢结构规范》GB50017也未给出整体稳定系数的计算方法，因此，《钢结构规范》第4.2.4条规定，箱形截面只要满足$h/b_0 \leqslant 6$，$l_1/b_0 \leqslant 95(235/f_y)$时可不计算其整体稳定性，当不满足时应进行整体稳定计算。

序号	常见问题	改进措施
1.2.4	支座反力比较大的梁端支承加劲肋未按轴心受压构件计算其在梁平面外的稳定性，且对加劲肋与梁腹板的连接焊缝也未进行计算。	**原因分析：** 梁端的反力设计假定由加劲肋和部分腹板承受，加劲肋和部分腹板组成的截面按轴心受压构件计算，加劲肋与上翼缘接触面可以要求刨平顶紧后再焊接。 **改进措施：** 应按《钢结构规范》GB50017第4.3.7条，对支承加劲肋处进行计算。计算时应注意此处按轴心受压构件考虑的截面为加劲肋和加劲肋每侧$15t_w\sqrt{235/f_y}$范围内组成的十字形截面，计算长度取梁腹板高度h_0，如图1.2.4所示：  图1.2.4
1.2.5	工字形截面梁受压翼缘外伸宽度b与其厚度t之比不符合有关规定。	**原因分析：** 钢结构构件因局部稳定而对板件宽厚比是有限值要求的，尤其是当设计中考虑截面塑性发展与塑性设计时，其限值更严。 **改进措施：** 应按《钢结构规范》GB50017第4.3.8条和第9.1.4条规定，限制工字形截面梁受压翼缘的宽厚比。
1.2.6	计算单角钢受压构件长细比时，未采用角钢最小回转半径，而采用了与角钢平行轴的回转半径。	**原因分析：** 单角钢受压构件的长细比计算一般取最小回转半径，但计算在交叉点相互连接时杆件平面外长细比时则另有规定。 **改进措施：** 应按《钢结构规范》GB50017第5.3.8条注2规定取回转半径。

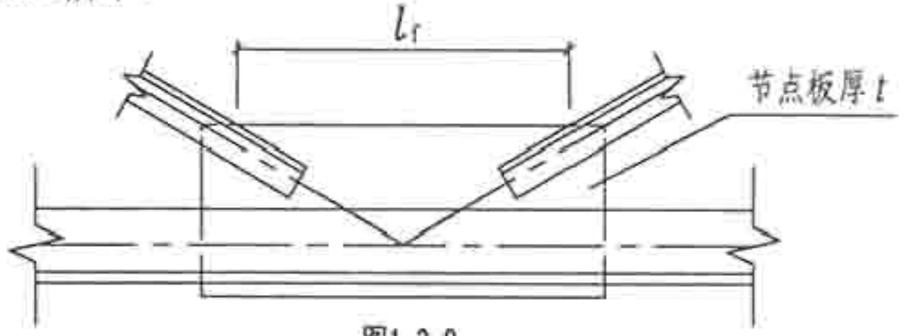
序号	常见问题	改进措施
1.2.7	轴心受压构件未按 $V=\frac{Af}{85}\sqrt{\frac{f_y}{235}}$ 式计算剪力。	**原因分析：** 对于轴心受压构件，由于在制作、安装过程中构件存在着初始偏心，在外荷载作用下不是理想的中心受压，故应考虑随着构件的弯曲伴有剪力产生，根据理论计算《钢结构规范》GB50017给出剪力计算公式 $V=\frac{Af}{85}\sqrt{\frac{f_y}{235}}$ 。 **改进措施：** 应按《钢结构规范》第5.1.6条计算轴心受压构件的剪力，此剪力值可假定沿构件全长不变，对于实腹式构件由构件截面承受，对于格构式构件由缀材承受。
1.2.8	用作减小轴心受压柱自由长度的支撑，仅按构造计算其长细比，未根据支撑力计算其断面。	**原因分析：** 有时支撑根据结构分析受力很小，常常根据长细比来确定支撑的断面，而忽略了用支撑力来验算支撑断面，这样给支撑结构带来了不安全的因素。 **改进措施：** 应根据《钢结构规范》GB50017第5.1.7条的有关规定，按支撑力验算支撑断面，同时满足长细比要求。计算时应注意当支撑同时承担结构上其他作用的效应时，其相应的轴力可不与支撑力相叠加。
1.2.9	设计桁架时桁架腹杆平面内、外的计算长度 l_0 均取腹杆的几何长度 l 。	**原因分析：** 对桁架腹杆平面内的计算长度取值规范是有规定的，人为放大了腹杆平面内的计算长度，将造成浪费。 **改进措施：** 桁架腹杆的计算长度应考虑弦杆连接约束影响，按《钢结构规范》GB50017第5.3.1条有关规定取值，并注意该条适用于有节点板连接的条件。因为桁架腹杆用节点板与刚度大的弦杆连接，在桁架平面内转动受到约束，所以，计算长度应予折减；而支座斜杆和竖杆由于端部约束少，故不予折减。
1.2.10	确定交叉点相互连接的桁架交叉腹杆的平面外计算长度时，取值有误（如取节点中心到交叉点的距离）。	**原因分析：** 桁架交叉腹杆平面外计算长度取值，受另一杆影响，有各种不同取值方法。 **改进措施：** 应按《钢结构规范》GB50017第5.3.2条的有关规定进行计算。

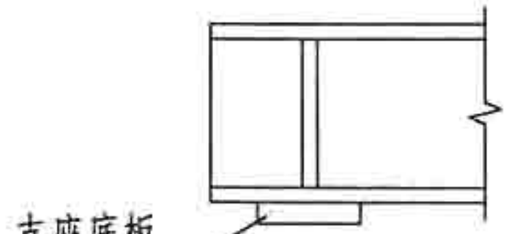
序号	常见问题	改进措施
1.2.11	多层有支撑的等截面框架柱在平面内的计算长度系数μ计算取值有误(如按纯框架取值)。	**原因分析**：框架结构分为无支撑的纯框架和有支撑框架。其中有支撑框架根据抗侧移刚度的大小，分为强支撑框架和弱支撑框架，因此，框架柱平面内的稳定计算也不同。 **改进措施**：应按《钢结构规范》GB50017第5.3.3条的有关规定计算框架柱平面内的计算长度系数μ，进而计算框架柱的轴压杆稳定系数φ，计算时应首先判别是强支撑框架，还是弱支撑框架。
1.2.12	单层厂房阶形柱下端与基础刚接，框架柱在平面内的计算长度未乘以折减系数。	**原因分析**：单层厂房框架柱内力分析，多数是以一个平面受荷面积为一个计算单元，忽略了厂房的空间整体的影响。单层厂房阶形柱主要承受吊车荷载，一个柱达到最大竖向荷载时，相对的另一柱竖向荷载较小，荷载大的柱丧失稳定，应考虑本跨内对应柱的支撑作用与厂房的空间工作等有利影响，柱的计算长度应予以折减。 **改进措施**：框架柱平面内的计算长度应按《钢结构规范》GB50017第5.3.4条的规定乘以折减系数。
1.2.13	平面外设有支撑的框架柱计算长度，未取支承点间的距离，而取柱全长作为平面外计算长度。	**原因分析**：在钢结构设计中，由于框架柱的平面外稳定性是主要控制指标之一，为了减小框架柱断面，设置支撑和系杆的主要目的之一就是减小柱平面外的计算长度，达到平面外的稳定应力与平面内的稳定应力接近的目的，从而减小框架柱的断面。 **改进措施**：应按《钢结构规范》GB50017第5.3.7条规定，取图1.2.13中H_1或H_2中之较大者作为柱平面外计算长度。  图1.2.13

序号	常见问题	改进措施
1.2.14	受拉构件在永久荷载与风荷载组合受压时，其长细比大于250。	**原因分析**：在结构计算中由于风荷载方向变化等原因，受拉构件在永久荷载与风荷载组合计算中会出现受压情况的长细比要求。 **改进措施**：应按《钢结构规范》GB50017第5.3.9条注5控制构件长细比不宜超过250。
1.2.15	Q235钢工字形截面轴心受压构件的翼缘板自由外伸宽度b与其厚度t之比按$b/t\leqslant 15\sqrt{\frac{235}{f_y}}$限值取值。	**原因分析**：误将工字形轴心受压构件与受弯构件的翼缘板宽厚比（自由外伸宽度b与其厚度t值之比值）混淆，容易发生错误取值。 **改进措施**：应按《钢结构规范》GB50017第5.4.1条规定，计算翼缘板宽厚比（自由外伸宽度b与其厚度t的比值）$b/t\leqslant(10+0.1\lambda)\sqrt{\frac{235}{f_y}}$。
1.2.16	箱形截面偏心受压柱，对受压翼缘的宽厚比未进行计算。	**原因分析**：在钢结构设计中，对于箱形截面，设计者经常注重强度和稳定性计算，而忽略了局部稳定计算，实际上箱形截面受压翼缘与工字形截面一样，其宽厚比计算有具体要求。 **改进措施**：应按《钢结构规范》GB50017第5.4.3条对受压翼缘宽厚比进行计算。
1.2.17	轴心受压焊接T形钢腹板高度h_0与其厚度t_w之比未按$h_0/t_w\leqslant(13+0.17\lambda)\sqrt{\frac{235}{f_y}}$控制。	**原因分析**：对于轴心受压T形截面，腹板局部屈曲，虽然受到翼缘的约束。但考虑到焊接T形截面几何缺陷和残余应力都比热轧T型钢不利，因此其高厚比的限值相对严一些。 **改进措施**：应按《钢结构规范》GB50017第5.4.4条的有关规定，用$h_0/t_w\leqslant(13+0.17\lambda)\sqrt{\frac{235}{f_y}}$控制腹板的高厚比。
1.2.18	圆管截面受压柱，外径d与其壁厚t之比超过100（$235/f_y$）。	**原因分析**：由于此项规定是《钢结构规范》GB50017所增加的内容，设计时容易被忽略。 **改进措施**：圆管管壁局部弯曲，对于圆管有缺陷时特别敏感，因此应按《钢结构规范》第5.4.5条规定，外径与壁厚之比不应超过100（$235/f_y$）。此规定仅适用于非抗震设计。

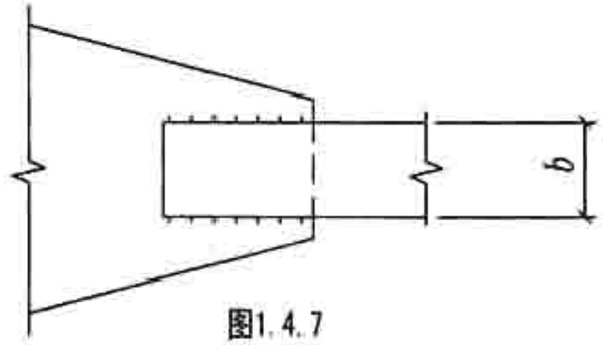
序号	常见问题	改进措施
1.2.19	工字形截面偏心受压柱腹板计算高度h_0与其厚度t_1之比不满足规范要求。	**原因分析**：工字形截面受压构件中，腹板计算高度不满足有关计算要求时，可采取其他措施。 **改进措施**：应按《钢结构规范》GB50017第5.4.6条的有关规定可设置纵向加劲肋或将腹板截面仅考虑计算高度边缘范围内两侧宽度各为$20t_1\sqrt{\frac{235}{f_y}}$的部分(计算构件稳定性时仍用全部截面)。
1.2.20	直接承受动力荷载重复作用的钢结构构件及其连接，当应力的循环次数等于或大于5×10^4次时，未进行疲劳计算。	**原因分析**：《钢结构规范》GB50017将要作疲劳计算的荷载产生应力变化的循环次数由原规范的$n\geqslant10^5$降低到$n\geqslant5\times10^4$，因此设计时容易被忽略。 **改进措施**：应按《钢结构规范》GB50017第6.1.1条进行疲劳计算，虽然在很多情况下不起控制作用，但还是应按规范规定进行疲劳验算。
1.2.21	重级工作制软钩吊车梁疲劳计算时未乘或错乘欠载效应的等效系数α_f。	**原因分析**：软钩吊车与硬钩吊车混淆，规范规定硬钩吊车$\alpha_f=1.0$，软钩吊车$\alpha_f=0.8$。 **改进措施**：计算重级工作制软钩吊车梁疲劳时应按《钢结构规范》GB50017第6.2.3条乘以欠载效应等效系数α_f。
1.3	连接计算	
1.3.1	在角焊缝计算中，焊缝的计算长度仍取焊缝的实际长度减去10mm。	**原因分析**：现行《钢结构规范》GB50017将原《钢结构设计规范》GBJ17-88规定角焊缝的计算长度取实际长度减去10mm，改为取实际长度减去$2h_f$。 **改进措施**：应按《钢结构规范》第7.1.3条规定，取角焊缝的计算长度l_w为实际长度减去$2h_f$。
1.3.2	在普通螺栓受剪连接计算中仅按受剪承载力确定螺栓数量。	**原因分析**：普通螺栓受剪连接计算应同时考虑两种破坏：螺栓杆剪断与螺栓杆处的板件挤压破坏，因此在确定连接螺栓数量时要考虑这两种情况。 **改进措施**：应按《钢结构规范》GB50017第7.2.1条第1款规定，根据普通螺栓受剪和承压承载力设计值中的较小者计算螺栓数量。

序号	常见问题	改进措施
1.3.3	在高强度螺栓连接设计中未正确选用摩擦型连接或承压型连接。	**原因分析**：因为两种高强度螺栓设计的极限状态不同，摩擦型连接是以在荷载设计值下，被连接板叠间产生摩擦阻力刚被克服作为其承载能力极限状态。而承压型连接是以在荷载设计值下，螺栓或连接件达到最大承载能力作为其承载能力极限状态。在荷载标准值下，连接件产生相对滑动，作为其正常使用极限状态。 **改进措施**：根据《钢结构规范》GB50017第7.2.2和第7.2.3条对摩擦型和承压型高强度螺栓连接的异同作了说明。《高钢规程》JGJ99规定，抗震设计时采用摩擦型高强螺栓连接，但连接的极限承载力计算按螺杆与孔壁接触考虑。
1.3.4	直接承受动力荷载的结构错误采用承压型高强度螺栓连接。	**原因分析**：由于高强度螺栓承压型连接是以承载力极限值作为设计准则，即栓杆被剪断或连接板被挤压破坏，由于剪切变形比摩擦型的大，且在荷载设计值作用下将产生滑移，故不应用于直接承受动力荷载的结构连接。 **改进措施**：根据《钢结构规范》GB50017第7.2.3条规定，高强度螺栓承压型连接不应用于直接承受动力荷载的结构。
1.3.5	钢结构构件采用高强度螺栓摩擦型拼接，螺栓沿受力方向的连接长度l_1大于$15d_0$时，螺栓的承载力设计值未予折减。	**原因分析**：在构件拼接时，由于高强度螺栓的连接长度过大，以考虑此时螺栓受力的不均匀性。端部的螺栓由于受力最大，往往首先破坏，并依次向内逐个破坏，其承载力应予折减。 **改进措施**：应按《钢结构规范》GB50017第7.2.4条规定，应对高强度螺栓的承载力设计值乘以折减系数$(1.1-\frac{l_1}{150d_0})$。当l_1大于$60d_0$时，折减系数为0.7，d_0为孔径。
1.3.6	在钢柱与梁刚性连接中，柱腹板在梁翼缘范围内的节点域未进行计算。	**原因分析**：一般认为，柱腹板节点域受力比较复杂，除承受弯矩外，还有剪力和轴力的影响，但它主要表现为受剪力控制，强度计算并不复杂，局部稳定验算也很简单，往往忽略计算，仅采取构造措施。 **改进措施**：应按《钢结构规范》GB50017第7.4.2条规定，对柱腹板节点域进行强度和局部稳定计算。

序号	常见问题	改进措施
1.3.7	连接节点板在拉力和剪力共同作用下，对节点板的强度未进行计算。	**原因分析**：构件的连接节点板在承受拉力和剪力较大时，容易产生撕裂，设计时除对构件计算外，还应对节点板的强度进行计算。 **改进措施**：应按《钢结构规范》GB50017第7.5.1条规定，对节点板进行强度计算。
1.3.8	桁架节点板在斜腹杆压力作用下未进行稳定性计算。	**原因分析**：节点板的计算是《钢结构规范》GB50017较原规范增加的内容，设计者按以往经验只对杆件进行计算，忽略了节点板的稳定性计算。 **改进措施**：应按《钢结构规范》第7.5.3条规定，对节点板的稳定性进行计算。
1.3.9	桁架节点板自由边长度l_1与其厚度t之比大于$60\sqrt{\frac{235}{f_y}}$，又未采取构造措施。	**原因分析**：只注重桁架杆件的强度和稳定性计算，忽略了节点板的稳定验算。 **改进措施**：应按《钢结构规范》GB50017第7.5.4条第3款规定，节点板应符合$l_1/t \leqslant 60\sqrt{\frac{235}{f_y}}$，否则应沿自由边设加劲肋予以加强。如图1.3.9所示：  图1.3.9
1.3.10	梁端支座底板未进行计算。	**原因分析**：梁端支座底板的厚度需经计算确定是《钢结构规范》GB50017较原规范增加的规定，设计者易忽略。 **改进措施**：应按《钢结构规范》第7.6.1条规定对梁端支座底板进行计算。计算时应使底板有足够的面积将支座压力传给砌体或混凝土，底板厚度应根据支座反力对底板产生的弯矩进行计算。如图1.3.10所示：

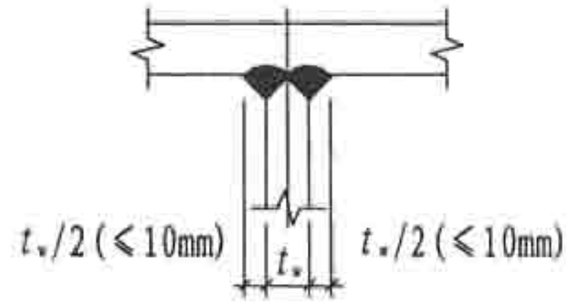
序号	常见问题	改进措施
	续页	 图1.3.10
1.3.11	轴心受压柱底部铣平与柱底板用角焊缝连接，但角焊缝焊脚尺寸未经过计算。	**原因分析：**轴心受压柱底部铣平与底板连接，只能增大竖向荷载的承载能力，但是柱肢的剪力仍由柱肢与底板的连接焊缝承受。因此，必须对焊缝进行抗剪计算。 **改进措施：**应按《钢结构规范》GB50017第7.6.6条的规定，对钢柱与底板的连接焊缝按最大压力的15%或最大剪力中的较大值进行抗剪计算。
1.4	**构造要求**	
1.4.1	非采暖地区的房屋钢柱与屋面钢梁刚接，横向温度区段大于120m。又未计算温度应力或温度变形影响。	**原因分析：** 在钢结构厂房设计中，由于受工艺布置的影响，柱间支撑经常不能设置在理想的柱距内，厂房横向由于结构布置的局限性，也不能按照规定设置横向变形缝，这样就要计算由于温度变化使结构产生的温度应力，在设计中采取相应的构造措施，以承受或消除温度应力，使钢结构处于安全的受力状态。 **改进措施：** 应按《钢结构规范》GB50017第8.1.5条规定的温度区段长度值，考虑温度应力和温度变形对结构内力的影响。当有充分依据或房屋有可靠构造措施时，温度区段的长度可适当增大。
1.4.2	构件板件的现场拼接对接焊缝，设计文件中只注明采用坡口焊，未给出坡口形式。	**原因分析：**一般构件的现场拼接，设计上都要求焊缝与母材等强，但由于钢板厚度不同，为达到焊缝与母材等强，就要求根据不同的焊接方法给出不同的坡口形式，这一点设计时很重要，必须予以重视。 **改进措施：**应按《钢结构规范》GB50017第8.2.3条要求，给出对接焊缝的坡口形式，可参见《钢结构焊接规程》JGJ81。

序号	常见问题	改进措施
1.4.3	对接焊缝拼接处，焊件的厚度在一侧相差4mm以上，在厚度方向应做斜角。	**原因分析**：不同厚度的焊件对接焊时，为减小应力集中，一侧厚度相差4mm以上时应做斜角处理，此规定在设计时被忽略。 **改进措施**：应按《钢结构规范》GB50017第8.2.4条规定，较厚的焊件在厚度方向做斜角处理，坡度不大于1:2.5。
1.4.4	侧角焊缝连接计算中，按焊缝全长计算，未考虑只能按60h_f有效长度计算，连接设计不安全。	**原因分析**：设计人员不了解侧角焊缝的传力特征与构造要求。 **改进措施**：应按《钢结构规范》GB50017第8.2.7条第5款的有关规定，按有效长度为60h_f计算。
1.4.5	角焊缝的焊脚尺寸h_f小于$1.5\sqrt{t}$。	**原因分析**：为了避免焊接中由于焊接金属冷却速度快而产生淬硬组织，因此规定了不同焊接情况的最小角焊缝尺寸。 **改进措施**：应按《钢结构规范》GB50017第8.2.7条的有关规定，采用最小角焊缝的焊脚尺寸$1.5\sqrt{t}$。但应注意最小焊脚尺寸还要满足最大角焊缝计算长度的要求。
1.4.6	直接承受动力荷载的结构，对角焊缝的表面形状未提出要求。	**原因分析**：承受动力荷载的结构，为减小应力集中，提高构件的抗疲劳强度，对角焊缝的表面形状作了规定。 **改进措施**：应按《钢结构规范》GB50017第8.2.8条规定，对直接承受动力荷载结构的角焊缝表面应做成直线或凹形。焊脚尺寸的比例：对正面角焊缝宜为1:1.5，对侧面角焊缝可为1:1。
1.4.7	板件端部采用两条侧面角焊缝连接时，两条侧面角焊缝之间的距离过大。	**原因分析**：板件端部采用两条侧面角焊缝连接，若两条侧面角焊缝距离过大，焊缝横向收缩时会引起板件的拱曲，从而影响结构的受力。 **改进措施**：应按《钢结构规范》GB50017第8.2.10条规定，两侧面角焊缝之间的距离b不宜大于16t（当$t>12$mm）或190mm（当$t\leqslant12$mm），t为较薄焊件的厚度，如图1.4.7所示：

序号	常见问题	
	续页	 图1.4.7
1.4.8	角钢与节点板采用三面围焊，但对围焊未提出施焊要求。	**原因分析：**为避免围焊在转角处熄火或起落弧引起较大的应力集中，因此对围焊的施焊设计要提出要求。 **改进措施：**应按《钢结构规范》GB50017第8.2.11条规定，对围焊时的施焊提出要求。
1.4.9	在摩擦型连接高强度螺栓连接范围内，构件接触面的处理方法未在图中说明。	**原因分析：**尤其是高强度螺栓摩擦型连接是靠被连接板叠间的摩擦阻力传递内力，以摩擦阻力刚被克服作为连接承载力的极限状态，因此，构件接触面的处理方法不同，直接影响高强度螺栓的承载力。 **改进措施：**应按《钢结构规范》GB50017第8.3.3条规定，在图中对构件接触面的处理方法作出说明。
1.4.10	高强度螺栓连接的构件，螺栓中心至构件边缘距离不满足最小容许距离。	**原因分析：**设计时忽略了高强度螺栓连接构件切断边距的要求。 **改进措施：**螺栓中心至构件边缘的距离是根据螺栓的孔径、受力方向、构件钢板的厚度和边缘状况，以及对施工的影响等因素确定的，应符合《钢结构规范》GB50017第8.3.4条的规定，控制高强度螺栓的容许间距和边距。
1.4.11	直接承受动力荷载的普通螺栓受拉连接未采取防止螺帽松动措施，或采用打乱丝扣等损伤性措施。	**原因分析：**将普通螺栓受拉连接承受动力和承受静荷载混淆，违反了《钢结构规范》GB50017的强制性条文。 **改进措施：**在使用过程中，由于螺栓受拉并承受动力荷载，因此螺帽容易松动，甚至滑落，给结构安全留下了隐患。应按《钢结构规范》第8.3.6条(强制性条文)规定，对螺帽采取防止松动措施。如采用双螺帽、弹簧垫圈或将螺帽与螺杆焊死等。

序号	常见问题	改进措施
1.4.12	工字形实腹柱腹板计算高度h_0与其厚度t_w之比大于$80\sqrt{\frac{235}{f_y}}$，未设置横向加劲肋。	**原因分析**：工字形实腹柱腹板的局部稳定数据是经过理论计算和试验得出的，《钢结构规范》中将它列为构造要求。 **改进措施**：应按《钢结构规范》GB50017第8.4.2条的规定，设置横向加劲肋。
1.4.13	较高的格构式柱未设置横隔。	**原因分析**：由于格构式柱较高，在制作运输和安装时容易出现扭曲，以增加抗扭刚度，应按规定设置横隔。 **改进措施**：应按《钢结构规范》GB50017第8.4.3条规定设置横隔。
1.4.14	桁架弦杆采用H型钢，H型钢的高度与其在平面内的几何长度之比大于1/10,未考虑次弯矩影响。	**原因分析**：由于桁架节点与其相连的杆件相比刚度比较大，因此当杆件的截面高度与其长度的比值超过一定数值时，要考虑由节点刚性所引起的次弯距对杆件的强度影响。 **改进措施**：应按《钢结构规范》GB50017第8.4.5条规定，计算桁架弦杆的次弯矩。桁架弦杆按压弯杆件进行计算。
1.4.15	桁架节点板厚度t=5mm，不满足规定。	**原因分析**：桁架节点板厚度应根据所连接杆件的内力经计算确定，但不得小于6mm，这是《钢结构规范》中的构造要求。 **改进措施**：应按《钢结构规范》GB50017第8.4.7条的规定，节点板厚度不得小于6mm。
1.4.16	焊接工字形梁横向加劲肋与翼缘板相接处未切角。	**原因分析**：为了避免三向焊缝交叉，加劲肋与翼缘板相接处应切成斜角，但对于直接承受动力荷载的梁的中间横向加劲肋下端不宜与受拉翼缘焊接，一般在距受拉翼缘不少于50mm处断开，对此类梁的中间加劲肋，切角尺寸的规定仅适用于与受压翼缘相连接处。 **改进措施**：应按《钢结构规范》GB50017第8.4.11条规定，将横向加劲肋作切角处理。

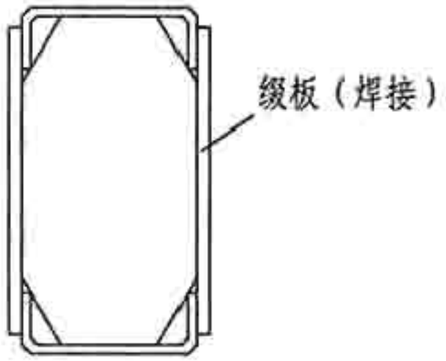
序号	常见问题	改进措施
1.4.17	梁突缘支座突缘加劲板的伸出长度大于其2倍的厚度。	**原因分析**：试验结果表明加劲肋的伸出长度与其厚度比不大于2时，一般不会产生明显的弯扭现象，可用端面承压的强度设计值f_{ce}进行计算。否则，应将伸出部分作为轴心受压构件验算其强度和稳定性。 **改进措施**：应按《钢结构规范》GB50017第8.4.12条的规定，控制突缘加劲板的伸出长度不得大于其厚度的2倍。
1.4.18	柱脚锚栓按同时承受拉力和柱脚底部剪力设计，违反了有关规定。	**原因分析**：柱脚锚栓的设计尽量避免锚栓承受剪力（规范未给出柱脚锚栓的抗剪强度），一般柱脚水平力由柱底板与混凝土基础间的摩擦力或设置抗剪键承受，柱脚锚栓仅承受拉力。 **改进措施**：由于柱底板与混凝土基础间此时没有摩擦力，且锚栓要承受拉力，应按《钢结构规范》GB50017第8.4.13条规定设置抗剪键，抗剪键的断面和连接焊缝要由计算确定。
1.4.19	双肢格构柱插入杯口最小深度仅按1.5倍柱截面宽度取值（此值比0.5倍柱截面高度小）。	**原因分析**：插入式柱脚的插入深度应分别按实腹柱与双肢格构柱的不同要求设计。 **改进措施**：应按《钢结构规范》GB50017第8.4.15条的规定，双肢格构式插入杯口最小深度取1.5倍柱截面宽度b_c和0.5倍柱截面高度h_c的较大者。这是经过计算和试验确定的。
1.4.20	重级工作制吊车梁腹板与上翼缘设计文件中要求焊透，未给出要求焊透的T形接头对接与角接组合焊缝的形式。	**原因分析**：重级工作制吊车梁腹板与上翼缘的连接焊缝，受力比较复杂，除承受剪力、局部压力外，还有轨道偏心的影响，焊缝很容易疲劳损坏，因此焊缝必须要求焊透，且对焊缝的形式也有一定的要求。 **改进措施**：应按《钢结构规范》GB50017第8.5.5条，对重级工作制吊车梁腹板与上翼缘要焊透的T形接头对接与角接组合焊缝形式提出要求，如图1.4.20所示：

序号	常见问题	改进措施
	续页	 图1.4.20
1.4.21	吊车梁中间横向加劲肋上端未与上翼缘刨平顶紧。	**原因分析：**原《钢结构设计规范》GBJ17-88对吊车梁中间横向加劲肋是否与上翼缘刨平顶紧后焊接不太明确，有的设计人员未要求中间横向加劲肋与上翼缘刨平顶紧，而现行《钢结构规范》GB50017明确规定，吊车梁中间横向加劲肋与上翼缘要刨平顶紧。 **改进措施：**应按《钢结构规范》第8.5.6条规定，吊车梁中间横向加劲肋与上翼缘刨平顶紧后再焊接。
1.4.22	在设计文件中未注明钢材除锈等级和所用的涂料名称及涂层厚度。	**原因分析：**钢材的锈蚀严重影响钢结构的使用寿命，降低钢结构的强度，因此在钢结构的设计中必须重视钢结构的防腐设计。 **改进措施：**应按《钢结构规范》GB50017第8.9.1条规定，在设计钢结构时，应根据结构类型、使用用途、使用环境等在设计文件中明确注明所要求的钢材除锈等级、所用的涂料和涂层厚度。钢结构的涂装设计可参照《钢结构施工规范》GB50205第14.2.1条和第14.2.2条进行。

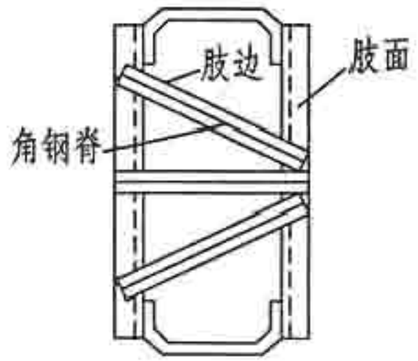
序号	常见问题	改进措施
1.4.23	地面以下的钢柱脚未要求用混凝土包裹。	**原因分析**：许多事例表明地面以下的钢柱脚若不用混凝土包裹，柱脚处由于积水使钢材严重锈蚀，对结构存在着安全隐患，因此《钢结构规范》GB50017对地面以下的钢柱脚用混凝土进行包裹列为强制性条文。 **改进措施**：应按《钢结构规范》第8.9.3条(强制性条文)规定，对柱脚在地面以下部分采用强度等级较低的混凝土包裹（保护层厚度不应小于50mm），包裹的混凝土应高出地面不小于150mm。当柱脚底面在地面以上时，柱脚高出地面的高度不应小于100mm。
1.4.24	按防火要求设计的钢结构，钢材表面仅用防腐涂料，未采用防火涂料、防火板等防护措施。	**原因分析**：钢材对温度比较敏感，没有任何保护的钢材耐火极限仅有0.25小时，因此钢结构的防火设计应引起设计者的高度重视。 **改进措施**：应按《钢结构规范》GB50017第8.9.4条规定，根据钢结构的具体情况按有关规定进行防火设计。当防锈底漆和防火涂料同时使用时，应注意两者必须匹配。
1.4.25	采用直接焊接的钢管桁架节点承受动力荷载。	**原因分析**：由于承受动力荷载，钢管的焊接节点存在着疲劳问题，计算比较复杂，需参考专门规范的规定。 **改进措施**：《钢结构规范》GB50017第10.1.1条规定，钢管结构不适用于直接承受动力荷载。因此，节点采用直接焊接的钢管桁架承受动力荷载，不能应用《钢结构规范》的有关规定进行设计。
1.4.26	按现行设计规范设计的钢管桁架采用Q390等屈服强度f_y大于345MPa的钢材。	**原因分析**：设计人员尚未明确了解《钢结构规范》GB50017对钢管桁架的选材要求。 **改进措施**：根据《钢结构规范》第10.1.3条的规定选择管材。
1.4.27	钢管结构主管与支管之间的夹角应不小于30°。	**原因分析**：主管与支管之间夹角太小，会使得杆件受力不合理，同时施工不方便。有时施工空间非常小，很难使支管与主管焊接的焊根熔透。 **改进措施**：根据《钢结构规范》GB50017第10.2.1条第2款规定，主管与支管之间的夹角不宜小于30°。

序号	常见问题	改进措施
2.1	基本设计规定	
2.1.1	图纸和材料订货文件中，未注明所采用钢材牌号和质量等级、供货条件以及连接材料的型号(或钢材牌号)等。也未注明对钢材所要求的机械性能和化学成分的必要的附加保证项目。	**原因分析：** (1)材料牌号涉及工程质量、经济等重要因素，必须具体明确，便于采购。施工、监理、管理各方工作。(2)规范所列表格中，一般只考虑强度等级(如Q235)，不注明质量等级（如A、B、C、D），而图纸则应标明包括质量等级在内的牌号（如Q235-B），否则会造成使用不当。(3)焊缝质量等级和施工要求也应恰当、具体、明确提出。 **改进措施：** (1)对材料、施工要求应全面、合理、完整提出。按《薄壁型钢规范》GB50018第3.0.6条(强制性条文)规定提出要求。(2)所采用的标准名称、代号、年号应准确提出。(3)凡我国钢材标准中有保证的项目可不再列出，只提附加保证和协议要求的项目。(4)抗震结构钢材应按《抗震规范》GB50011第3.9.1、3.9.2条(强制性条文)提出特别最低要求。
2.1.2	当房屋设计构造中考虑受力蒙皮作用时，未符合有关规定。	**原因分析：** (1)目前我国尚未出版冷弯型钢受力蒙皮结构有关规程，不能随意考虑蒙皮作用，关键在于连接的可靠性，如钩头螺栓等可滑移的连接件不具有抗剪能力，不能发挥受力蒙皮作用。(2)蒙皮作用与压型板类型、板面开洞、结构布置和形式等有关，应通过试验或可靠的分析方法取得相应的强度、刚度等参数。(3)考虑蒙皮作用的压型板及其连接等就成为结构体系的重要组成，不能随便拆卸。 **改进措施：** 单层房屋当采用不能滑动的连接件连接压型板及其支承构件形成围护体系，且满足《薄壁型钢规范》GB50018第4.1.10条所提出的要求时，可在设计构造中适当考虑受力蒙皮作用。

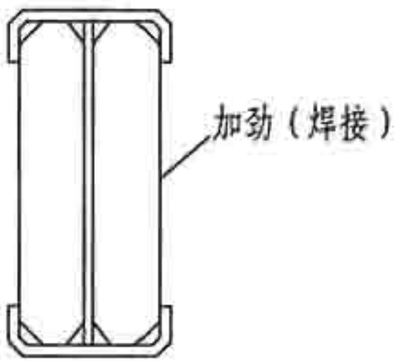
序号	常见问题	改进措施
2.1.3	构件长细比未符合有关规定。	**原因分析：**(1)构件长细比是保证钢构件正常使用极限状态的重要指标，也是受压稳定计算的重要参数。(2)构件计算长度取值有很多规定，比较复杂，取值不当，会有严重后果。(3)回转半径取值要根据构件具体情况及计算长度、取值方向，配合使用。 **改进措施：**(1)《薄壁型钢规范》GB50018第4.3.3条规定受压、受拉长细比容许值，应按规定计算。(2)计算长度、回转半径分见各章节规定，要正确、全面、熟练掌握。
2.1.4	格构柱未按有关规定设置横隔。	**原因分析：**(1)格构式柱依靠缀板或缀条的连接使其形成整体受力构件，为加强其整体作用，常隔一定间距设置横隔。(2)因加工、运输、安装的需要，常将柱子分段，因此在每个单元的两端应设置横隔。 **改进措施：**(1)按《薄壁型钢规范》GB50018第4.3.4条要求，对格构式柱设置横隔，横隔可用钢板或型钢组成。(2)实腹式受弯及压弯构件两端和较大集中荷载作用处，应设置支承加劲肋，当构件腹板高厚比较大时，构造上宜设横向加劲肋。(3)横隔及横向加劲如图2.1.4所示：



(a)缀板柱钢板横隔



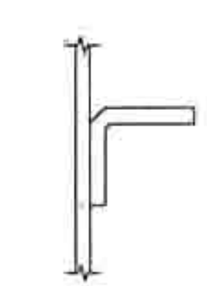
(b)缀条柱角钢横隔



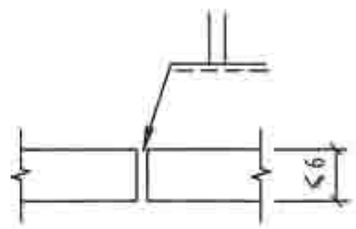
(c)实腹柱横向加劲

图2.1.4 柱的横隔

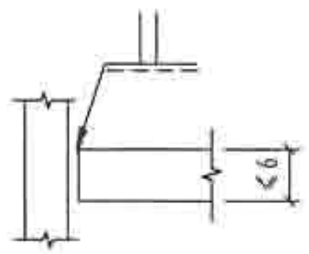
序号	常见问题	改进措施
2.1.5	单面连接的单角钢计算时，未乘以相应的折减系数。	**原因分析：**(1)《薄壁型钢规范》GB50018第4.2.1至4.2.6条规定的强度设计值是结构处于正常工作情况下求得的，对于一些工作情况处于不利的结构构件或连接，如单面连接的单角钢会产生偏心力，而单面连接的受压单角钢实际是双向压弯构件，为计算简便起见，习惯上将其作为轴心受力构件来考虑，用折减系数来调整其不利影响。(2)近年来对开口薄壁构件的研究、试验结果的验证，证明对经简化处理的规范条文中所提出的折减系数，是有足够精度的。 **改进措施：**(1)按《薄壁型钢规范》第4.2.7条规定，对单面连接的单角钢等乘以相应的折减系数。(2)对压杆回转半径取值，按该条文所注规定执行。(3)遇有本条文规定的其他折减系数同时存在，其折减系数应连乘。(4)本条文为强制性条文。(5)各种有关连接如图2.1.5所示。(6)第4.2.7条第5款的折减系数仅用于普通螺栓连接。



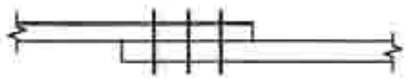
(a)单角钢单面连接



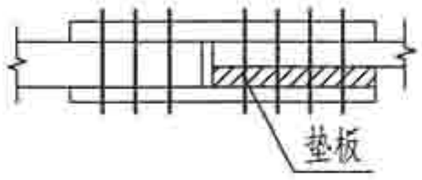
(b)无垫板单面对接焊缝



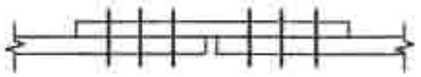
(c)无垫板单面T形对接焊缝



(d)搭接



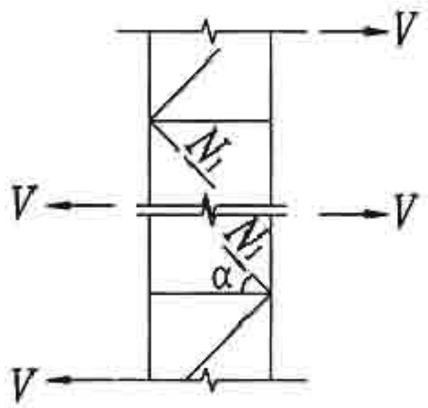
(e)有垫板的连接



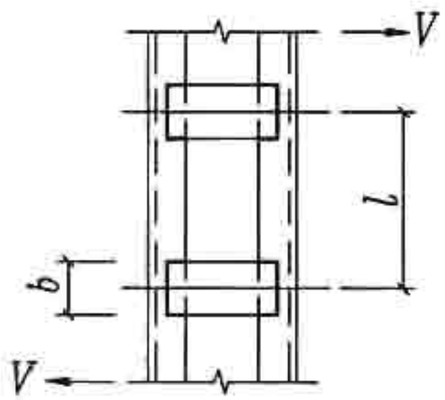
(f)单盖板连接

图2.1.5 各种连接

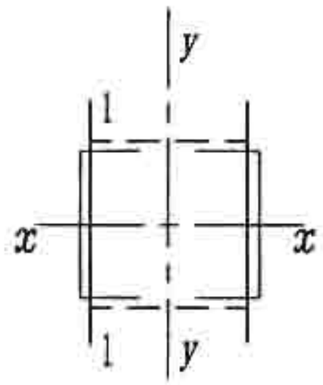
序号	常见问题	改进措施
2.2	构件计算	
2.2.1	格构式轴心受压构件未按有关规定计算剪力。	**原因分析**：(1)格构式轴心受压构件由于在制作、运输及安装过程中会产生初始弯曲，同时，轴心力的作用存在着不可避免的初始偏心，在轴心力作用下会产生剪力。(2)计算时按此剪力沿构件全长不变，由承受该剪力的有关缀板或缀条分担。 **改进措施**：(1)按《薄壁型钢规范》GB50018第5.2.7条公式(5.2.7)计算剪力，并注意不同钢材牌号的修正。(2)缀板、缀条按此剪力计算强度、稳定和连接。



(a)缀条式



(b)缀板式

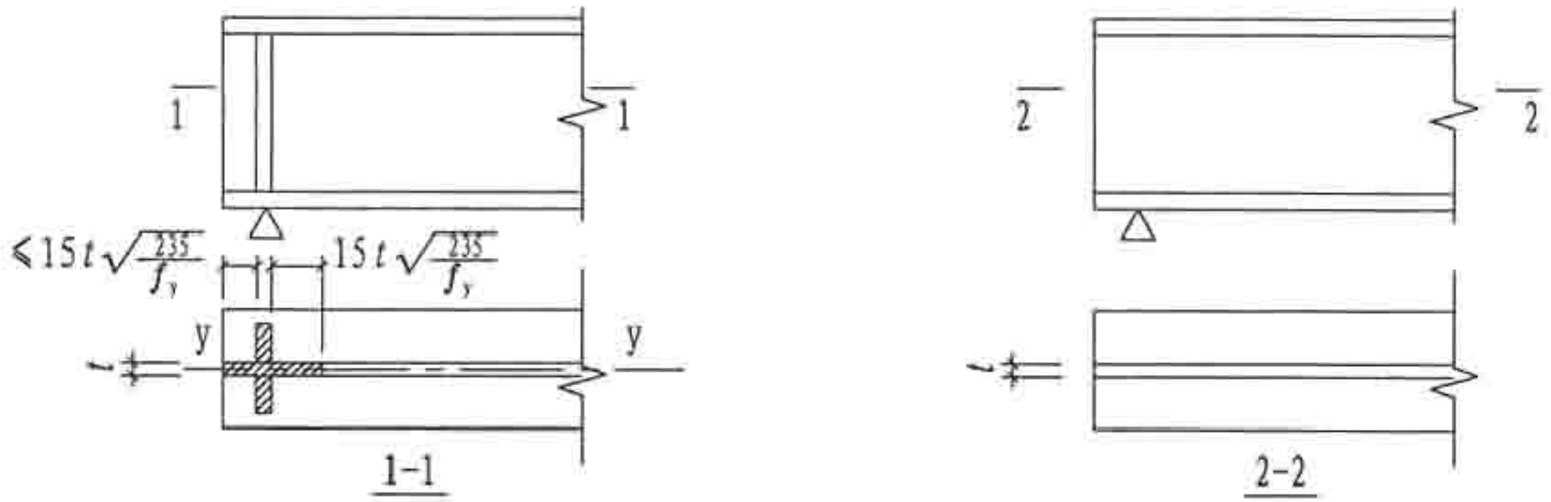


(c)格构柱截面

图2.2.1 格构柱简图

2.2.2	受弯构件支座处的腹板未按有关规定计算梁腹板的稳定和局部受压承载力。	**原因分析**：(1)梁的支座反力作用在梁端，因此常设支座加劲肋和梁腹板的一部组成受压杆件，其最关键计算在于平面外稳定。(2)如不设支座加劲肋应按压型板的规定，验算腹板局部受压承载力。 **改进措施**：(1)受弯构件支座处的腹板，应按《薄壁型钢规范》GB50018第5.3.4条规定计算。(2)当有加劲肋时，应按公式(5.2.2)计算其平面外(对图a中的y轴)的稳定性，其截面积取图中阴影部分。(3)支座处无加劲肋，应按第7.1.7条验算

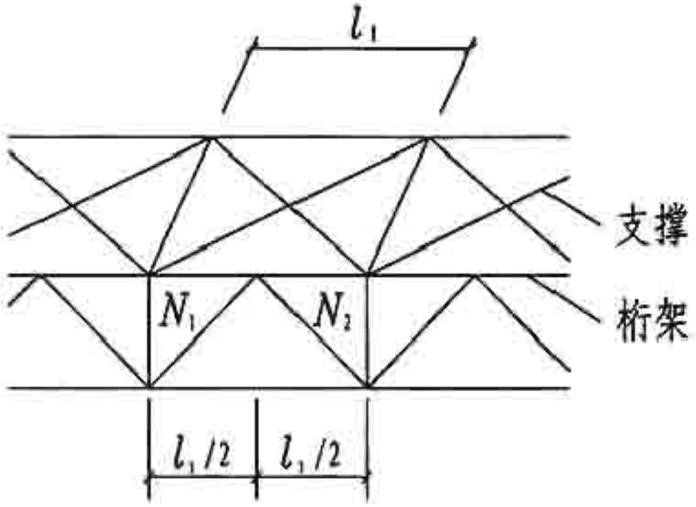
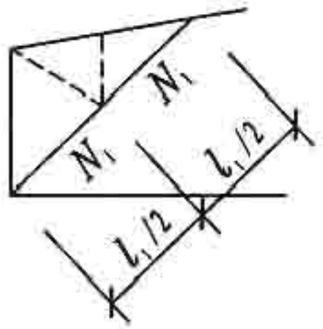
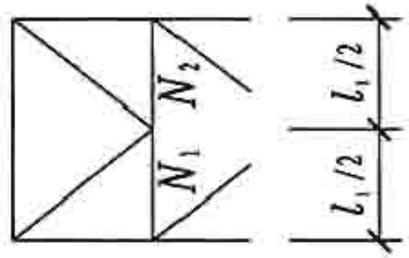
序号	常见问题	改进措施
	续页	局部受压承载力。公式(7.1.7-2)中，α=0.06，l_c=10mm，E=206×10^{3}N/mm^2，θ=90，则公式(7.1.7-2)可简化为：化为：R_v=92.59$\sqrt{f}$(0.5t^2+$\sqrt{0.2t^3}$)，式中各符号单位如下：R_v(N)，f(N/mm^2)，t(mm)。
2.2.3	格构式压弯构件中仅计算整个构件的强度和稳定性，未计算单肢的强度和稳定性。	**原因分析**：(1)格构式压弯构件应保证单肢不先于整体破坏。(2)双肢格构式压弯构件，只要分肢在两个方向的稳定性得到保证，整个构件在弯矩作用平面外的稳定性也可以得到保证。 **改进措施**：(1)按《薄壁型钢规范》GB50018第5.5.7条，对双肢或多肢格构式压弯构件的整体和分肢的强度和稳定性都应计算。(2)双肢压弯构件的单肢平面外稳定得到保证，整体平面外稳定可不计算。
2.2.4	在构件节点处或拼接接头的一端，当螺栓沿受力方向的连接长度l_1大于15d_0情况下，螺栓承载力设计值未给以折减。	**原因分析**：(1)在构件节点处或拼接接头的一端，当螺栓沿受力方向的连接长度l_1大于15d_0时，螺栓受力很不均匀，端部螺栓往往首先破坏，依次向内逐个破坏，故应将承载力设计值乘以折减系数。(2)这里所指螺栓为普通螺栓，不包括摩擦型高强度螺栓。 **改进措施**：按《薄壁型钢规范》GB50018第6.1.6条规定之条件，乘以规定的折减系数。



(a)支座有加劲　　图2.2.2梁的支座　　(b)支座无加劲

序号	常见问题	改进措施
2.2.5	实腹式屋面檩条计算时未注意屋面能否阻止檩条侧向失稳和扭转。	**原因分析：**(1)实腹式檩条在屋面荷载作用下，属双向受弯，当采用开口薄壁型钢(非双轴对称)时，因荷载作用点对截面弯心的偏心，有弯曲扭转双力矩的作用。但由于板与檩条的连接能阻止或部分阻止侧向弯曲和扭转，为简化计算，不计入弯扭双力矩的影响。(2)所谓板与檩条的牢固连接，指采用自攻螺钉、螺栓、拉铆钉和射钉等的连接，且要求屋面板有一定的刚度(如压型钢板)时，才可不验算稳定。(3)对塑料瓦等刚度较弱或板与檩条连接不够牢固(如扣板、钩头螺栓连接)时，则应计算稳定性。 **改进措施：**按《薄壁型钢规范》GB50018第8.1.1条规定，按屋面能否阻止檩条侧向失稳和扭转作用，分别按公式(8.1.1-1)、(8.1.1-2)计算实腹式檩条的强度和稳定性。
2.2.6	檩条在垂直于屋面方向的挠度未符合有关规定。	**原因分析：**(1)檩条的容许挠度限值属正常使用极限状态，避免因挠度过大致使面材断裂或漏水。(2)压型板因坡度很小，为防止檩条变形导致板面积水，加速锈蚀，故对其做出较严限值。 **改进措施：**按《薄壁型钢规范》GB50018第8.1.6条，根据屋面板材料不同，可选择相应的挠度容许值。
2.2.7	墙梁若在构造上不能保证其整体稳定时，未按有关规定计算其稳定性。	**原因分析：**(1)当墙梁两侧均有墙板，或一侧有墙板、另一侧有拉杆和撑杆体系，可阻止其扭转变形时，可认为构造上能保证墙梁整体稳定。(2)当不具备上述条件，如墙板未与墙梁牢固连接或采用挂板形式，拉条和撑杆在构造上不能阻止墙梁侧向扭转，则应验算其整体稳定性。 **改进措施：**(1)若构造上不能保证墙梁的整体稳定性时，应按《薄壁型钢规范》GB50018第8.3.2条规定，采用公式(5.3.3-2)计算其稳定性。(2)该式中φ_{bx}可仅考虑M_x作用，不考虑M_y及B的影响，按附录A.2进行计算。(3)采取防止扭转构造措施后，按《薄壁型钢规范》第8.1.1条公式(8.1.1-1)、(8.1.1-2)计算。

序号	常见问题	改进措施
2.2.8	墙梁的挠度未符合有关规定。	**原因分析：**(1)墙梁的容许挠度限值属正常使用极限状态，对水平方向和竖向有不同要求。(2)门窗洞顶部墙梁挠度限值比其他墙梁严格，因为要保证门窗的开启，以及墙梁变形时门窗玻璃不致损坏。 **改进措施：**按《薄壁型钢规范》GB50018第8.3.3条，根据不同使用条件，计算水平和竖向挠跨比及挠度值，并满足其容许值。
2.2.9	屋架计算未考虑屋面风吸力作用时，可能导致屋架杆件内力变号的不利影响。	**原因分析：**(1)屋架一般以竖向荷载为主，计算各杆件受拉、受压内力，选定截面。但计算时要考虑各种不利的荷载组合，如半跨活载、刚接屋架的正反向端弯矩。(2)对轻屋面的冷弯型钢结构，由于风吸力的体形系数很大，常引起杆件内力数值和方向的变化。如数值增大或由拉杆变为压杆，均应按最不利组合值设计杆件。 **改进措施：**(1)荷载组合要考虑各杆件最不利的组合。(2)当永久荷载效应对结构有利时，一般情况下，其分项系数应取1.0。
2.2.10	屋架计算中屋架弦杆平面外的计算长度未取侧向支承点间的距离。	**原因分析：**(1)屋架平面外支承点应为侧向不能移动的点，如支撑的节点。当檩条、系杆或其他杆件未与水平(或垂直)支承节点或其他不移动点相连接时，不能作为侧向支承点。(2)仅当压杆侧向支承点间的距离为平面内节间长度的2倍，可按规定考虑折减计算，因为考虑折减的公式在此条件时能与精确分析相当接近。 **改进措施：**(1)按《薄壁型钢规范》GB50018第9.1.2条第2款，在屋架平面外的计算长度，弦杆取侧向支承点间距离；腹杆取节点间的距离。(2)如等节间的受压弦杆或腹杆之侧向支承点间的距离为节间长度的2倍，且内力不等时，其计算长度按公式(9.1.2-1～2)考虑折减计算。如图2.2.10所示。

序号	常见问题	改进措施
	续页	 (a)弦杆平面外的支承点  (b)再分式腹杆的受压斜杆  (c)K形腹杆体系的竖杆 图2.2.10 轴心压力在侧向支承点间有变化的桁架简图
2.3	**构造要求**	
2.3.1	简支屋架中，当三角形屋架跨度大于15m，梯形屋架跨度大于24m时，且下弦无曲折情况下，下弦未按有关规定起拱。	**原因分析**：(1)冷弯薄壁型钢屋架，一般能满足正常使用要求，但为了消除由于视差的错觉所引起之屋架下挠的不安全感，确保屋架下弦与设备的净空尺寸，对较大跨度的屋架宜起拱。(2)大量试验数据证明，在设计荷载作用下，相对挠度的实测值均小于1/500。 **改进措施**：(1)按《薄壁型钢规范》GB50018第9.2.1条，两端简支的跨度不小于15m的三角形屋架和跨度不小于24m的梯形或平行弦屋架，且下弦无曲折时，宜起拱，拱度可取跨度的1/500。(2)可将下弦起拱，一般也将上弦等值起拱。

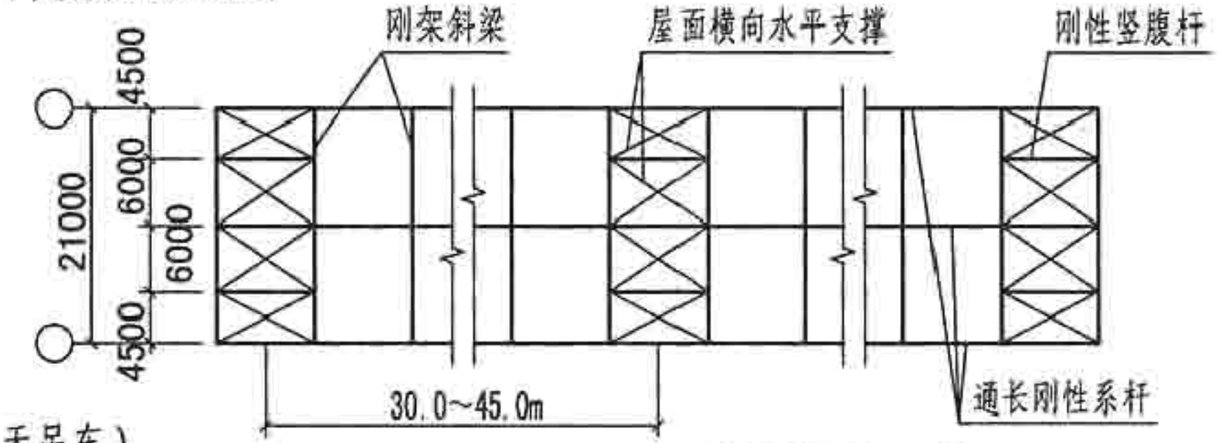
序号	常见问题	改进措施
2.3.2	屋盖未设完整支撑体系，屋盖水平支撑采用圆钢时，没有张紧装置。	**原因分析**：(1)由于圆钢支撑不受长细比控制，外形小，由自重产生的挠度值较大，易下垂松弛，不能有效地起受拉作用。(2)一般采用花兰螺栓张紧，效果较好。 **改进措施**：(1)按《薄壁型钢规范》GB50018第9.2.2条(强制性条文)，支撑构件宜自成体系，若将檩条兼作支撑系杆，应按压弯构件设计。(2)当支撑采用圆钢时，必须具有拉紧装置。(3)可用两端螺栓张拉或中部花篮螺栓张拉。
2.3.3	屋架节点构造未符合有关规定。	**原因分析**：(1)屋架是作为铰接桁架设计的，故要求各杆件重心线交汇于节点中心，避免产生次应力。(2)冷弯型钢壁薄，刚度差，故薄弱节点宜增设加强板或采用措施增强节点刚度。(3)冷弯开口型钢截面复杂，厚度又小，设计节点时，应考虑施焊、涂装和清污的方便。 **改进措施**：按《薄壁型钢规范》GB50018第9.2.5条，对屋架节点的三项要求(各杆件相交于节点中心、加强薄弱环节、便于施工清污)在设计时应充分考虑，予以满足。
2.3.4	设计文件未对构件除锈提出要求，对表面处理，未确定合适的除锈方法和除锈等级。	**原因分析**：(1)锈蚀是钢材的主要弱点，冷弯薄壁型钢防锈更为重要。(2)应根据钢材表面的锈蚀度和清洁度按《涂装前钢材表面锈蚀等级和除锈等级》GB/T8923-1988，采用目视外观或做样板、照片对比，确定锈蚀等级和除锈等级。(3)不同的除锈方法有不同的除锈等级标准。 **改进措施**：(1)《薄壁型钢规范》GB50018第11.2.3条要求设计提出结构表面处理的除锈方法和除锈等级。(2)要符合《涂装前钢材表面锈蚀等级和除锈等级》GB/T8923-1988的规定，该标准对钢材表面锈蚀从轻到重分为A、B、C、D共4个等级。(3)除锈方法和等级有：a.手动和动力工具除锈，分为St2、St3二级；b.喷射和抛射除锈，分为Sa1、Sa2、Sa2½、Sa3共4个除锈等级；c.化学(酸洗)除锈，只有Be一个等级。如采用，应符合《薄壁型钢规范》第11.2.4规定；d.火焰除锈，只有F1一个等级。(4)现场除锈常用St2，工厂除锈常用Sa2½。(5)具体防腐处理应符合《薄壁型钢规范》第11.2.5~11.2.12条规定。

序号	常见问题	改进措施
2.3.5	设计文件未根据耐火等级进行防火设计。	**原因分析：**(1)钢结构耐火极限只有0.25小时，应根据建筑物耐火等级确定各种钢构件耐火极限时间要求，从而选定不同品种和厚度的防火涂料。(2)注意防火涂料与防锈油漆的相互关系。 **改进措施：**(1)建筑物应根据《建筑设计防火规范》GBJ16-87(2001年版)确定耐火等级(一至四级)，工业建筑还根据生产的火灾危险性分类(甲、乙、丙、丁、戊共5类)进而确定各构件耐火极限小时数。(2)符合该规范第2.0.3条、第7.2.8条的工业建筑钢结构可不用防火涂层。(3)防火要求须经当地消防部门审批。(4)凡无防火要求的钢结构，应选用合适油漆；有防火涂层者，如防火涂料起防锈作用，可不涂防锈底漆；如不起防锈作用，应涂不与防火涂料起化学反应的防锈底漆。(5)防火涂料的性能、涂层厚度及质量要求应符合《钢结构防火涂料》GB14907-2002和《钢结构防火涂料应用技术规范》CECS24:90的规定。
2.3.6	设计文件缺涂装设计，未对干漆膜总厚度提出要求。	**原因分析：**(1)薄壁型钢结构受侵蚀作用与环境(城乡、工业区、沿海)、湿度、室内外等有关，根据侵蚀程度，选定合适涂料和厚度，会得到相应的维护年限。(2)设计应提出涂料的性能、厚度和技术要求，不应指定厂家。 **改进措施：**(1)根据《薄壁型钢规范》GB50018第11.2.5条选定防腐措施。根据第11.2.6、11.2.8、11.2.9、11.2.10条提出施工要求。(2)设计应提出涂料品种、涂装遍数、涂层厚度等要求，当设计对涂装无明确规定时，一般宜涂4～5遍，干漆膜总厚度室外构件应大于150μm，室内构件应大于125μm，(按《钢结构施工规范》GB50205第14.2.2条(强制性条文))，允许偏差为±25μm。

序号	常见问题	改进措施
3.1	基本设计规定	
3.1.1	在设计文件中未注明结构的设计使用年限和安全等级。	见《可靠度标准》GB50068的第1.0.5条和第1.0.8条。
3.1.2	在设计文件中未注明所采用的钢材牌号、质量等级及连接材料型号。	见本图集第1-1页《基本设计规定》的第1.1.1条。
3.1.3	在设计文件中未注明所要求的钢材除锈方法、除锈等级及配套的涂料和涂层厚度。	见本图集第1-16页《构造要求》的第1.4.22条。
3.1.4	在设计文件中未注明焊缝形式及焊缝质量等级。	见本图集第1-1页《基本设计规定》的第1.1.1条。
3.1.5	在设计文件中未注明建筑物的耐火等级、构件耐火极限和防火做法及要求。	见本图集第1-17页《构造要求》的第1.4.24条。
3.1.6	钢柱脚未采用混凝土包裹防护	见本图集第1-17页《构造要求》的第1.4.23条。
3.1.7	在房屋的温度区段内，未设置能独立构成空间稳定结构的支撑体系。	结构布置时，在温度区段内应使结构成为能保持空间稳定的独立体系，按《门式刚架规程》CECS 102第4.5.1条第1款设置支撑体系。

序号	常见问题	改进措施
3.2	**支撑体系**	
3.2.1	屋面横向水平支撑与柱间支撑未布置在同一跨间内。	**原因分析**：布置在同一跨间内的屋面横向水平支撑和柱间支撑同门式刚架一道构成稳定的空间结构体系，既可承受和传递房屋纵向的各种荷载和作用，又方便于门式刚架结构的施工安装。 **改进措施**：根据《门式刚架规程》CECS 102第4.5.1条第2款和第4.5.2条第1款的规定，宜将屋面横向水平支撑和柱间支撑同时布置在房屋温度区段端部第一开间或第二开间，在布置柱间支撑的开间，宜同时布置屋面横向水平支撑，如图3.2.1所示。当无法布置在同一跨间时，可布置在相邻跨间，有一定搭接区，但这种情况在温度区段内只能是个别的，否则应对整个支撑系统重新合理布置。

(a)屋面横向水平支撑及刚性系杆



(b)柱间支撑（无吊车）

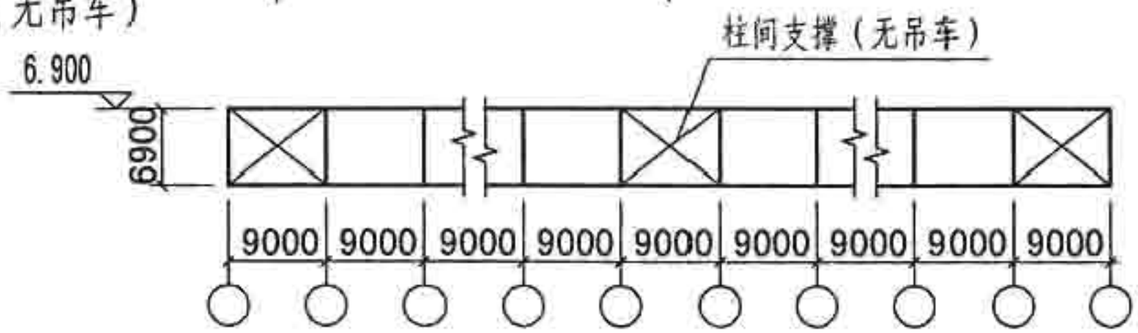
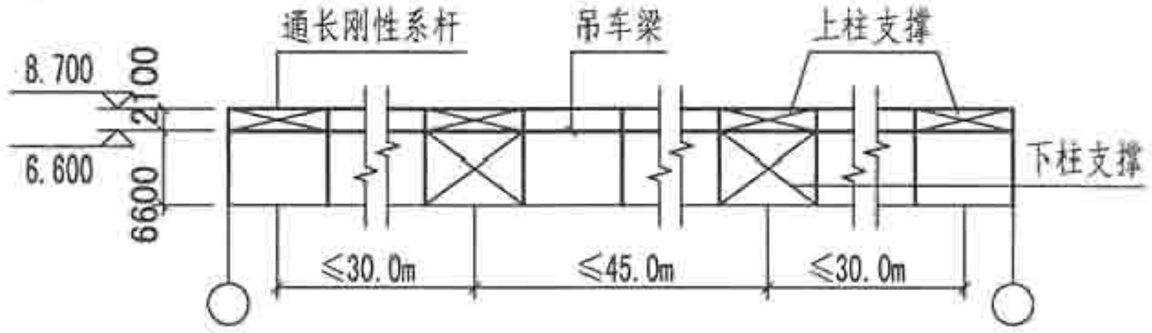
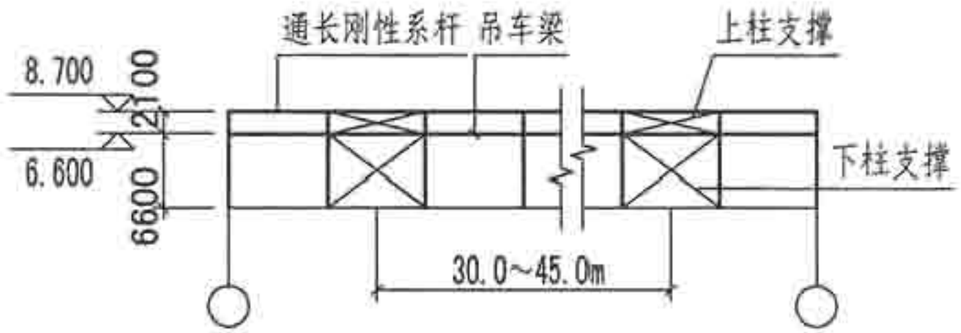
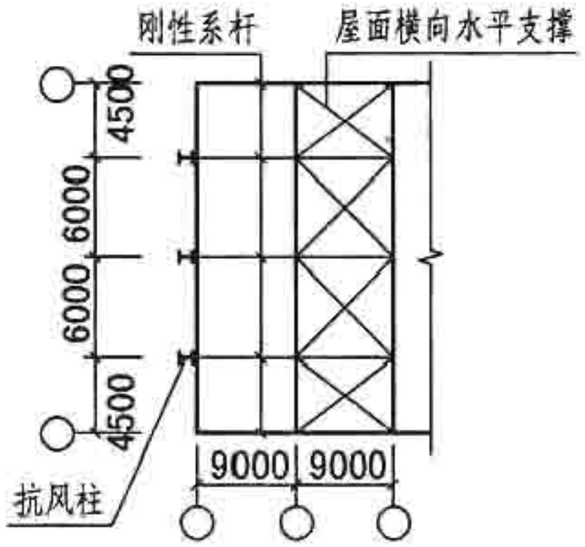
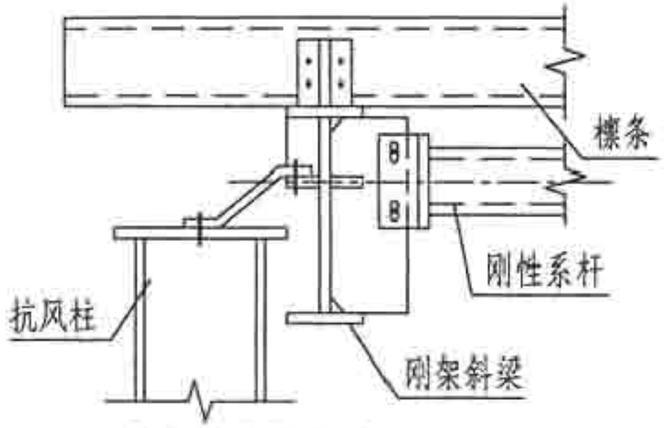
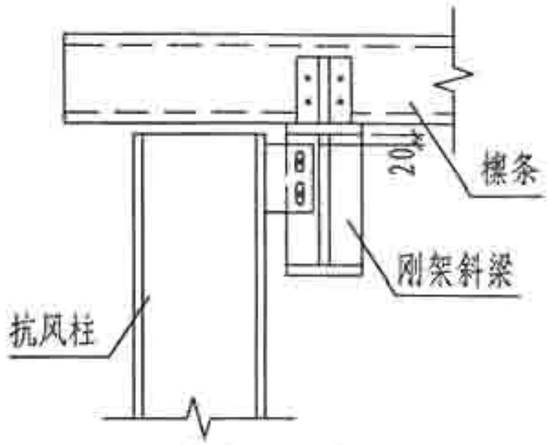
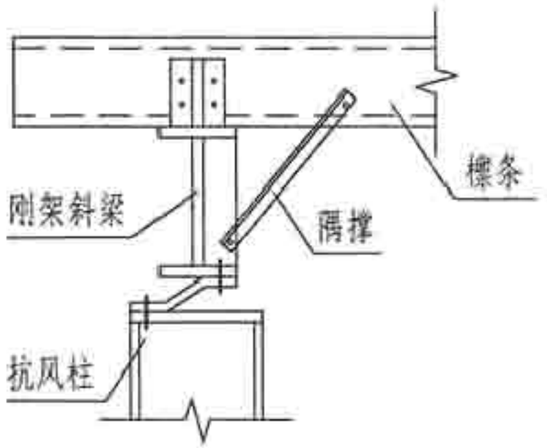


图3.2.1 门式刚架支撑布置示意图

序号	常见问题	改进措施
	续页	(c)柱间支撑（有吊车） 第一方案  (d)柱间支撑（有吊车） 第二方案  图3.2.1 门式刚架支撑布置示意图
3.2.2	屋面横向水平支撑布置在房屋温度区段端部第二开间，而在第一开间相应于屋面横向水平支撑竖腹杆位置未布置纵向刚性系杆。	**原因分析：**房屋端墙(山墙)的风荷载或地震作用要靠屋面横向水平支撑传递给房屋纵向柱间支撑。屋面横向水平支撑布置在第二开间时，第一开间仅布置未按压弯杆件验算和加强的檩条，不足以传递端墙的风荷载或地震作用。 **改进措施：**根据《门式刚架规程》》CECS 102第4.5.2条第1款的规定，在房屋温度区段的第一开间相应于屋面横向水平支撑竖腹杆位置布置满足受压杆件长细比要求和受压（压弯）杆件承载力要求的刚性系杆。如图3.2.2所示。

序号	常见问题	改进措施
	续页	 图3.2.2　门式刚架端开间屋面刚性系杆布置示意图
3.2.3	屋面横向水平支撑的竖腹杆未按刚性压杆设计。	**原因分析：**屋面横向水平支撑的计算简图为简支于有柱间支撑柱列的门式刚架柱顶的水平桁架，其交叉斜腹杆系柔性系杆，只能承受拉力，竖腹杆必须设计成刚性压杆才能组成几何不变体系，传递端墙的荷载或作用。 **改进措施：**根据《门式刚架规程》》CECS 102第4.5.2条第6款和第4.5.3条的规定，将屋面横向水平支撑桁架的竖腹杆按压杆设计；当檩条位于屋面横向水平支撑桁架节点处拟由其兼作屋面横向水平支撑的竖腹杆时，檩条应满足对压弯杆件的刚度和承载力要求，必要时应加强。如图3.2.1所示。
3.2.4	屋面横向水平支撑的节点未与抗风柱布置相应协调。	**原因分析：**屋面横向水平支撑桁架的节点布置在抗风柱处，可以使抗风柱柱顶的反力直接传递，避免刚架斜梁受扭。 **改进措施：**首先根据房屋的使用要求布置抗风柱，然后根据抗风柱柱顶位置布置屋面横向水平支撑桁架的节点及支撑杆件；因为刚架斜梁允许在任意位置布置屋面横向水平支撑的节点，屋面横向水平支撑的交叉斜杆为柔性拉杆，与刚架斜梁的连接较为简单，可以不必等间距布置，这是门式刚架与普通屋架不同之处。在抗风柱与刚架斜梁连接处，刚架斜梁下翼缘应设隅撑。如图3.2.4所示。

序号	常见问题	改进措施
	续页	 (a)抗风柱在轴线外(一)  (b)抗风柱在轴线外(二)  (c)抗风柱在轴线上 图3.2.4 抗风柱连接节点示意图
3.2.5	屋面横向水平支撑和柱间支撑采用圆钢时，未设张紧装置；当设有桥式吊车时，柱间支撑未采用型钢支撑。	**原因分析**：圆钢支撑侧向刚度小，安装时会因自重而下垂，再加上圆钢支撑初始弯曲和连接松弛等缺陷，不设张紧装置就不能保证支撑始终处于张紧状态，对门式刚架房屋的整体稳定性和整体刚度起不到应有的作用，当有吊车时，柱间支撑改而采用型刚支撑，也是为了保证门式刚架房屋的纵向刚度。 **改进措施**：采用圆钢支撑时，应按《门式刚架规程》CECS 102和《薄壁型钢规范》GB50018第9.2.2条的要求设置张紧装置。有吊车时，柱间支撑应采用型钢支撑；在8度及以上地震区或地震作用效应组合控制时，门式刚架房屋的屋面横向水平支撑和柱间支撑亦应采用型钢支撑。
3.2.6	在刚架转折处(边柱柱顶和屋脊、多跨房屋中间柱柱顶)，未沿房屋纵向全长设置刚性系杆。	**原因分析**：在刚架转折处设置刚性系杆除了承受压力和传递纵向水平力外，在安装过程中可增加刚架的侧向刚度，保证结构安全。 **改进措施**：根据《门式刚架规程》CECS 102第4.5.2条第5款的规定，在刚架的边柱柱顶和屋脊处及多跨房屋适当位置的中间柱柱顶处，均沿房屋全长设置通长的刚性系杆；不宜由加强的檩条代替刚架转折处的刚性系杆，如图3.2.1所示。

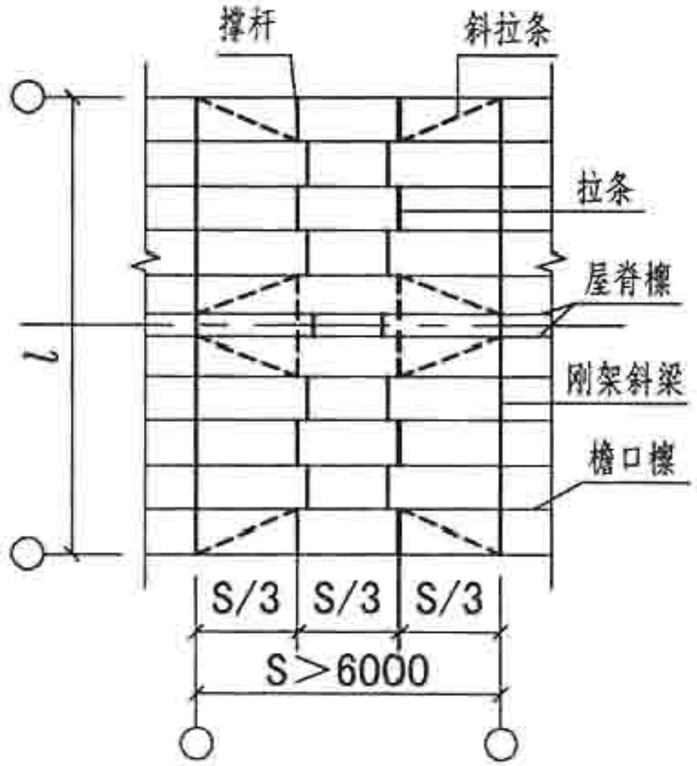
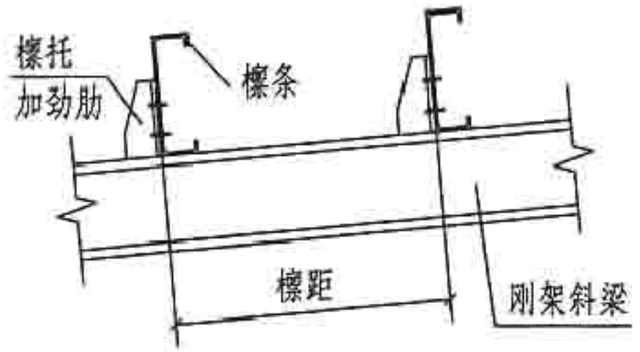
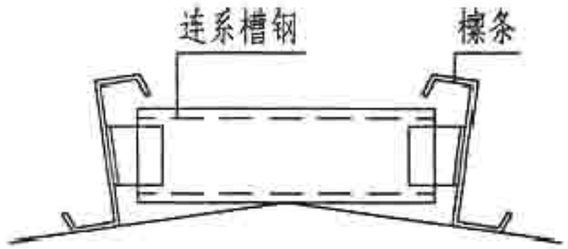
序号	常见问题	改进措施
3.2.7	压型钢板薄壁型钢檩条屋面，当檩条跨度大于4m时，未合理设置拉条、斜拉条及撑杆体系。	**原因分析**：冷弯薄壁型钢檩条通常采用Z型钢和卷边槽钢檩条，由于其重心高，弱轴抗弯能力差。当檩条跨度大于4m时，应设置拉条、斜拉条及撑杆体系，以提高其侧向刚度与承载力，减少其在安装和使用阶段的侧向变形和扭转。 **改进措施**：根据《门式刚架规程》》CECS 102第6.3.5条和6.3.6条的规定，当檩条跨度大于4m不大于6m时，应在檩条跨中设置一道拉条，当檩条跨度大于6m时，应在檩条跨度3分点处各设一道拉条，拉条宜设置在距檩条上翼缘1/3腹板高度范围内。为了防止檩条向屋脊方向弯扭失稳，在设置拉条的同时，应在檐口处增设斜拉条和撑杆；为了承受屋面的坡向分力，在屋脊处(有天窗时在天窗处）亦应增设斜拉条和撑杆；当屋面坡面过大时，在檐口和屋脊之间的适当位置必要时也宜增设斜拉条和撑杆。当门式刚架跨度不大、屋面对称屋脊布置且坡度较小时，屋脊处可不设斜拉条和撑杆。拉条应根据最大的屋面坡向分力按拉杆计算确定，撑杆则按压杆设计，如图3.2.7所示： 

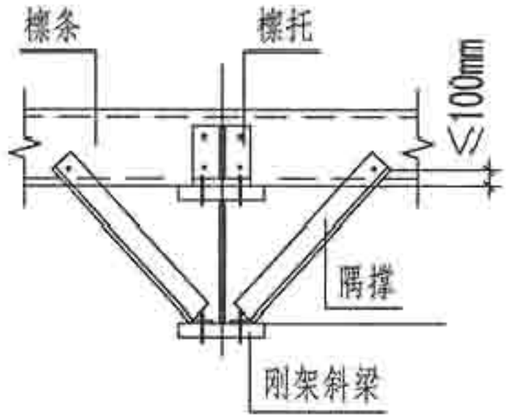
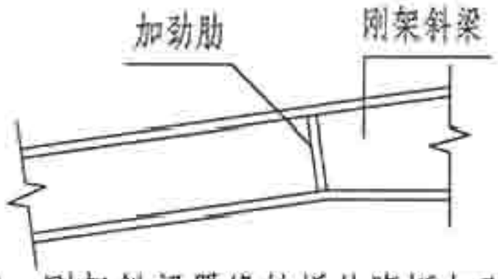
图3.2.7　檩条间拉条布置示意图

序号	常见问题	改进措施
3.3	设计计算	
3.3.1	刚架梁、柱高强度螺栓连接节点的端板，不满足最小厚度16mm的要求。	**原因分析**：刚架梁、柱连接节点通常假定按刚性连接节点设计，要保证连接节点与计算模型相符，传力可靠，除满足计算要求外，必须严格控制端板厚度不小于16mm，以保证端板有足够的刚度。 **改进措施**：根据《门式刚架规程》CECS 102第7.2.9条规定，设计刚架梁、柱连接节点端板时，如计算出的端板厚度不足16mm时，应取端板厚度≥16mm；工程习惯上，端板的厚度也不宜小于节点所用高强度螺栓的直径d。同时，根据《门式刚架规程》CECS 102第7.2.11条规定，端板与刚架柱翼缘和斜梁翼缘的连接应采用全熔透对接焊，焊缝质量等级为二级；端板与刚架构件腹板的连接应采用角对接组合焊缝或与腹板等强的角焊缝。
3.3.2	柱脚锚栓的直径，不满足不小于24mm的要求，且未设置双螺帽。	**原因分析**：刚架柱脚通常假设与基础为铰接相连，有吊车时则应采用刚接柱脚；柱脚锚栓直径除按计算确定外，考虑到实际工程中可能会承受部分水平剪力等不利因素，其直径不宜过小。 **改进措施**：根据《门式刚架规程》CECS 102第7.2.18条规定，当计算出的柱脚锚栓直径小于24mm时，应取24mm。一般情况下，刚架跨度不大于18m时，采用2个M24的锚栓；刚架跨度不大于27m时，采用4个M24的锚栓；刚架跨度不大于30m时，采用4个M30的锚栓。柱脚锚栓均应设双螺帽，以防螺帽松动，影响柱脚安全可靠的工作。
3.3.3	未复核有柱间支撑的柱脚锚栓在风荷载作用下的上拔力。	**原因分析**：门式刚架房屋端墙(山墙)上的风荷载经由抗风柱、屋面横向水平支撑等结构构件传至柱间支撑，柱间支撑的最大竖向分力使与其相连的柱脚锚栓产生上拔力。 **改进措施**：根据《门式刚架规程》CECS 102第7.2.19条规定，进行有柱间支撑的柱脚锚栓在风荷载作用下的上拔力计算。计算柱间支撑产生的最大竖向分力时，不考虑活荷载(或雪荷载)、积灰荷载和附加荷载的影响，恒荷载的分项系数应取1.0；计算柱脚锚栓的受拉承载力时，对Q235钢锚栓，其抗拉强度设计值f_t^a=140N/mm^2，锚栓的面积取螺纹处的有效截面面积。

序号	常见问题	改进措施
3.3.4	未复核柱脚底部水平剪力能否由底板与混凝土基础间的摩擦力承受，当摩擦力不足时，应设柱脚抗剪键。	**原因分析**：根据《门式刚架规程》CECS 102第7.2.20条规定，柱脚锚栓不宜用于承受柱脚底部的水平剪力。此水平剪力可由柱脚底板与混凝土基础间的摩擦力(摩擦系数可取0.4)或设置抗剪键承受。 **改进措施**：按《门式刚架规程》的规定，复核柱脚底部的水平剪力是否可由柱脚底板与混凝土基础间的摩擦力承受，当摩擦力不足时，柱脚底板下应加焊抗剪键。柱脚底部的水平剪力和摩擦力均应取可能的最不利的组合设计值。柱脚抗剪键的截面尺寸和连接焊缝应按混凝土的局部抗压和抗剪键本身的弯剪承载力计算确定。
3.3.5	檩条和墙梁设计计算时，未按《门式刚架规程》的附录A计算风荷载，也未考虑风吸力的不利影响。	**原因分析**：门式刚架轻型钢结构房屋属于低矮房屋范畴，进行风荷载计算时所需要的风荷载体形系数，由于我国现有的资料不完备，《门式刚架规程》CECS 102建议采用美国MBMA手册中的规定，并作为附录A列于规程中。为和MBMA手册配套，《门式刚架规程》要求将我国现行国家标准《荷载规范》GB50009的基本风压值乘以综合调整系数1.05。 **改进措施**：进行门式刚架轻型钢结构房屋檩条和墙梁设计计算时，取自《荷载规范》第7.1.2条的基本风压值应乘以1.05的综合调整系数,风压高度变化系数按《荷载规范》第7.2.1条和第7.2.2条的规定采用，当高度小于10m时，按10m处的数值采用；风荷载体型系数，考虑内、外风压最大值的组合，且含阵风系数，按《门式刚架规程》附录A的A.0.2条的规定采用。在风吸力作用下，冷弯薄壁型钢檩条下翼缘受压时，当屋面能阻止檩条上翼缘侧向位移和扭转时，可偏安全地按《薄壁型钢规范》GB50018的公式(8.1.1-2)进行验算。墙梁的设计计算与檩条类同。
3.3.6	门式刚架轻型钢结构房屋的刚架立柱随意改为钢筋混凝土柱，仍按门式刚架结构体	**原因分析**：门式刚架轻型房屋钢结构是一种跨变结构，其斜梁和立柱可以是变截面的，也可以是等截面的，立柱与基础的连接可以铰接，也可以刚接，但斜梁与立柱必须刚接。钢筋混凝土排架结构则不同，它的屋面主构件可以是钢筋混凝土梁或钢梁，也可以是钢筋混凝土屋架或钢屋架，并且与钢筋混凝土柱顶铰接，钢筋混凝土柱脚则与基础刚接。

序号	常见问题	改进措施
	系进行设计，会造成工程事故。	显然，这是完全不同的两种结构体系。因此，按门式刚架轻型钢结构设计的房屋，不应随意将刚架立柱改为钢筋混凝土柱。因为钢材和钢筋混凝土两种材料在材性、刚度和承载力方面有很大差别，不能简单代换，而且在柱顶，钢结构的斜梁与钢筋混凝土的柱是两种不同材性的构件，很难实现刚接。所以随意将门式刚架立柱改为钢筋混凝土柱会导致结构严重不安全。 **改进措施**：(1)不得随意将门式刚架轻型钢结构房屋的立柱改为钢筋混凝土柱，也就是说不得随意改变结构的材料和体系；(2)当必须将门式刚架轻型钢结构房屋的立柱改为钢筋混凝土柱时，钢筋混凝土柱必须与基础刚接，钢斜梁与柱顶应按能承受水平推力的铰接连接进行构造设计，所构成的跨变排架结构应重新进行内力分析，除应重新验算斜梁的承载力外，还应按承载力和柱顶位移限值确定钢筋混凝土柱的截面尺寸和配筋，也应重新复核地基及基础的承载力。
3.3.7	屋面横向水平支撑、柱间支撑、抗风柱及刚架结构连接节点(含柱脚连接节点及支撑构件连接节点)无计算书。	**原因分析**：屋面横向水平支撑、柱间支撑、抗风柱和刚架一道形成门式刚架结构的空间体系，共同承受屋面和墙面结构传来的垂直荷载、水平荷载和地震作用，其构件和连接的承载能力必须满足《门式刚架规程》CECS 102第3.1.3条、第3.1.4条和第7.2节的要求。 **改进措施**：在施工图阶段，设计单位的校审人员除校审门式刚架的计算书外，还应校审屋面横向水平支撑、柱间支撑和抗风柱等主要受力构件的计算书，也应校审刚架结构体系各连接节点的计算书；计算书齐全后才可以连同施工图图纸一道送施工图审查单位审查。支撑构件采用型钢时，连接节点应采用焊接连接节点。

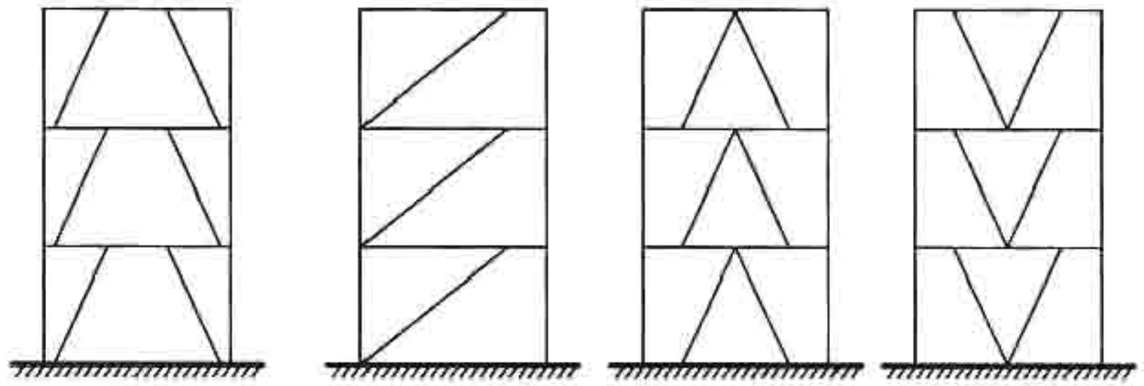
序号	常见问题	改进措施
3.4	构造要求	
3.4.1	檩条与刚架斜梁上翼缘连接处设置单板檩托未加焊加劲肋。	**原因分析**：檩托除安装时固定檩条防止檩条倾覆外，尚要承受檩条因荷载偏心产生的扭矩。因此檩托应有必要的刚度和承载力，以便对檩条端部提供扭转约束。 **改进措施**：根据《薄壁型钢规范》GB50018第8.2.1条规定，垂直于斜梁上翼缘设置的单板檩托，应加焊侧向加劲肋，以提高其对檩条端部扭转的约束刚度。为了有效地约束檩条端部的扭转，檩托高度不宜小于檩条高度的2/3。墙梁的支托宜参照檩托设计，如图3.4.1所示。 当屋面坡度及荷载均较小，且檩条高度也不大时，可采用单板檩托。单板檩托宜与刚架斜梁上翼缘坡口熔透焊。  图3.4.1　檩托示意图
3.4.2	位于坡屋面坡顶的屋脊双檩，未用型钢或圆钢相互连接。	**原因分析**：门式刚架房屋通常采用实腹式冷弯薄壁型钢檩条，并在屋脊处布置双檩。屋脊双檩间用型钢或圆钢相互连接形成一体共同受力，并同屋面拉条、斜拉条及撑杆组合，使屋面的整体性和坡向刚度大大提高。 **改进措施**：根据《门式刚架规程》CECS 102第7.2.12条屋脊双檩间用型钢相互连接时，可根据具体情况采用焊接或螺栓连接；用圆钢相互连接时，应在每个连接点处檩条腹板两侧各设置一个锁紧螺帽；双脊檩间相互连接点的位置在檩条跨度的3分点处及拉条连接点处。如图3.2.7和图3.4.2 所示。 屋脊双檩也可用撑杆(钢管内设拉条)相互连接。  图3.4.2　脊檩连接示意图

序号	常见问题	改进措施
3.4.3	在刚架斜梁下翼缘受压区和柱内侧翼缘受压区未设置保证其稳定的隅撑。	**原因分析**：刚架梁、柱构件翼缘的局部稳定，在一般情况下系通过限制板件的宽厚比来保证；刚架梁、柱构件的整体稳定则由刚架的支撑系统提供的侧向支承点通过计算来保证。 **改进措施**：在刚架斜梁下翼缘受压区和柱内侧翼缘受压区，应按《门式刚架规程》第6.1.6条第3款和第7.2.14条的要求设置隅撑作为侧向支承点；刚架斜梁侧向整体稳定计算时，计算长度取侧向支承点间的距离；隅撑一端与斜梁受压翼缘相连，另一端与檩条相连；隅撑按轴心受压杆件设计。如图3.4.3所示：  图3.4.3　隅撑连接示意图
3.4.4	刚架斜梁在翼缘转折处腹板未设横向加劲肋。	**原因分析**：刚架斜梁腹板考虑屈曲后效应，在一般情况下虽然可通过限制其高厚比来保证合理的设计，但在斜梁翼缘转折处，由于受力复杂，应设置横向加劲肋对腹板予以加强。 **改进措施**：在刚架斜梁翼缘转折处的腹板两侧，应设置横向加劲肋，如图3.4.4所示。加劲肋的外伸宽度 $b_s \geqslant \frac{h_0}{30}+40\,(\text{mm})$，其厚度 $t_s \geqslant \frac{b_s}{15}$。  图3.4.4　刚架斜梁翼缘转折处腹板加劲肋示意图

序号	常见问题	改进措施
3.4.5	柱脚锚栓中心到基础边缘的距离小于4倍锚栓直径及150mm，钢柱脚底板边缘到基础顶面边缘的距离小于100mm。	**原因分析**：上海市标准《轻型钢结构设计规程》DBJ08-68-97规定，柱脚锚栓中心到基础边缘的距离不应小于4d及150mm，主要原因是要保证锚栓有足够的保护层厚度，使锚栓锚固充分，受力可靠，也考虑了基础施工时锚栓位置可能发生偏差等不利因素。类似地，要求板边距不小于100mm,主要考虑基础顶面局部承压和施工偏差的影响。 **改进措施**：宜参考上述要求，确定基础顶面尺寸和预留柱脚锚栓位置；基础施工时采取必要措施，减少施工偏差。

序号	常见问题	改进措施
4.1	基本设计规定	
4.1.1	钢结构(焊接)设计说明中,对主要承重结构的钢材材质未按有关规范规定选用,并且对钢材的冷弯试验及碳含量的合格保证未提出要求。	**原因分析**：鉴于高层民用建筑钢结构的重要性，对钢材的材质应提出更为严格的要求。在高烈度抗震设防地区的主要承重结构构件使用的钢材宜参照直接承受动荷载结构构件使用的钢材选用。 **改进措施**：《钢结构规范》GB50017规定，对于焊接承重结构采用的钢材尚应具有碳含量的合格保证及还应具有冷弯的合格保证。高层钢结构承重构件应按《高钢规程》JGJ99第2.0.2条规定，根据结构的重要性、荷载特征、连接方法、环境温度、钢材厚度以及构件所处部位等不同情况，选择其牌号和材质，并应保证抗拉强度、伸长率、屈服点、冷弯试验、冲击韧性合格和硫、磷含量符合限值。对于焊接结构尚应保证碳含量符合限值。因此应按此规定，选定适用的钢材牌号。
4.1.2	用于抗震结构设计时未对所选用的钢材性能指标提出最低要求。	**原因分析**：按《抗震规范》GB50011的规定，抗震结构对于材料和施工质量的特别要求，应在设计文件上注明。对于高层钢结构所使用的钢材,尚应满足较高的延性等要求。 **改进措施**：结构说明中对所选用的钢材性能指标应按有关规范、规程的规定提出要求.对于有抗震设计要求的结构还应符合规范规程的特殊规定: 《高钢规程》JGJ99第2.0.3条规定，用于抗震结构钢材的强屈比不应小于1.2；应有明显的屈服台阶；伸长率应大于20%;应有良好的可焊性。 《抗震规范》第3.9.2条规定，用于抗震钢结构的材料性能指标，应符合下列最低要求：1)钢材的抗拉强度实测值与屈服强度实测值的比值不应小于1.2；2)钢材应有明显的屈服台阶，且伸长率应大于20%；3)钢材应有良好的可焊性和合格的冲击韧性。

序号	常见问题	改进措施
4.1.3	结构的焊接节点所使用的钢板厚度已大于40mm,并且在承受厚度方向拉力情况下,未对钢板厚度方向的断面收缩率提出要求。	**原因分析**: (1)高层建筑钢结构经常使用厚钢板,而厚钢板在轧制过程中的X,Y,Z三个方向的力学性能存在着各向异性,以Z向的性能最差。尤其是塑性和冲击功值;(2)高层建筑钢结构在梁与柱的连接和箱形柱的角部焊缝等部位,由于局部构造形成高约束,焊接及承受厚度方向拉力作用时容易引起层状撕裂。 **改进措施**: 焊接约束度很大的节点部位厚板，因焊接约束应力过大易引起厚板在焊接处层状撕裂。所以应在设计文件中按《高钢规程》JGJ99的规定对钢板厚度方向的断面收缩率提出要求。《抗震规范》GB50011第3.9.5条规定，当此部位板厚等于或大于40mm，并承受沿板厚方向的拉力作用时，要求按现行国家标准《厚度方向性能钢板》（GB5313）的规定，附加板厚方向的断面收缩率的条件。同时，也应注意，因增加Z向性能要求将大幅度提高钢材价格(约15%以上)，故除上述部位,上述约束受力条件以外的厚度,不宜仅按板厚随意要求附加Z向性能的材料要求。
4.2	构件设计	
4.2.1	偏心支撑框架不按规范设计,认为将支撑偏置即为偏心支撑框架,甚至采用冷弯型钢作消能梁段。	**原因分析**: 偏心支撑框架结构有以下几种类型: 消能梁段指偏心支撑框架中斜杆与梁交点和柱之间的区段或同一跨内相邻两个斜杆与梁交点之间的区段。地震时消能梁段发生屈服而使其余梁段仍处于弹性受力状态。 **改进措施**: 消能梁段是结构的“保险丝”，在大震下首先屈服和耗能，在构造上应保证它在屈服时不屈曲。消能梁段宜设计成剪切屈服型，其与柱的连接不应设计成弯曲屈服型。按《高钢规程》JGJ99第6.5.5条规定，消能梁段的截面宜与同一跨内框架梁截面相同，在多遇地震作用效应组合作用下其截面尺寸及强度应按该条的有关规规定进行计算，包括消能梁的腹板强度和翼缘板的强度，并采取相应的构造措施。



(a) 门架式; (b) 单斜杆式; (c) 人字形; (d)V字形

图4.2.1 偏心支撑框架

序号	常见问题	改进措施
4.2.2	偏心支撑消能梁段的承载力抗震调整系数应取0.85,但某些工程中按普通梁抗震调整系数0.75取用。	**原因分析**：结构构件抗震验算中的承载力抗震调整系数应按有关规范选用。《抗震规范》GB50011第5.4.2条规定的钢结构柱、梁的承载力调整系数为0.75；而对于消能梁段的承载力抗震调整系数应按有关规范规定取值。 **改进措施**：根据《抗震规范》第8.2.7条的规定,其消能梁段承载力抗震调整系数应取0.85，而不是通常梁用的0.75。同时还应该注意，偏心支撑框架构件的抗震承载力应按规范规定验算以下内容：1）偏心支撑框架消能梁段的受剪承载力的验算；2)支撑斜杆与消能梁段连接的承载力不得小于支撑的承载力。若支撑需要抵抗弯距，则支撑与梁的连接应按抗压弯连接设计。否则支撑斜杆、框架柱和与消能梁段相连的非消能梁段按现有规定设计，就不能保持弹性。
4.2.3	轴心受压柱的板件厚度已大于40mm,按有关规定厚壁构件稳定系数的类别为d类，当计算轴心受压柱稳定性时,其稳定性系数应按厚壁构件稳定系数φ取值。	**原因分析**：高层建筑钢结构的厚壁柱设计有两个不同于一般轴心受压柱的问题应注意：一是钢材强度设计值f的取值，二是稳定系数φ的取值。 **改进措施**：高层建筑钢结构的轴心受压构件当板件厚度≥40mm时，其厚板构件截面类别应降低(φ值减小)，《钢结构规范》GB50017对此有专门规定。应按《钢结构规范》第5.1.2条规定分类并计算φ值。
4.2.4	抗震设计时,框架梁在罕遇地震作用下可能出现塑性铰截面处,梁的上下翼缘均未设置侧向支撑。	**原因分析**：抗震设计时,为防止框架横梁在大震下发生侧向弯曲,应在梁可能出现塑性铰截面处的上下翼缘设置侧向支撑。 **改进措施**：抗震设计时,框架梁在罕遇地震作用下可能出现塑性铰截面处,梁的上下翼缘均应按有关规范 、规程规定设置侧向支撑。《高钢规程》JGJ99第8.5.4条规定，抗震设防时，框架横梁下翼缘在距轴线1/8~1/10

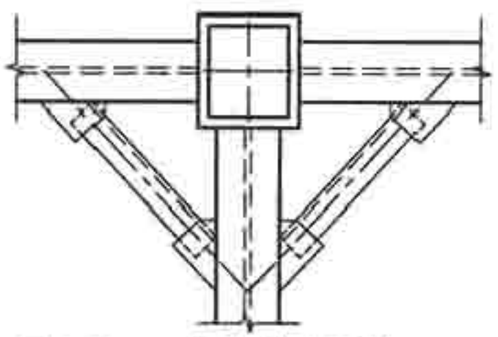


图4.2.4　梁的侧向隅撑

序号	常见问题	改进措施
	续页	梁跨处，应设置侧向支撑构件，如图4.2.4所示。《高钢规程》第6.1.3条规定：“当梁上设有符合《钢结构规范》GB50017规定的整体铺板时，可不验算整体稳定性。”据此，当上翼缘设有现浇钢筋混凝土板时，上翼缘可不设侧向支撑构件。相邻两支撑点间的构件长细比，应符合《钢结构规范》关于塑性设计的有关规定。
4.2.5	结构构件设计计算中，轴心受压柱的长细比按λ=150控制，该数值不符合高层建筑钢结构设计规程中的有关规定。	**原因分析**：构件允许长细比值的规定，主要是避免构件柔度太大，在本身重力作用下产生过大的挠度和运输、安装过程中造成构件弯曲，以及在大震时竖向地震作用下防止屈曲。由于刚度不足产生的不利影响压杆远比拉杆影响严重。高层建筑钢结构压杆的长细比规定要比普通钢结构严格。 **改进措施**：高层建筑钢结构压杆的长细比规定要比普通钢结构严格，例如对于柱、桁架、天窗架中受压的杆件、柱的缀条、吊车梁或吊车桁架以下的柱间支撑的容许长细比《钢结构规范》GB50017规定为150。而《高钢规程》JGJ99第6.2.4条规定，其轴心受压柱的长细比不宜大于120。
4.2.6	按抗震设防的框架柱板件的宽厚比不符合有关规范、规程的规定。	**原因分析**：结构设计时，首先要确定工程的抗震设防烈度，当抗震设防烈度为6度或非抗震设防时，柱一般不会出现塑性铰，其框架柱板件宽厚比可按《钢结构规范》设计，对于高层建筑钢结构的框架柱，当按7度及7度以上抗震设防时，按照强柱弱梁的要求，柱一般不会出现塑性铰，但是考虑到材料性能变异、截面尺寸偏差及竖向地震作用等因素，柱在某些情况下也可能出现塑性铰。因此，柱的板件宽厚比也应按塑性发展来加以限制。 **改进措施**：对于需要抗震设防的结构，高层建筑钢结构的框架梁柱的板件宽厚比，应按《抗震规范》GB50011第8.3.2条规定设计，见表4.2.6-1及表4.2.6-2。 (1)不超过12层框架的梁、柱板件宽厚比应符合表4.2.6-1的规定。 (2)超过12层框架梁、柱板件宽厚比应符合表4.2.6-2的规定。

序号	常见问题	改进措施

表4.2.6-1　不超过12层框架的梁、柱板件宽厚比限值

板件名称		7度	8度	9度
柱	工字形截面翼缘外伸部分	13	12	11
	箱形截面壁板	40	36	36
	工字形截面腹板	52	48	44
梁	工字形截面和箱形截面翼缘外伸部分	11	10	9
	箱形截面翼缘在两腹板间的部分	36	32	30
	工字形截面和箱形截面腹板			
	($N_b/Af<0.37$)	$85-120N_b/Af$	$80-110N_b/Af$	$72-100N_b/Af$
	($N_b/Af\geqslant 0.37$)	40	39	35

注：表列数值适用于Q235，当材料为其他牌号钢材时，应乘以$\sqrt{235/f_{sy}}$。

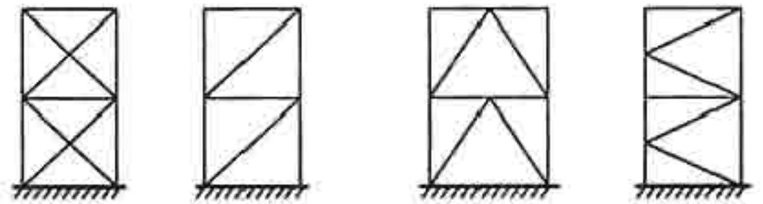
表4.2.6-2　超过12层框架的梁、柱板件宽厚比限值

板件名称		6度	7度	8度	9度
柱	工字形截面翼缘外伸部分	13	11	10	9
	工字形截面腹板	43	43	43	43
	箱形截面壁板	39	37	35	33
梁	工字形截面和箱形截面翼缘外伸部分	11	10	9	9
	箱形截面翼缘在两腹板间的部分	36	32	30	30
	工字形截面和箱形截面腹板	$85-120N_b/Af$	$80-110N_b/Af$	$72-100N_b/Af$	$72-100N_b/Af$

注：表列数值适用于Q235，采用其他牌号钢材时，应乘以$\sqrt{235/f_{sy}}$。

4.2.7	框架柱与梁的连接为刚性节点，框架柱与梁的上、下翼缘对应位置未按规定设置柱	**原因分析**：抗震框架柱与梁刚性连接时，为了使柱翼缘和腹板在梁翼缘集中力作用下不致压坏，保证节点域的承载力和稳定性，以及当节点域进入塑性时能较多地吸收地震能量，规范规定框架柱在与梁的上、下翼缘对应位置应设置柱的横向加劲肋。 **改进措施**：工程设计中应根据工程的抗震设防级别按有关设计规范、规程的规定在框架柱与梁的上、下翼缘对应位置应设置柱加劲肋，在箱形柱中应设置隔板。

序号	常见问题	改进措施
	的横向加劲肋。	《高钢规程》JGJ99第8.3.6条规定，框架梁与柱刚接时应在梁翼缘的对应位置设置柱的水平加劲肋。对于抗震设防的结构，水平加劲肋和隔板应与梁翼缘等厚,水平加劲肋和隔板的中心线应与梁翼缘的中心线对准。
4.2.8	按抗震设计设防的框架柱其长细比不符合有关规范规程的规定。	**原因分析**：框架柱要满足强柱弱梁要求，它的长细比关系到钢结构的整体稳定，对于高层建筑钢结构，高度越高，轴向力越大，应考虑竖向地震力对框架柱的影响，后者在结构分析时一般是不计算的。此外，框架柱还应满足轴压比要求，轴压比不能过大。所以地震区高层建筑钢结构框架柱的长细比不应太大。 **改进措施**：对于高层建筑钢结构框架柱，应根据不同的抗震设防要求按有关规程规定数值采用： 《高钢规程》JGJ99第6.3.6条规定，对于7度及以上抗震设防的结构，柱的长细比不宜大于60(适用于Q235)。 《抗震规范》GB50011第8.3.1条规定：1)不超过12层的钢框架柱的长细比，6～8度时不应大于120(适用于Q235)。2)超过12层的钢框架柱的长细比，8度时不应大于60(适用于Q235)。
4.2.9	抗震设防框支体系中，中心支撑按有关规定不得使用“K”形斜杆体系支撑。	**原因分析**:高层建筑钢结构的中心支撑形式一般有以下几种，如图4.2.9-1所示。其中(d)型为“K”型支撑，该形式支撑在地震作用下，可能因斜杆屈服，引起较大的侧向变形，使柱发生屈服甚至造成倒塌，故不应该在抗震结构中采用。 **改进措施**：应按《高钢规程》JGJ99第6.4.1条，采用图4.2.9-1中的(a)、(b)、(c)形式。另外，当采用只能受拉的单斜杆体系时，应同时设不同方向的两组单斜杆体系如图4.2.9－2所示，且每层中不同方向单斜杆的截面面积在水平方向的投影面积之差不得大于10%。



(a) 交叉支撑 (b) 单斜杆支撑 (c) 人字支撑 (d) K型支撑

图4.2.9-1 中心支撑类型

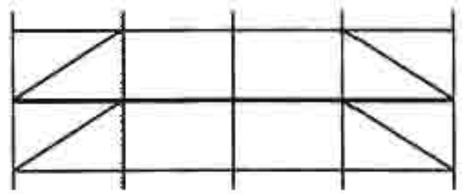
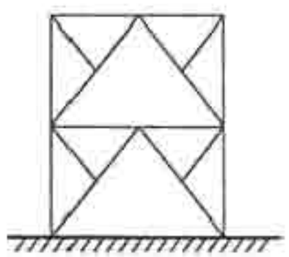
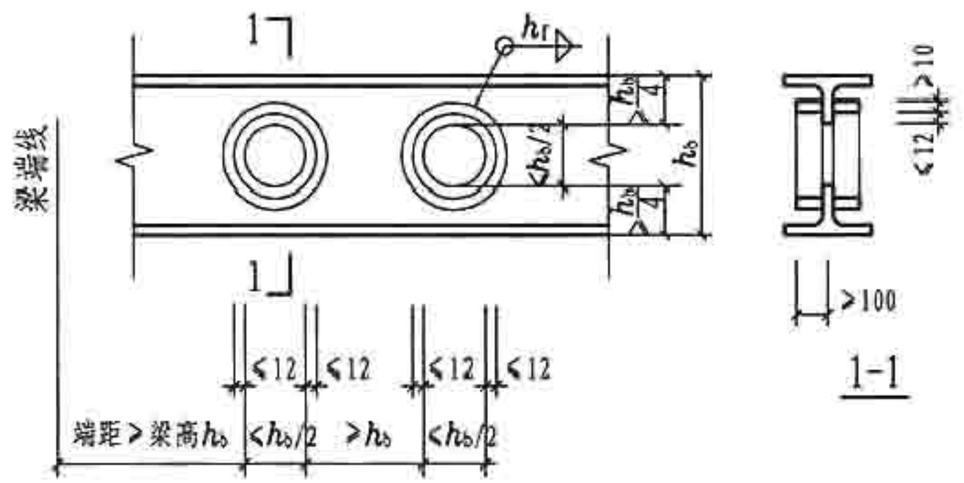


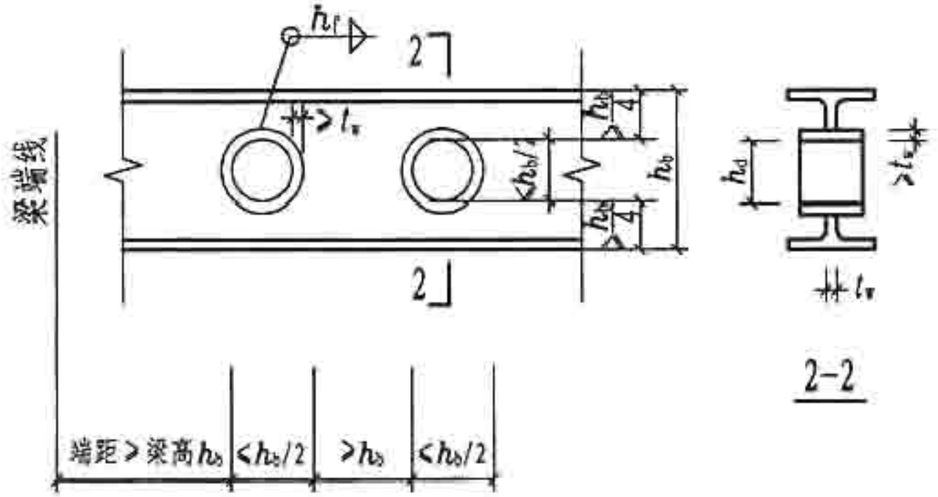
图4.2.9-2 单斜杆支撑的布置

序号	常见问题	改进措施
4.2.10	抗震设防的框架，中心支撑的长细比取值不符合有关规范规定。	**原因分析**：框架的中心支撑主要作用是减少层间位移和保证结构的整体稳定，在地震作用下框架支撑体系的恢复力特性，主要取决于支撑杆件的受压行为，支撑的长细比大者，滞回圈较小，吸收能量的能力较弱。支撑的长细比应根据抗震设防烈度按有关规范、规程的规定设计。 **改进措施**：《高钢规程》JGJ99第6.4.2条对抗震设防烈度为6、7、8、9度时的支撑长细比都作了明确规定。《抗震规范》GB50011中第8.4.2条对支撑的长细比作为强制性条文规定如下： 表4.2.10　钢结构中心支撑杆件长细比限值 类型 / 6、7度 / 8度 / 9度 不超过12层 / 按压杆设计 / 150 / 120 / 120 不超过12层 / 按拉杆设计 / 200 / 150 / 150 超过12层 / 120 / 90 / 60 注：表列数值适用于Q235钢，采用其它牌号钢材应乘以$\sqrt{235/f_{ay}}$
4.2.11	抗震设防的柱间支撑杆件采用单轴对称截面(双角钢组合T型截面)情况下，未采取防止截面绕对称轴屈曲的构造措施。	**原因分析**：试验证明，结构杆件在地震作用下，双角钢组合T型截面支撑斜杆绕截面对称轴失稳时，会因杆件弯扭屈曲和单肢屈曲而使性能下降，因此单轴对称断面形式不宜用于抗震设防烈度大于或等于7度地区。 **改进措施**：《高钢规程》JGJ99第6.4.3条规定，“支撑斜杆宜采用双轴对称截面”，例如H形及箱形截面。工程中柱间支撑的杆件如果采用单轴对称截面时，应当采取防止截面绕对称轴屈曲的有效构造措施。如图4.2.11中在人字形斜杆支撑上增加再分杆等措施。  图4.2.11 人字形支撑

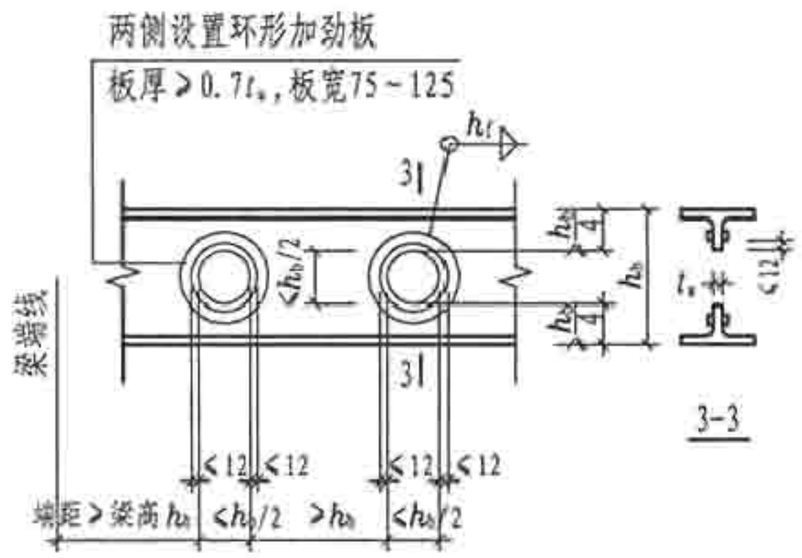
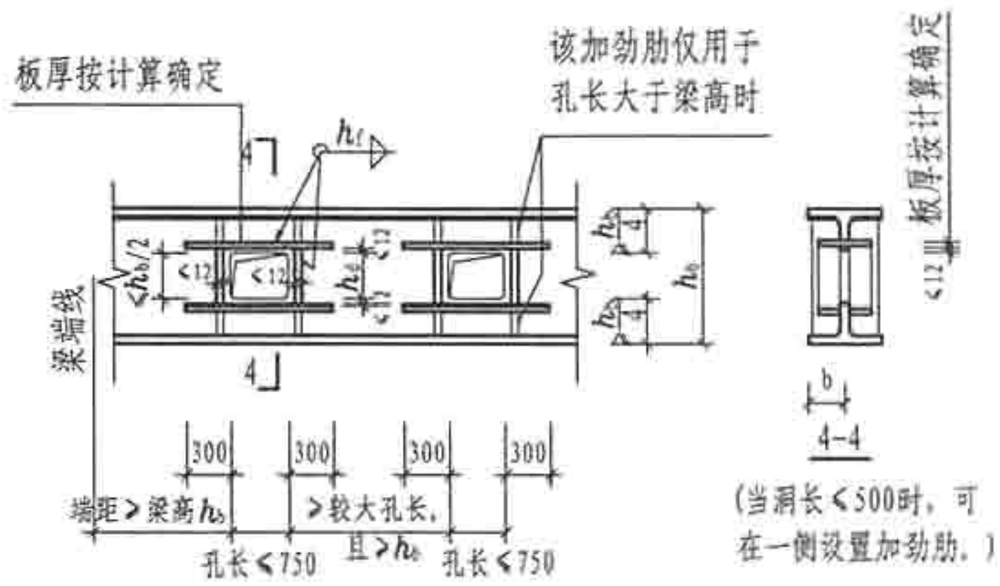
序号	常见问题	改进措施
4.2.12	结构中的偏心支撑消能梁段按有关规定腹板上不得开洞，且梁翼缘宽厚比已超过规程规定数值。	**原因分析**：在消能梁段腹板上开洞，将影响其弹塑性变形和耗能能力，使偏心支撑的性能不好预测。因此消能梁段的翼缘宽厚比要求也宜比普通梁严格些。 **改进措施**：《高钢规程》JGJ99第6.5.8条规定，消能梁段不得在腹板上开洞。并规定： (1) 翼缘板自由外伸宽度 b_1 与其厚度 t_f 之比，应符合下式要求：$b_1/t_f = 8\sqrt{235/f_y}$ (2) 腹板计算高度 h_0 与其厚度 t_w 之比，应符合下式要求：$h_0/t_w = (72-100N_{lb}/A_{lb}\cdot f)\sqrt{235/f_y}$，式中 A_{lb} 为耗能梁段的截面面积。
4.3	节点设计	
4.3.1	框架梁断面高度为1800mm，梁端部开设直径为1000mm的管道用孔口，且孔口的补强措施不满足有关规范、规程的规定。	**原因分析**：框架梁端的1/10跨度或长度等于两倍截面高度范围为塑性铰区域，规范规定该区域一般情况下应避免开设孔口。 **改进措施**：《高钢规程》JGJ99第8.5.5条规定，不应在消能梁段(设有隅撑)范围内开孔口。孔口的高度(直径)不得大于梁高的1/2，孔的净距不应小于梁高，当孔直径小于100mm时孔可不予补强。否则，宜按下图对孔口补强。如图4.3.1所示：



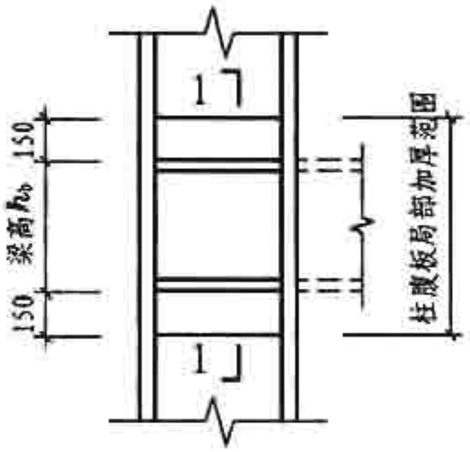
(a) 圆形孔用环形加劲肋补强



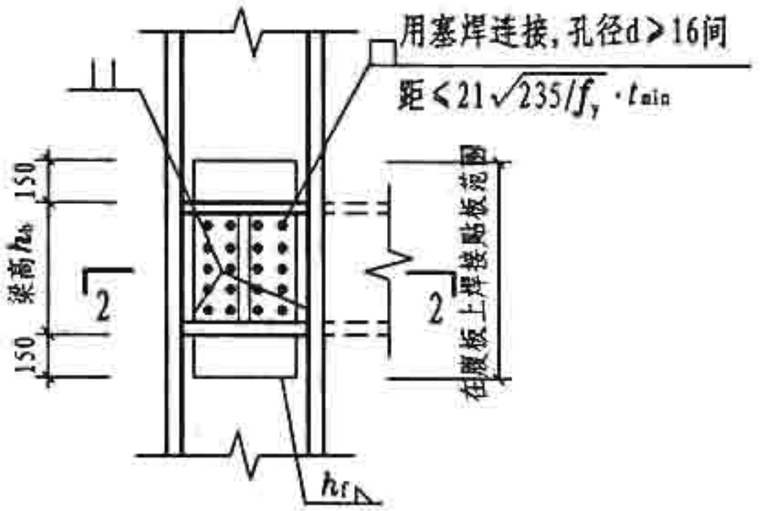
(b) 圆形孔用套管补强

序号	常见问题	改进措施
	续页	 (c) 圆形孔用环形板补强  (d) 矩形孔用加劲肋补强 图4.3.1梁腹板孔口的补强措施
4.3.2	工字形柱与梁刚接情况下，由柱翼缘和柱水平加劲肋所包围的节点域（柱的腹板），在弯矩和剪力共同作用下，其柱的腹板抗剪强度不满足规程规定的数值。	**原因分析**：工字形柱与梁刚接情况下，由柱翼缘和柱水平加劲肋所包围的节点域除满足规范规定的构造要求外，尚应按规定验算其抗剪强度，对于抗震设防结构，尚应验算其在大震情况下的屈服强度，在抗震设防的结构中，若节点域厚度太厚，将使其不宜吸收地震能量，若太薄，又将使框架的水平位移增大。 **改进措施**：根据《高钢规程》JGJ99第8.3.9条的规定，应对节点域应进行抗剪强度验算（注意抗震设防级别），当节点域厚度不满足要求时，宜将柱腹板在节点域局部加厚，对H型钢柱可在节点域加贴钢板。对于焊接H形柱，宜将该部分柱腹板在制作时采用较厚钢板，与邻近的柱腹板进行工厂拼接，以便于焊接垂直方向的构件连接板。节点域补强措施参考图4.3.2。

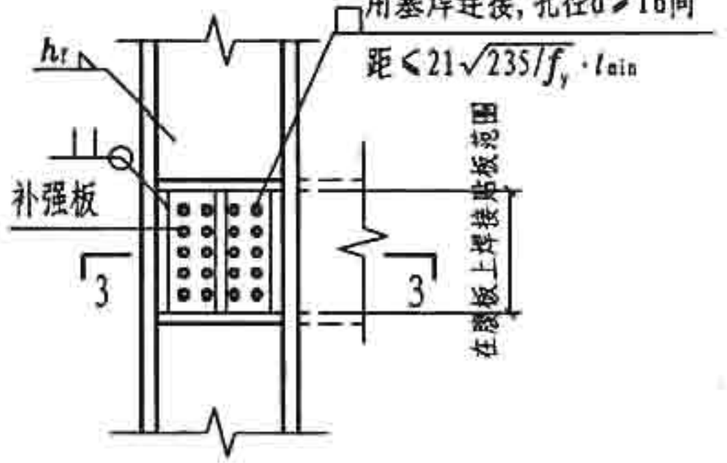
序号	常见问题	改进措施



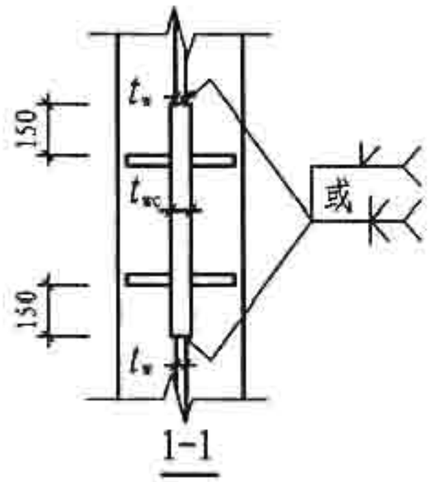
(a)焊接工字形柱腹板
(将柱腹板在节点域局部加厚为t_{wc}，并与邻近的柱腹板t_w进行工厂拼接)



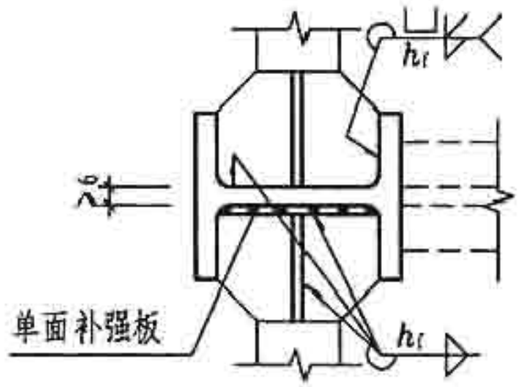
(b)H型钢柱腹板(一)
(将补强板伸过水平加劲肋，与柱翼缘用填充对接焊，与腹板用角焊缝连接，在板域范围内用塞焊连接)



(c)H形钢柱腹板(二)
(补强板限制在节点域范围内，补强板与柱翼缘和水平加劲肋均采用填充对接焊，在板域范围内用塞焊连接)

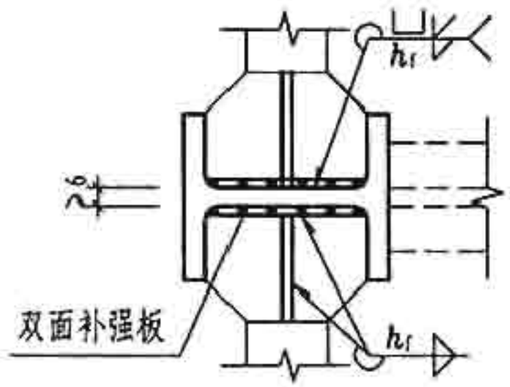


1-1



2-2

(当节点域厚度不足部分小于腹板厚度时，用单面补强)

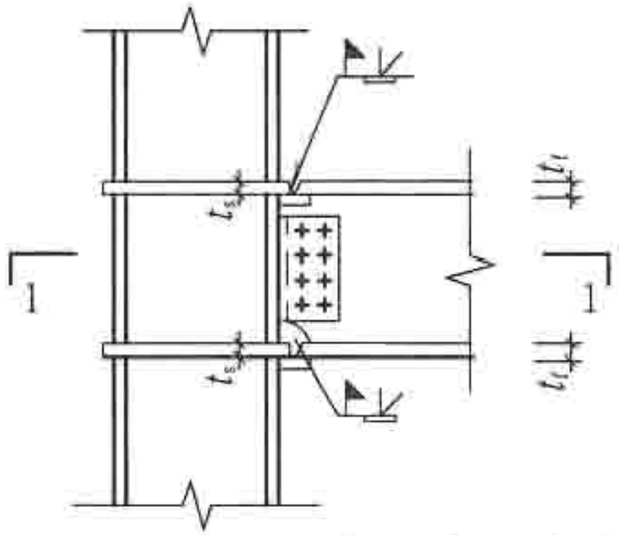


3-3

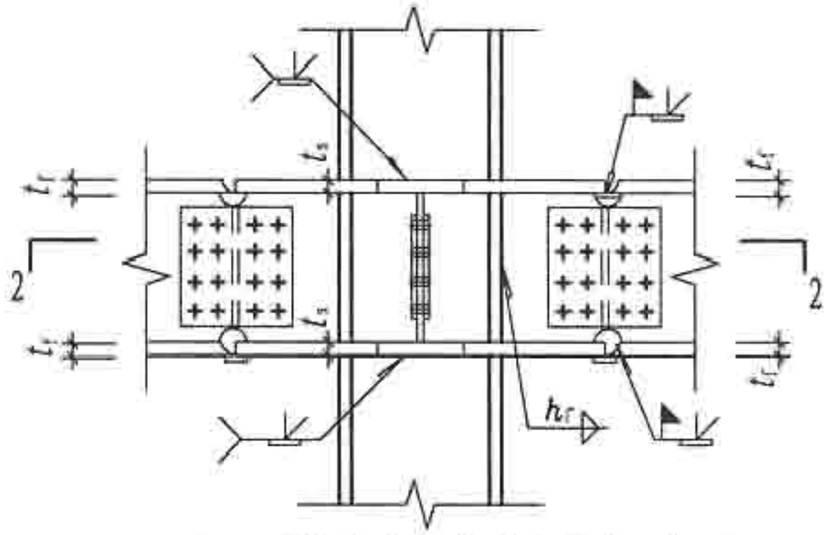
(当节点域厚度不足部分超过腹板厚度时，用双面补强)

图4.3.2 柱腹板节点域补强

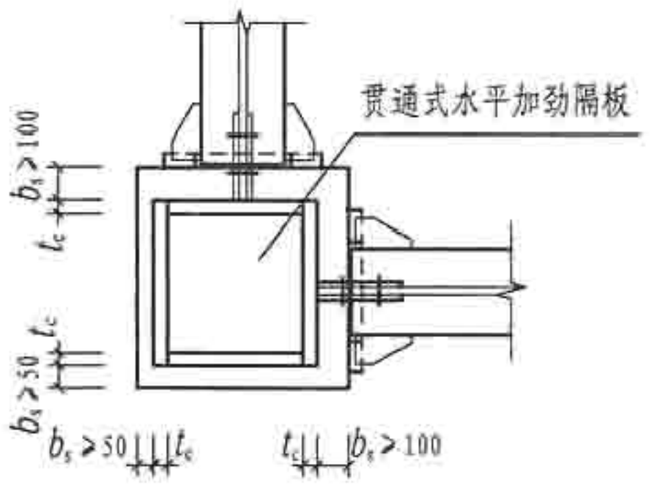
序号	常见问题	改进措施
4.3.3	承重结构为双向刚架，相互垂直两个方向的钢梁与柱的连接均为刚性连接情况下，框架柱宜采用箱形截面。	**原因分析**：梁与柱的刚性连接多采用柱贯通形式。对于框架结构，要求柱在框架平面内有较大的惯性矩，而在截面面积相同的情况下工字形柱绕弱轴的惯性矩比箱形的惯性矩小；因此规程规定在相互垂直方向都组成框架的柱，宜采用箱形截面柱。 **改进措施**：《高钢规程》JGJ99第8.3.1条规定，相互垂直方向都组成框架的柱宜采用箱形截面。箱形柱与梁的连接构造如图4.3.3：



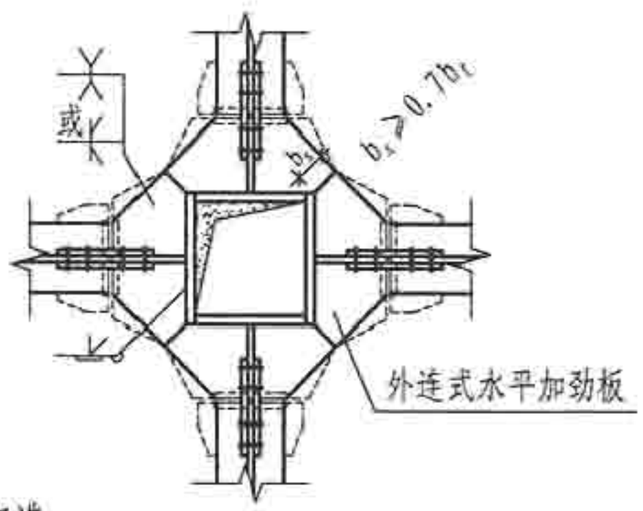
① 框架梁与设有贯通式水平加劲隔板的箱形截面柱的刚性连接



② 框架梁与设有外连式水平加劲板的箱形截面柱的刚性连接



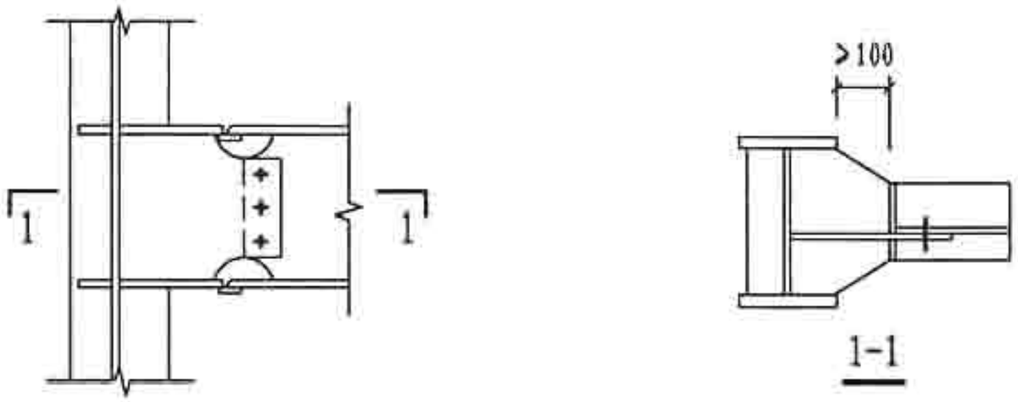
1-1



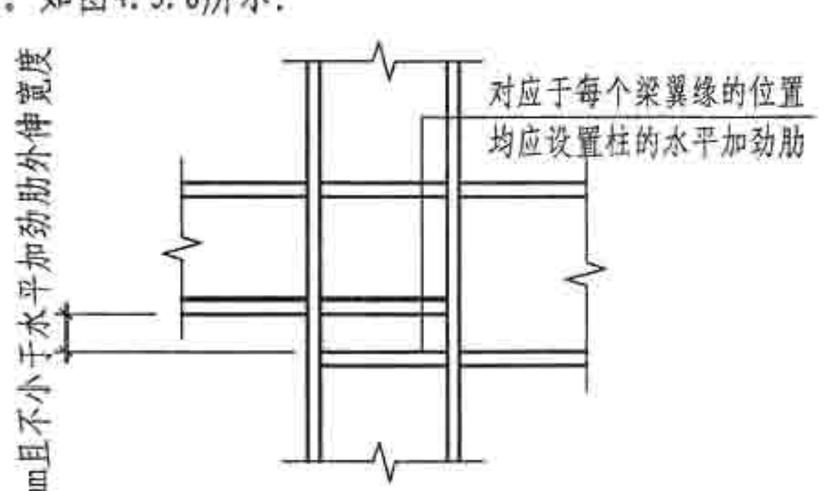
2-2

图4.3.3梁与柱的刚性连接构造

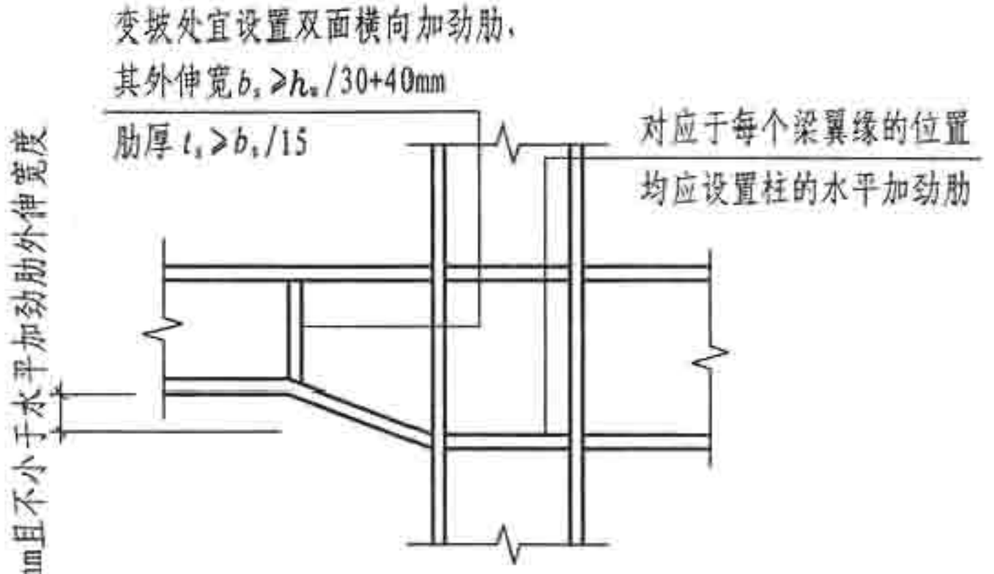
高层建筑钢结构	节点设计							图集号	05SG109-4
审核	王立军		校对	邱鹤年		设计	王书增	页	1-50

序号	常见问题	改进措施
4.3.4	框架梁与柱刚性连接情况下，梁翼缘对应位置设置的柱水平加劲肋厚度不满足规程规定要求。	**原因分析**：参考日本的规范规定，框架梁与柱刚性连接情况下，梁翼缘对应位置设置的柱水平加劲肋厚度应比翼缘大一级，日本设计经验认为：该加劲肋十分重要，厚度加大一级是考虑钢板有负公差，并认为即使保守一点，因为材料用量有限也是值得的。结合我国实际情况，考虑到接头中柱腹板实际上要传走一部分内力，因此我国规范规定加劲肋与梁翼缘板等厚。 **改进措施**：《高钢规程》JGJ99第8.3.6条明确规定：框架梁与柱刚性连接情况下，梁翼缘对应位置设置的柱水平加劲肋(或隔板)，对于抗震设防结构，水平加劲肋应与梁翼缘板等厚。并规定水平加劲肋的中心线应与梁翼缘的中心线对准。(工字形柱)水平加劲肋与柱翼缘宜采用坡口全熔透焊缝，其与柱腹板的连接焊缝可采用角焊缝。
4.3.5	框架柱与梁刚性连接，在框架梁垂直于柱腹板情况下，柱的加劲肋厚度及其与柱的板件焊接不符合有关规程的规定。	**原因分析**：框架柱与梁刚性连接，当框架梁与工字形柱弱轴连接时，梁翼缘与柱水平加劲肋要求采用全熔透焊缝焊接，以免在地震作用下框架往复变形时破坏，根据美国的研究成果，其与梁连接的加劲肋宜伸出柱翼缘外100mm，宽度平缓过渡至梁翼缘宽度以免该板在与柱梁翼缘的连接处因板件宽度突变而出现应力集中在地震时引起破坏。 **改进措施**：《高钢规程》JGJ99第8.3.4、8.3.7条规定，当框架梁端垂直于工字形柱腹板与柱连接时，应在梁翼缘对应位置设置柱水平加劲肋，其厚度不应小于梁翼缘板的厚度，水平加劲肋与柱腹板的焊接应采用坡口全熔透焊缝。梁与柱的现场拼接中，梁翼缘与柱水平加劲肋应采用全熔透焊缝焊接。另外为了避免水平加劲肋宽度的突变，所以要求加劲肋伸出柱翼缘100mm。如图4.3.5所示：  图4.3.5　梁端垂直于工字形柱腹板与柱的刚性连接

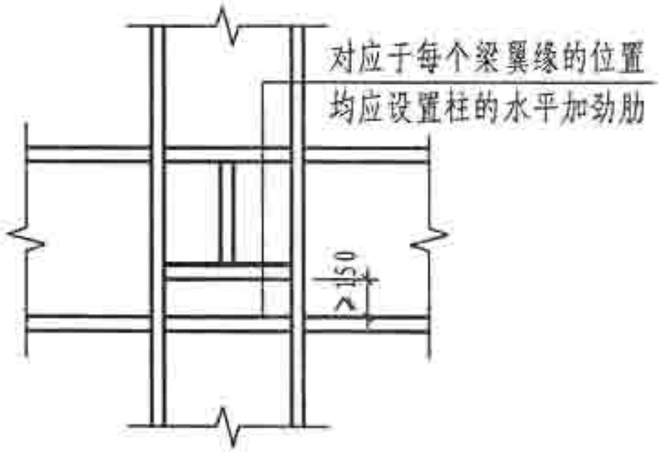
序号	常见问题	改进措施
4.3.6	柱两侧梁的高度相差不大于150mm情况下，应采取调整梁的端部高度措施，将截面高度较小的梁腹板局部加大，腋部翼缘的坡度宜按1比3设计。	**原因分析**:规范规定：对于梁与框架柱刚性连接节点，柱的腹板水平加劲肋应与梁翼缘齐平。当柱两侧主梁高度不相等时，应按有关规定处理。对于高层建筑钢结构框架，一般不采用斜向加劲肋构造措施。 **改进措施**:《高钢规程》JGJ99第8.3.8条规定，当柱两侧梁的端部高度不等时，每个梁翼缘对应位置均应设置柱的水平加劲肋，加劲肋的间距不应小于150mm，且不应小于加劲肋的宽度。当不能满足此项要求时，应当调整梁的端部高度，将截面高度较小的梁腹板局部加大，腋部翼缘的坡度按1比3设计。如图4.3.6所示：



a) 不等高梁与柱的刚性连接构造(一)
(当柱两侧的梁底高度差≥150mm且不小于水平加劲肋外伸宽度时的做法)

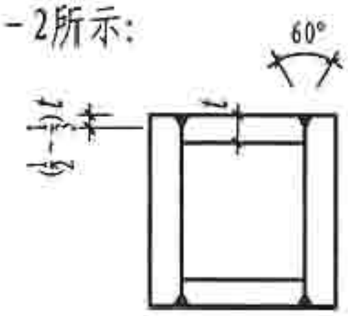
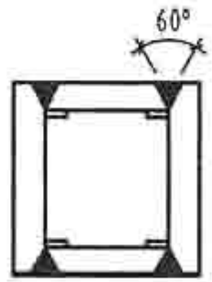
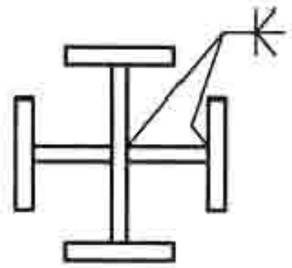


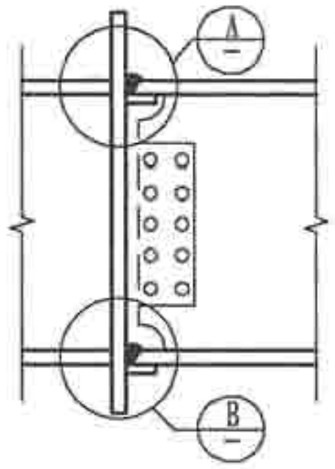
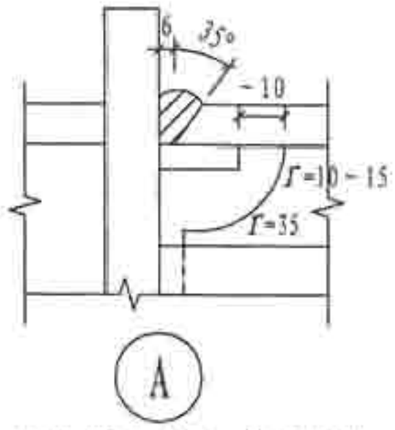
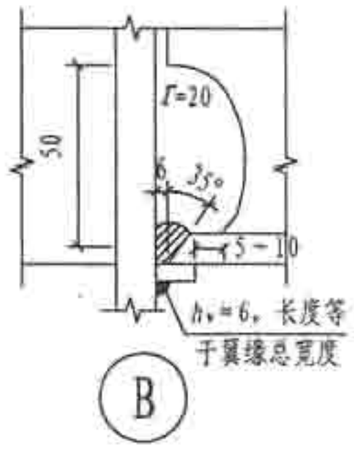
b) 不等高梁与柱的刚性连接构造(二)
(当柱两侧的梁底高度差＜150mm时的做法)



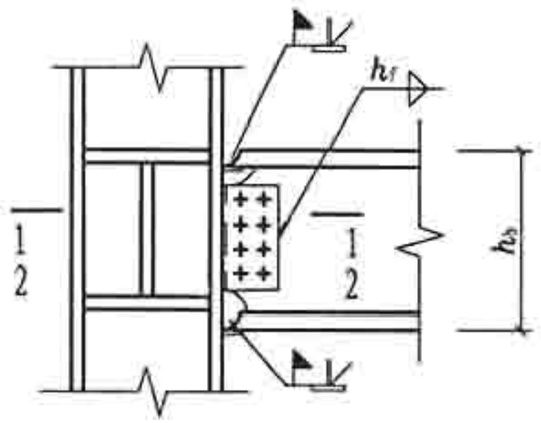
c) 不等高梁与柱的刚性连接构造(三)
(在柱的两个互相垂直的方向的梁底高度差≥150mm且不小于水平加劲肋外伸宽度时的做法)

图4.3.6 柱两侧梁高不等时柱内水平加劲肋的设置

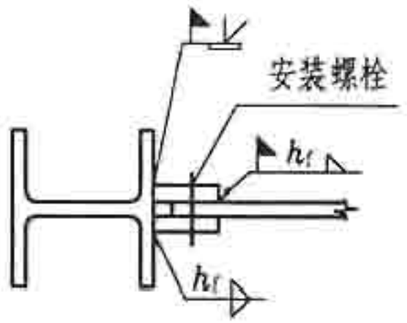
序号	常见问题	改进措施
4.3.7	对于箱形柱及十字形柱的组装焊缝未按抗震设防要求绘出详图。	**原因分析**：对于箱形柱及十字形柱的组装焊缝，应该按规程规定根据结构的抗震设防级别绘出详图。对于箱形柱的组装焊缝通常采用V形坡口部分熔透焊缝，在不考虑抗震时其有效熔透深度不宜小于板厚的1/3，例如深圳发展中心大厦采用$t/3$，上海希尔顿酒店取$t/4+3$mm，而对于按8度抗震设防的北京京城大厦按$t/2$要求，t为柱的板件厚。 **改进措施**：《高钢规程》JGJ99第8.4.2条规定，对于焊接箱形柱，其角部的组装焊缝应为部分焊透的V形焊缝，焊缝厚度不应小于板厚的1/3，并不应小于14mm，抗震设防时不应小于板厚的1/2，如图4.3.7－1所示： 十字型柱应由钢板或两个H型钢焊接而成；组装的焊缝均采用部分熔透的K形坡口焊缝，每边焊接深度不应小于1/3板厚，如图4.3.7－2所示：  (a)  (b) 图4.3.7-1 箱形组合柱的角部组装焊缝  图4.3.7-2 十字形组合柱的组装焊缝
4.3.8	对于梁与柱的刚性连接节点，梁翼缘与柱焊接全部采用全熔透坡口焊缝时还应说明按规定设置衬板，翼缘两侧设置引弧板，	**原因分析**：对于梁与柱的刚性连接节点，梁翼缘与柱焊接的坡口、焊根开口宽度、扇形切角的加工以及引弧板的设置，对于保证焊接质量和连接的抗震性能都非常重要。梁腹板的端部与翼缘的连接焊缝亦应按有关要求给出详图。 **改进措施**：《高钢规程》JGJ99第8.3.5条及《抗震规范》GB50011第8.3.4条均对上述构造作出规定：对于梁与柱的刚性连接节点，梁翼缘与柱焊接全部采用全熔透坡口焊缝时并应按规定设置衬板，翼缘坡口两侧设置引弧板，对于腹板的上下端还应提出作扇形切角，其半径r宜取35mm，扇形切角端部与梁翼缘连接处，该端与梁翼缘处焊缝间应保持10mm以上，并应以r=10mm的圆弧过渡，梁下翼缘反面与柱翼缘连接处的焊缝易发生裂缝，故宜适当加强。考虑到仰焊困难，可仅在下翼缘焊接，采用焊脚尺寸为6mm左

序号	常见问题	改进措施
	对于腹板的上下端还应提出作扇形切角。	右的角焊缝，其长度等于翼缘的总宽度。如图4.3.8所示：    图4.3.8 框架梁与柱的现场连接
4.3.9	框架梁节点塑性区段内的梁翼缘侧向支承点的长细比不符合有关规程、规范的规定。	**原因分析**：规范规定结构在罕遇地震作用下于钢梁可能出现塑性铰的部位（梁端和集中荷载作用点）应有侧向支撑点。由于地震作用方向变化，塑性铰弯矩的方向也在变化，所以要求梁的上下翼缘均应设支撑。同时支承点间构件的长细比还必须满足规范的规定。 **改进措施**：框架梁在罕遇地震作用下梁端下翼缘受压，对于已形成塑性铰的截面，在结构尚未达到破坏机构前将继续变形，为了使塑性铰具有在转动过程中能承受弯矩极限值的能力，不但要避免板件的局部屈曲，而且必须避免构件的侧向扭转屈曲。要使构件不发生侧向扭转屈曲应在塑性铰处及其附近适当位置设置侧向支撑，并且要求该段的长细比必须满足《钢结构规范》GB50017第9.3.2条的有关规定。
4.3.10	框架梁与柱刚性连接时，梁翼缘与柱采用全熔透焊缝连接，梁腹板与柱采用高强度	**原因分析**：框架梁与柱刚性连接节点，当梁翼缘与柱采用全熔透焊缝连接时，此时可认为梁翼缘与柱的连接与梁翼缘等强，梁腹板与柱的连接，当框架柱为H形柱时可按腹板承担的弯矩和剪力进行设计，一般采用连接板用高强度螺栓摩擦型连接。 **改进措施**：框架梁与柱刚性连接分为非加强式和加强式连接形式。梁腹板与柱的连接可按腹板承担的弯矩和剪力或腹板

序号	常见问题	改进措施
	螺栓摩擦型连接时，其拼接板的厚度及高强度螺栓数量应满足计算要求。	按弯矩为$M_w = t_w h_w^2 \cdot f/6$与承受的剪力设计。腹板连接所使用的高强度螺栓应能承受0.85/0.75=1.133倍由腹板所能承受的最大抗弯设计值和地震作用效应组合剪力设计值在螺栓中所产生的合成剪力。《高钢规程》JGJ99第8.3.3条及第8.3.5条给出了详细要求。图4.3.10为几种连接形式供参考。

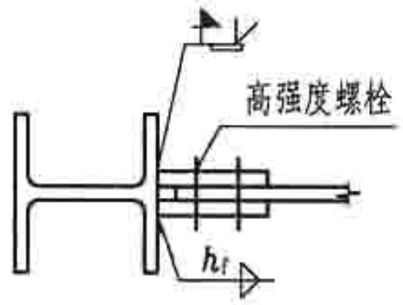


a) 非加强式



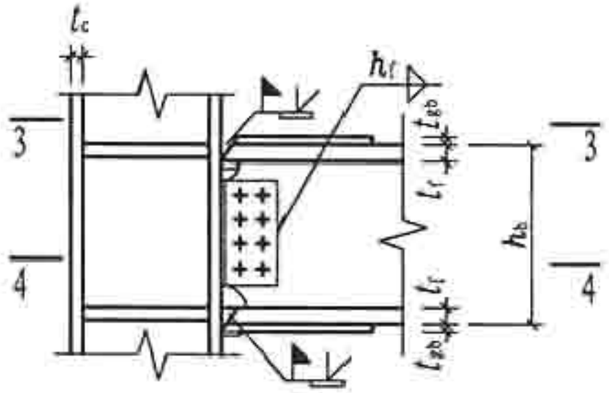
1-1

(腹板用工地焊缝连接)

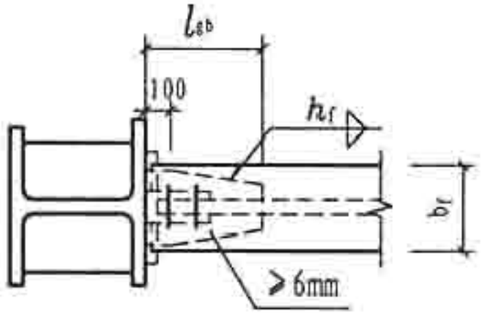


2-2

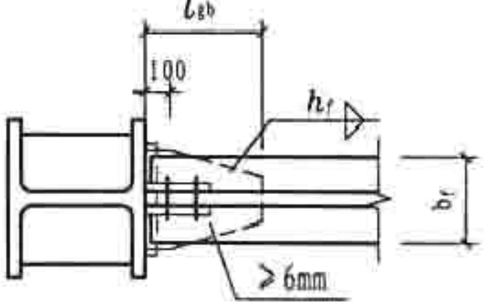
(腹板用高强度螺栓连接)



b) 梁端加强式之一

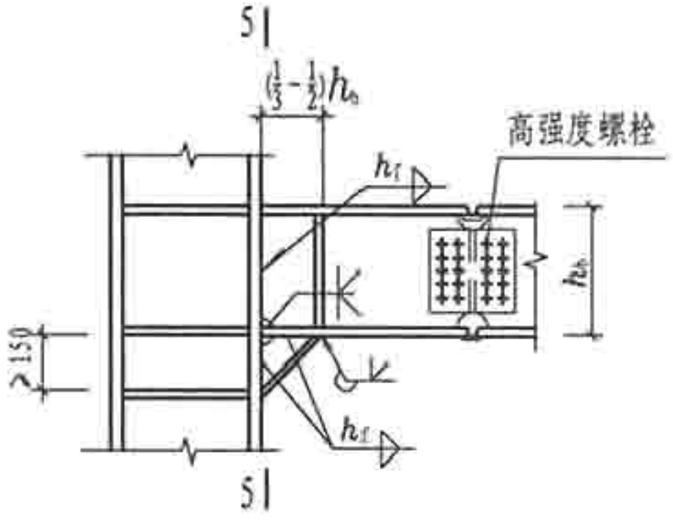


3-3

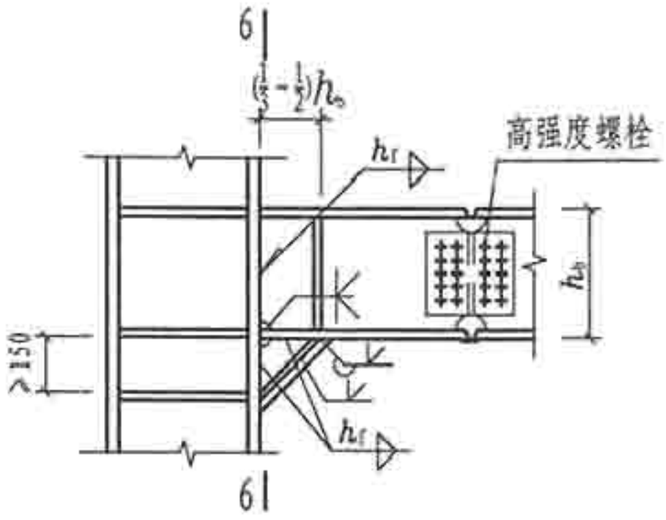


4-4

序号	常见问题	改进措施



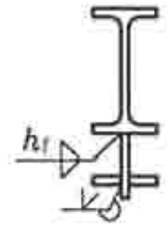
(c) 梁端加强式之二(⊥型钢板加腋)



(d) 梁端加强式之三(用钢板加腋)

5-5

(用⊥型钢板加腋)



6-6

(用钢板加腋)

图4.3.10 框架梁柱连接

4.3.11	工程设计中没验算节点域剪切变形对框架层间位移角的影响。	**原因分析**:高层建筑结构节点域钢板不加厚时，根据有关资料和计算结果，其节点域的剪切变形对结构侧移的影响可达10%~20%，甚至更大。根据同济大学约160个从5层到40层工字形柱刚框架结构的示例计算分析，节点域的剪切变形对结构水平位移的影响较大，影响程度主要取决于梁的抗弯刚度EI_b、节点域剪切刚度K、梁腹板高度h_b以及梁柱的刚度之比。至于节点域剪切变形对内力的影响一般在10%以内,影响较小,因此可以不对内力进行修正。 **改进措施**:《高钢规程》JGJ99的第5.2.8条及第5.2.9条给出了相关的计算方法。对于η>5时,应按《高钢规程》第5.2.9条规定计算修正后的层间侧移。
4.3.12	框架-支撑结构中，缺少验算框架部分的剪力分配率是否满	**原因分析**: 框架-支撑结构等双重抗侧力体系中,国外规范规定，框架部分应按25%的结构底部剪力进行设计，这一规定体现了多道抗震设防的原则。 **改进措施**:《抗震规范》GB50011第8.2.3条规定:(钢框架-支撑)框架部分按计算得到的地震力应乘以调整系数,使其达到不小于

序号	常见问题	改进措施
	足25%结构总底部剪力或框架部分承担的剪力的1.8倍。	结构底部总地震剪力的25%和框架部分地震剪力最大值1.8倍二者的较小者。
4.3.13	偏心支撑的消能梁段梁高已大于640mm，因此，梁的加劲肋应双面设置；支撑与消能梁段连接处，梁两侧亦应设置双面加劲肋；同时加劲肋的断面亦应满足规程、规范规定的数值。	**原因分析**：消能梁段分为剪切型和弯曲型两种，前者要求的加劲肋间距较小，试验证明，消能梁段在端头设置加劲肋是必要的。腹板上设置加劲肋可以防止腹板过早屈曲，使腹板充分发挥屈服耗能能力，同时减少由于腹板反复屈曲变形而产生的刚度退化。因此必须按规范规定设置加劲肋。 **改进措施**：《高钢规程》JGJ99第8.7.5条对于消能梁段的加劲肋的设置作了详细规定。如图4.3.13-1所示：
4.3.14	截面为焊接H形的中心支撑与梁柱连接处，与支撑翼缘相对	**原因分析**：高层建筑钢结构的支撑一般均采用焊接H形截面，其构造上要求支撑重心线通过梁与柱轴线的交点，支撑的两端应采用刚性连接，支撑杆件的翼缘与梁柱连接处要传递支撑力，故需要设置加劲肋。 **改进措施**：因为支撑构件有一定的宽度，与框架连接时其翼缘将与梁柱构件连接。为了将支撑的内力传至梁柱节点，所以《高钢

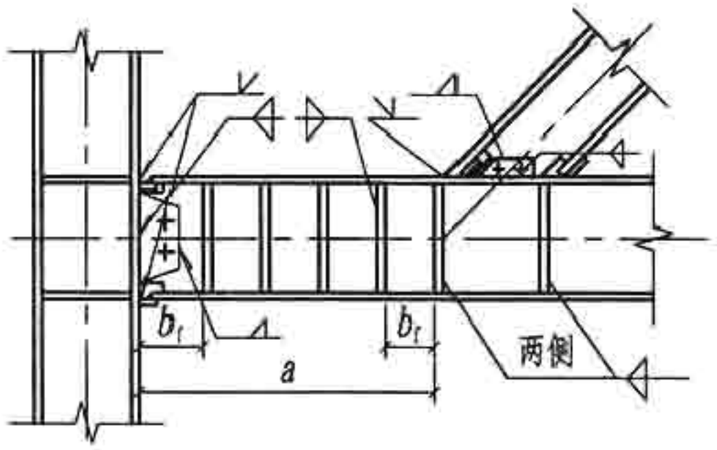


图4.3.13-1 耗能梁段与柱翼缘的连接

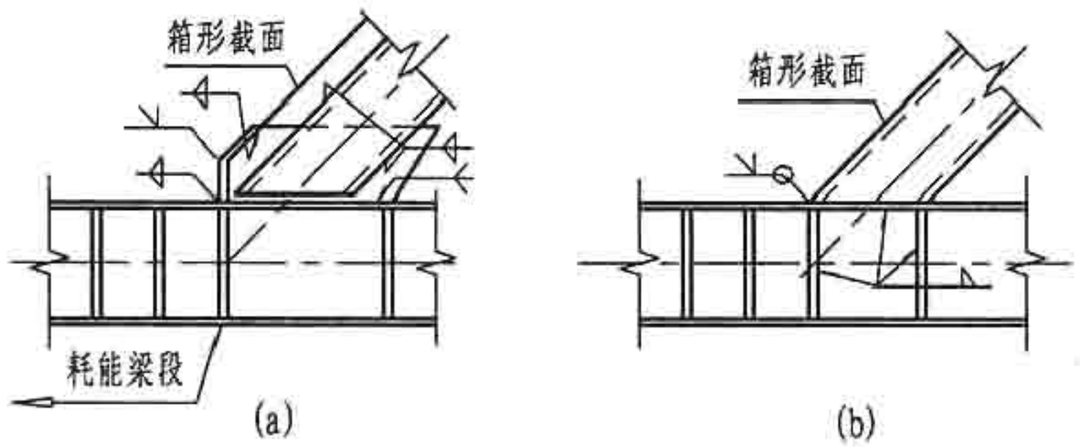
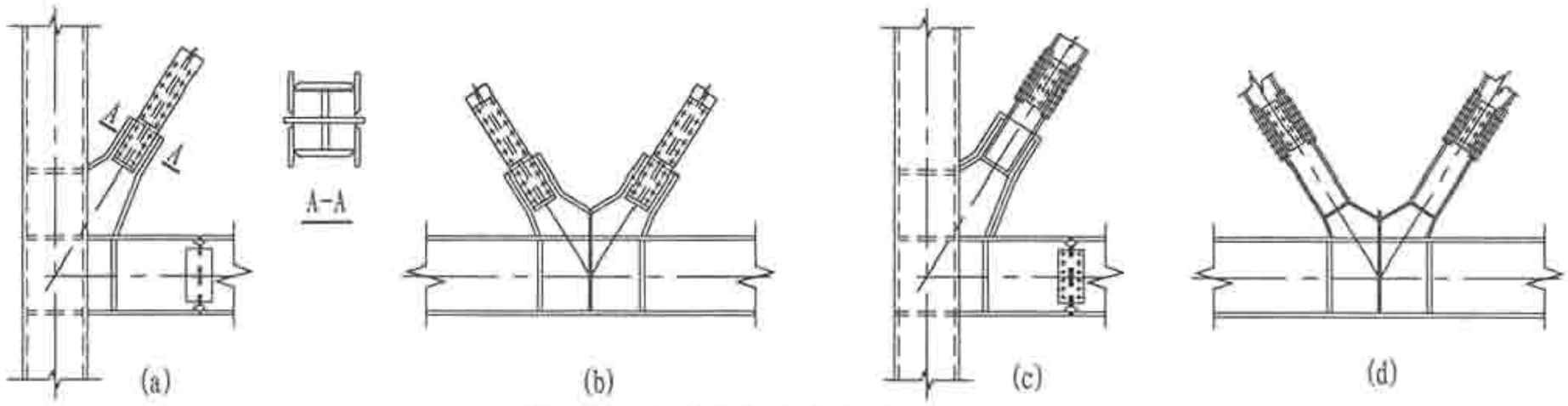
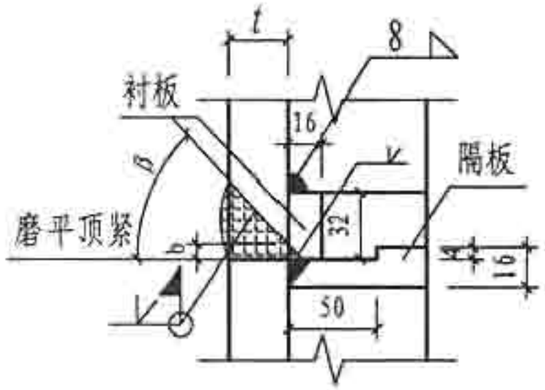


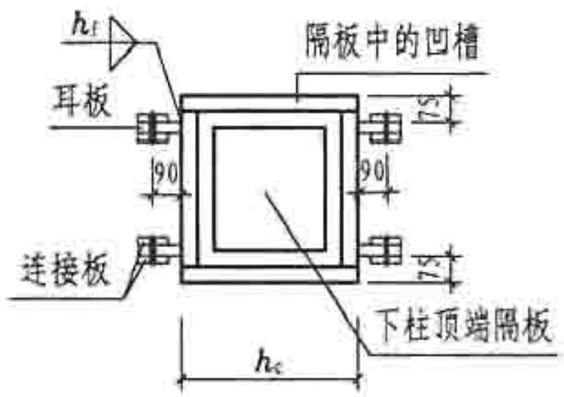
图4.3.13-2 支撑与耗能梁段轴线交点的位置

序号	常见问题	改进措施
	应的位置应设置加劲肋，当支撑与箱形柱连接时，在柱壁板的相应位置应设横隔板。（本工程为高层建筑钢结构）焊接H形支撑的翼缘与腹板连接焊缝要求采用坡口全熔透焊缝。	规程》JGJ99第8.7.1条规定截面为焊接H形的中心支撑在与梁柱连接处，与支撑翼缘相对应的位置设置加劲肋，支撑与箱形柱连接处，在柱壁板的相应位置应设横隔板。加劲板和隔板的连接应按支撑内力的分量计算。另外又规定焊接H形支撑的翼缘与腹板连接焊缝应采用坡口全熔透焊缝，如图4.3.14所示：  图4.3.14 支撑与框架的连接节点
4.3.15	梁与柱刚接时，柱在梁翼缘上下各500mm的节点范围内，柱翼缘与柱腹板间的连接焊缝，未按规范要求采用坡口全熔透焊缝。	**原因分析**：在罕遇地震作用下，框架节点将进入塑性区，为了保证结构在塑性区的整体性，因此采取了将柱在梁翼缘上下各500mm的节点范围内，柱翼缘与柱腹板间的连接焊缝要求采用坡口全熔透焊缝的构造措施。在日本工程设计中，当柱截面较大时，上述的500mm数值通常按600mm选用。 **改进措施**：《抗震规范》GB50011中第8.3.6条系参考国外关于高层建筑钢结构设计的要求提出的构造措施，将柱在梁翼缘上下各500mm的节点范围内，柱翼缘与柱腹板间的连接焊缝要求采用坡口全熔透焊缝。
4.3.16	框架柱的工地拼接，对于柱拼接端100mm范围内焊缝在设计文件中	**原因分析**：该项构造规定是日本在高层建筑钢结构中通常采用的构造形式，在我国已建成的高层建筑钢结构中已被广泛采用。 **改进措施**：《高钢规程》JGJ99第8.4.5条及第8.4.6条和《抗震规范》GB50011第8.3.7条均对框架柱的工地拼接做出的规定，规范中规定框架柱（工地拼接）上下柱的对接接头应采用全熔透焊缝，柱拼接接头上下各100mm范围内，工字形截面柱翼缘与腹板

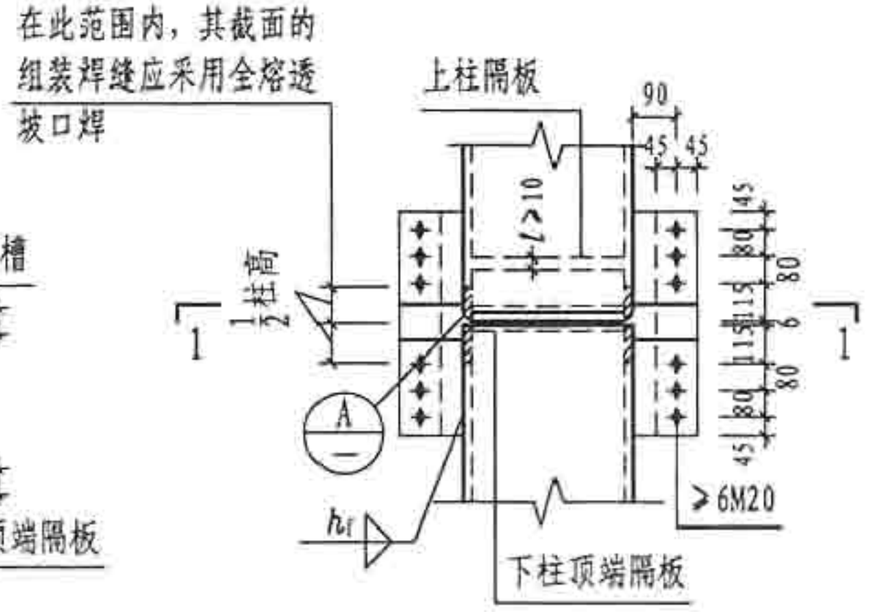
序号	常见问题	改进措施
	未提出采用全熔透焊缝的要求。	间及箱形截面柱角部壁板间的组装焊缝应采用全熔透焊缝，其目的是使对接缝和柱端组装焊缝连成整体。
4.3.17	抗震设防结构未按《抗震规范》的规定计算连接节点的最大承载力。	**原因分析**：节点连接的最大承载能力要求高于构件本身的全塑性受弯承载力，是考虑到构件的实际屈服强度可能高于屈服强度标准值，在罕遇地震作用下构件出现塑性铰时，结构仍能保持完整，继续发挥承载作用。工字形截面柱的工地拼接，通常腹板用高强度螺栓摩擦型连接，翼缘用坡口全熔透焊缝连接。计算中弯距由翼缘和腹板承受，剪力由腹板承受，轴向力由翼缘和腹板分担。 **改进措施**：应按《抗震规范》第8.2.8条的规定计算节点的最大承载力。 另外，对于焊接组合截面柱，在柱拼接接头上下各1/2柱高范围内，柱翼缘和腹板间的焊缝，应要求采用全熔透焊缝。如图4.3.17所示：



A 用于抗震设防时的构造，
(当$t \leqslant 36$时，$\beta=45°$；$b=5$
当$t \geqslant 38$时，$\beta=35°$；$b=9$)

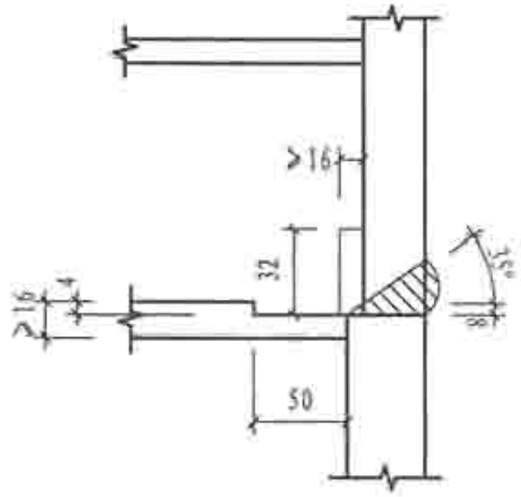


1-1

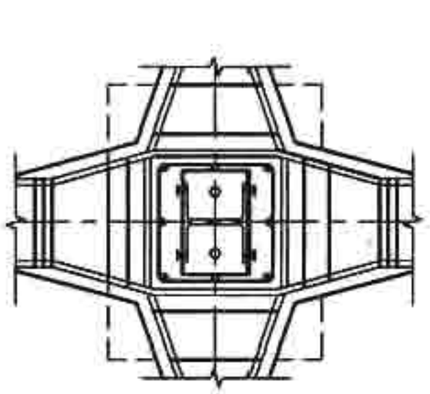


箱形截面柱的工地拼接及设置安装耳板和水平加劲肋的构造

图4.3.17 箱形柱的工地拼接

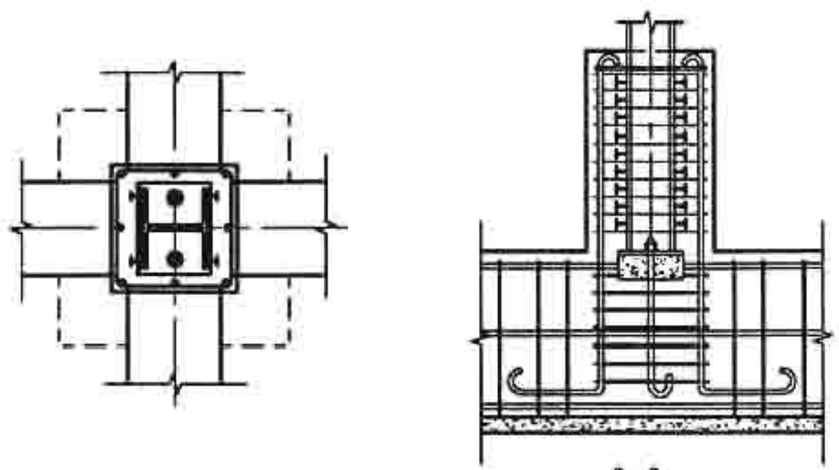
序号	常见问题	改进措施
4.3.18	抗震设防工程中梁的拼接接头仅满足按梁的内力设计，未按《高钢规程》JGJ99第8.1.3条规定验算节点连接的最大承载力。	**原因分析**：梁的拼接对于非抗震结构按梁的内力设计，此时，腹板按全部剪力和分配到的弯距共同作用计算，翼缘连接按所分配的弯距设计。当接头处的内力较小时，接头承载力不应小于梁截面承载力的50%。对于需要抗震设防的结构，还应按有关规程规定验算节点连接的最大承载力。 **改进措施**：《高钢规程》JGJ99第8.5.2条及第8.1.3条明确了梁的拼接计算原则。该规定是参考国外设计经验并结合我国目前情况确定，对于弯矩增大系数取1.2，受剪时考虑跨中荷载的影响系数取1.3。
4.3.19	箱形柱的工地拼接按规程的要求不应采用部分熔透焊缝，并宜给出详细拼接详图。	**原因分析**：规程规定的箱形柱工地拼接采用部分熔透焊缝形式，仅实用于非抗震设防的高层建筑钢结构。当建筑物需要抗震设防时，其箱形柱工地拼接应采用完全熔透焊缝形式。 **改进措施**：《高钢规程》JGJ99第8.4.6条的规定是参照日本高层建筑钢结构中的典型构造形式而规定的，在我国已建成的高层建筑钢结构中已被广泛应用。下节箱形柱的上端应设置隔板，并应与柱口齐平，厚度不宜小于16mm。下柱隔板应与柱壁板焊接一定深度，使其边缘与柱口一起铣平后不致将焊根露出。在上节箱形柱安装单元的下端附近，尚应设置上柱隔板，其厚度不小于10mm。并且柱在接头上下侧各100mm范围内，截面组装焊缝应采用坡口全熔透焊缝。 如图4.3.19所示：  图4.3.19 箱形柱的工地焊接

序号	常见问题	改进措施
4.3.20	高层钢结构框架柱的柱脚未采用刚性柱脚。	**原因分析**：外露式柱脚一般为铰接柱脚，通常用于中心受压柱。对于高层建筑钢结构框架柱与基础的连接，一般采用刚性柱脚，刚性柱脚又分为埋入式柱脚及外包式柱脚。 **改进措施**：高层建筑钢结构一般采用刚性柱脚，刚性柱脚存在着M、N、V作用力，其设计计算见《高钢规程》JGJ99第8.6.2条~第8.6.6条规定。如图4.3.20所示为两种刚性柱脚形式。阪神地震表明，外露式柱脚破坏严重，高层建筑宜采用埋入式柱脚。
4.3.21	埋入式柱脚钢柱四周设置的钢筋，不满足主筋最小含钢率0.2%的要求。	**原因分析**：埋入式柱脚是高层建筑钢结构设计中常用的一种刚性柱脚形式，其形式构造比较简单，易于安装就位，柱的嵌固性容易保证。当柱脚的埋入深度超过一定数值后柱的全塑性弯距可以传递给基础。 **改进措施**：埋入式柱脚的钢柱四周应按《高钢规程》JGJ99第8.6.5条规定计算主筋面积，并规定主筋最小含钢率为0.2%，其配筋不宜小于4ϕ22，并在上端设弯钩，主筋的锚固长度不应小于35d（d为钢筋直径）。当主筋的间距大于200mm时，应设置ϕ16的架立钢筋。箍筋宜采用ϕ10，间距为100；在埋入部分的顶部应配置不小于3ϕ12，间距为50的加强箍筋。其构造如图4.3.21所示：



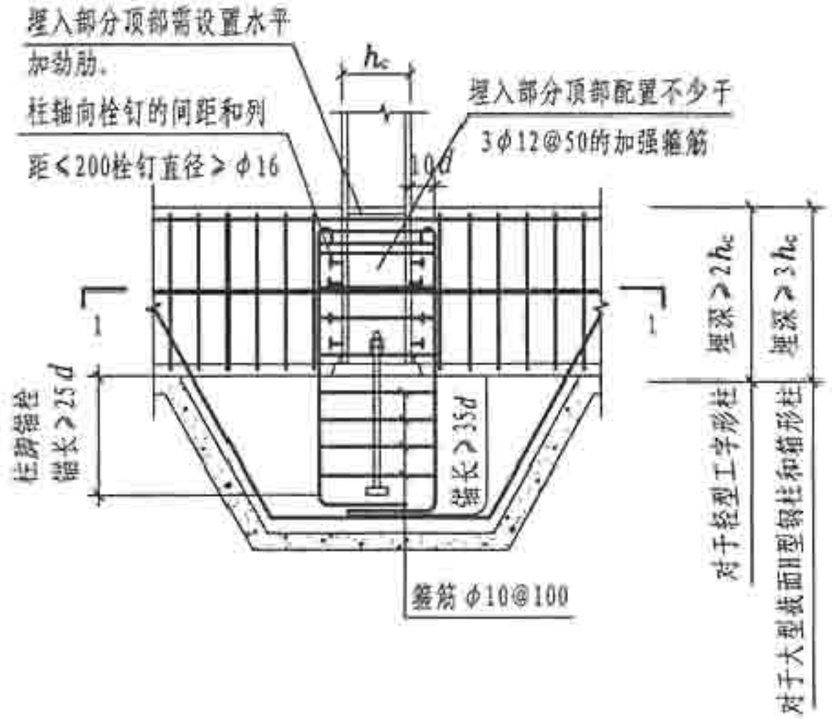
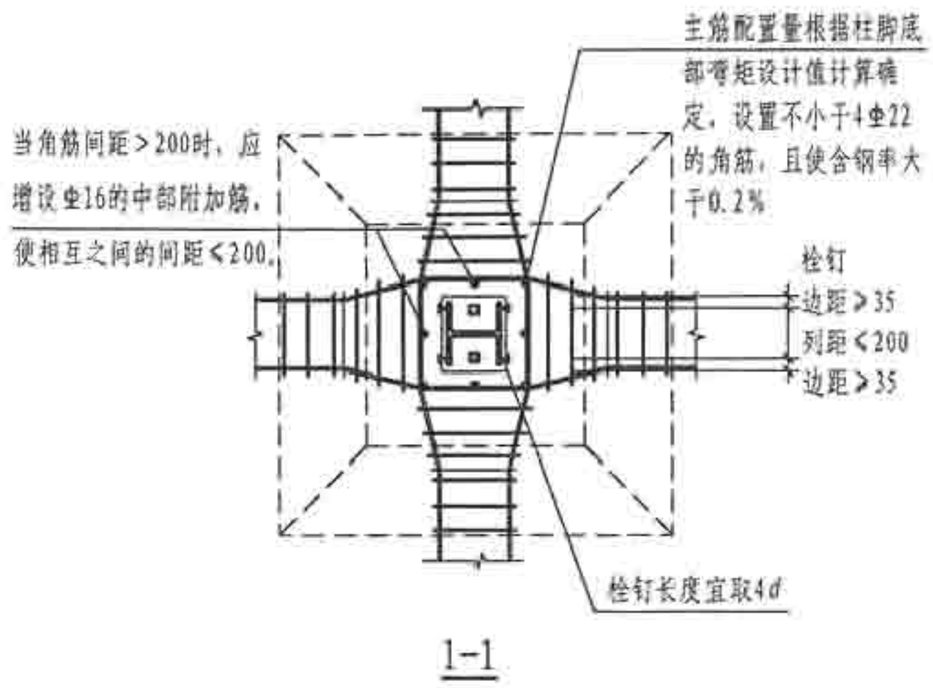
1-1

图4.3.20-1 埋入式柱脚

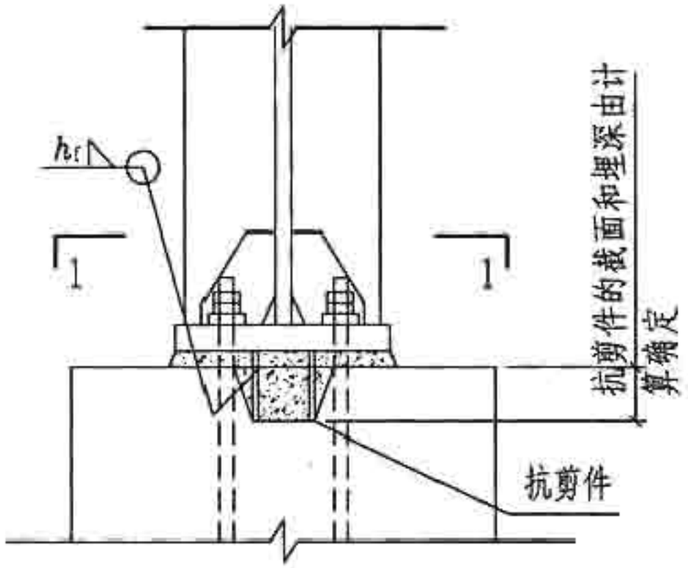


2-2

图4.3.20-2 外包式柱脚

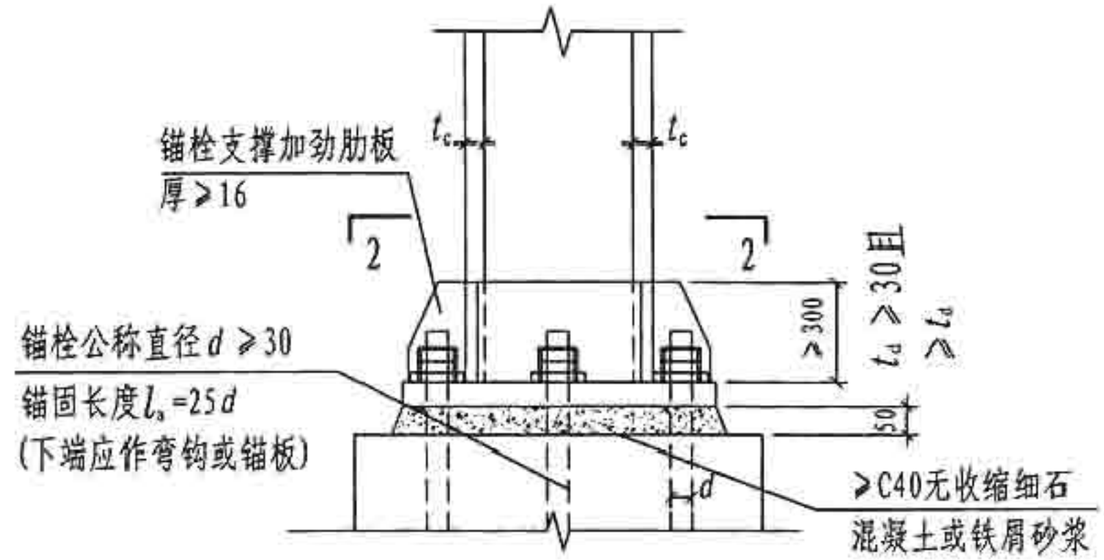
序号	常见问题	改进措施
	续页	  图4.3.21 埋入式刚性柱脚构造
4.3.22	外露式刚性柱脚的锚栓直径太小，且锚固长度不满足有关规定，未验算柱脚底板水平反力，以确定是否需要设置抗剪件或者采取其它措施。	**原因分析**：由柱脚锚栓固定的外露式刚性柱脚，当底板压应力出现负值时，该拉力应由锚栓承受，此时，锚栓应采用屈服强度较低的材料，以保证柱脚转动时锚栓的变形能力。 **改进措施**：刚性柱脚采用外露式柱脚时，柱脚的刚性难以完全保证，因此内力分析时，应考虑反力点下移引起的柱顶弯距增大。锚栓的内力应由其与混凝土之间的粘结力传递，因此锚栓的长度应满足计算的要求，当锚栓埋设深度受到限制时，应采取措施将锚栓固定在锚板上或锚梁上。锚栓在施工安装过程中也起固定作用，所以锚栓直径一般多在30~76mm范围内选用。柱脚底板的水平反力，由底板和基础混凝土间的摩擦力传递，摩擦系数可取0.4.当水平力超过摩擦力时，可采取在底板下部焊接抗剪件或采取柱脚外包钢筋混凝土的措施。外露式刚性柱脚构造如图4.3.22所示：

序号	常见问题	改进措施
	续页	



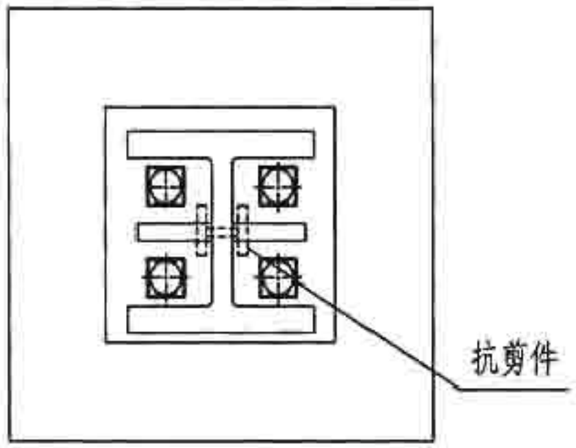
a) 抗剪件的设置

(可用工字形截面或方钢)

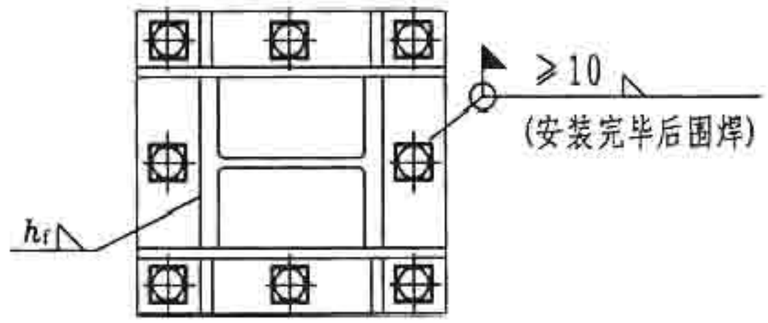


b) 工字形截面柱

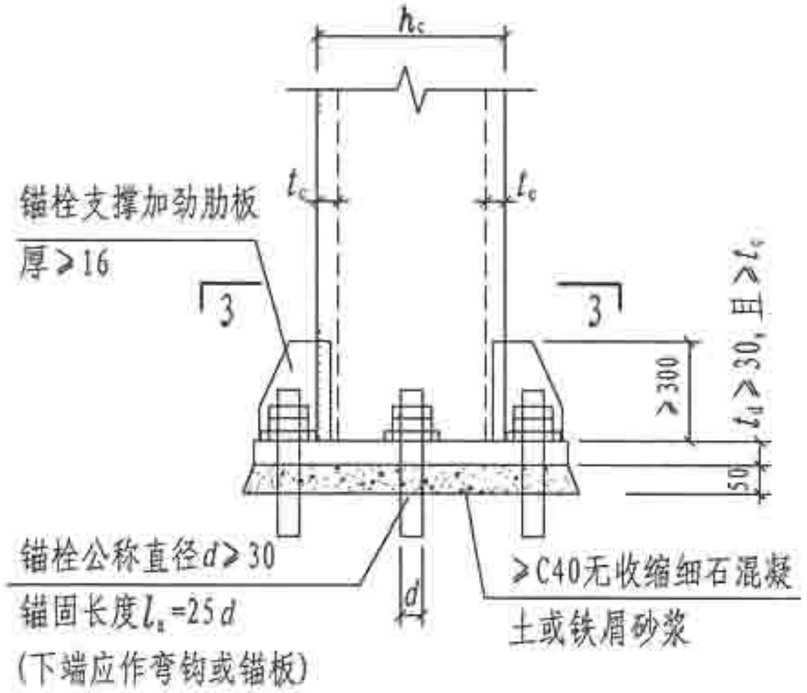
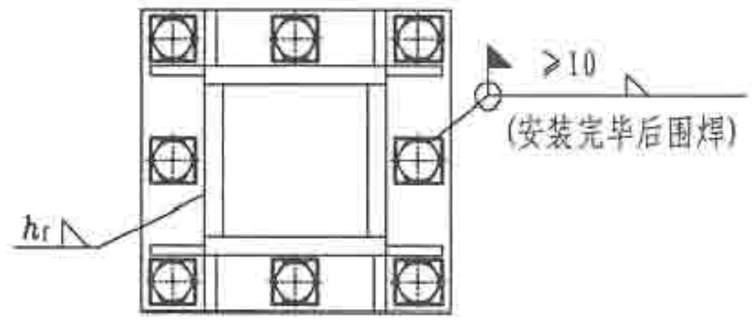
(用于柱底端在弯矩和轴力作用下
锚栓出现较小拉力和不出现拉力时)

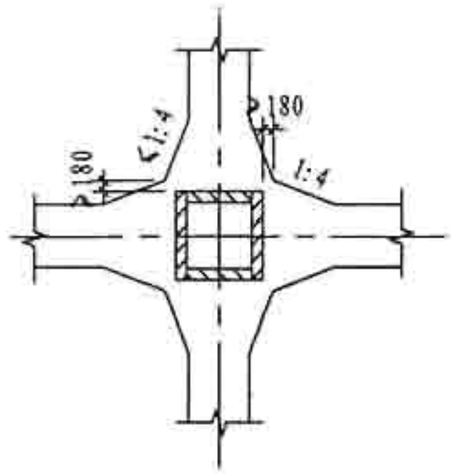
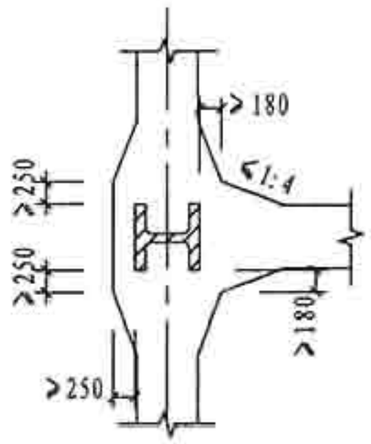
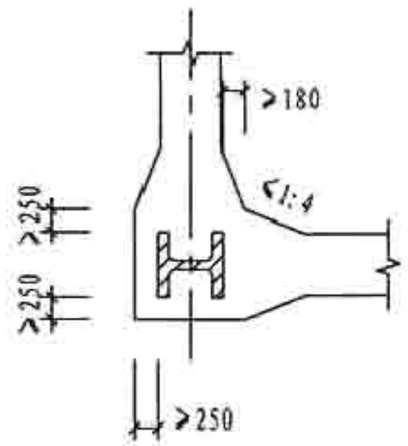


1-1

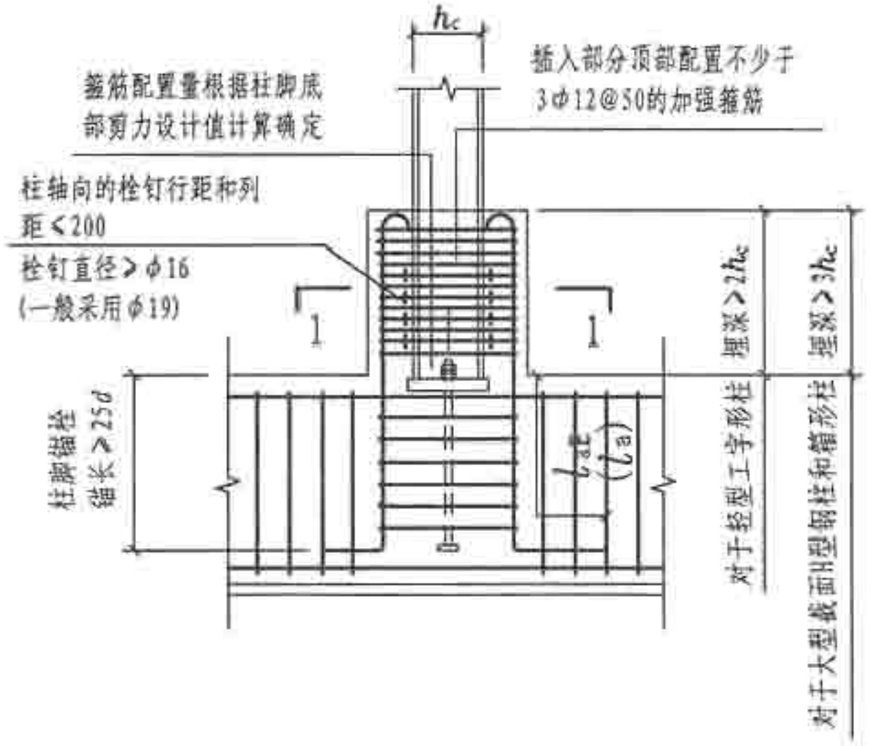


2-2

序号	常见问题	改进措施
	续页	 c)箱形截面柱 (用于柱底端在弯矩和轴力作用下锚栓出现较小拉力和不出现拉力时)  3-3 图4.3.22 外露式刚性柱脚构造
4.3.23	埋入式柱脚的埋入深度不符合有关规定。	**原因分析**：高层建筑钢结构应采用刚性柱脚，埋入式柱脚为刚性柱脚的一种形式，规范中规定的埋入式柱脚的埋入深度是参考日本有关资料结合我国的实际情况规定的。 **改进措施**：《高钢规程》JGJ99第8.6.2条规定，对于轻型工字形柱，不得小于钢柱截面高度的二倍；对于大截面H型钢柱和箱形截面柱，不得小于截面高度的三倍。参见本图集第1-62页图埋入式刚性柱脚构造。
4.3.24	埋入式柱脚钢柱翼缘的保护层厚度不符合有关规定。	**原因分析**：埋入式柱脚钢柱翼缘的保护层厚度是参考日本有关规定和我国的成熟经验规定的。 **改进措施**：《高钢规程》JGJ99第8.6.4条作出了详细规定。对于中间柱不得小于180mm；对于边柱及角柱的外侧不小于250mm。如图4.3.24所示：

序号	常见问题	改进措施
		 (a) 中柱  (b) 边柱  (c) 角柱 图4.3.24 埋入式柱脚的保护层厚度
4.3.25	外包式柱脚的混凝土外包高度不符合有关规程、规范规定数值。	**原因分析**：柱脚计算中，外包式柱脚的轴力是通过钢柱底板传至基础，剪力和弯矩主要由外包混凝土承担。与埋入式柱脚不同，在外包式柱脚中，栓钉起着重要的传力作用。 **改进措施**：外包式柱脚的埋入深度与埋入式柱脚相同，对于轻型工字形柱不得小于钢柱截面高度的二倍；对于大型截面H型钢柱或箱形柱，不得小于截面高度的三倍。对于钢柱翼缘上的栓钉数目应按 《高钢规程》JGJ99第8.6.6条的规定计算，柱轴向的栓钉间距不得大于200mm.其构造如图4.3.25所示：
4.3.26	外包柱脚底部的弯矩应全部由外包混凝土承受，其受拉主筋应经计算确定，主筋的锚固长度应符合有关	**原因分析**：柱脚的剪力和弯矩应由外包混凝土承担，外力通过箍筋传给外包混凝土及其主筋后再传给基础。因此外包混凝土中的主筋面积应经计算确定。 **改进措施**：外包式柱脚的外包混凝土中的主筋面积应按《高钢规程》JGJ99第8.6.6条的规定计算。其主筋的锚固长度按受拉控制，亦应满足《混凝土结构设计规范》GB50010-2002的有关规定。如图4.3.25所示。阪神地震后，日本的经验是钢柱锚栓的抗拔能力要加强，此点值得借鉴。

序号	常见问题	改进措施
	规程、规范的规定。	



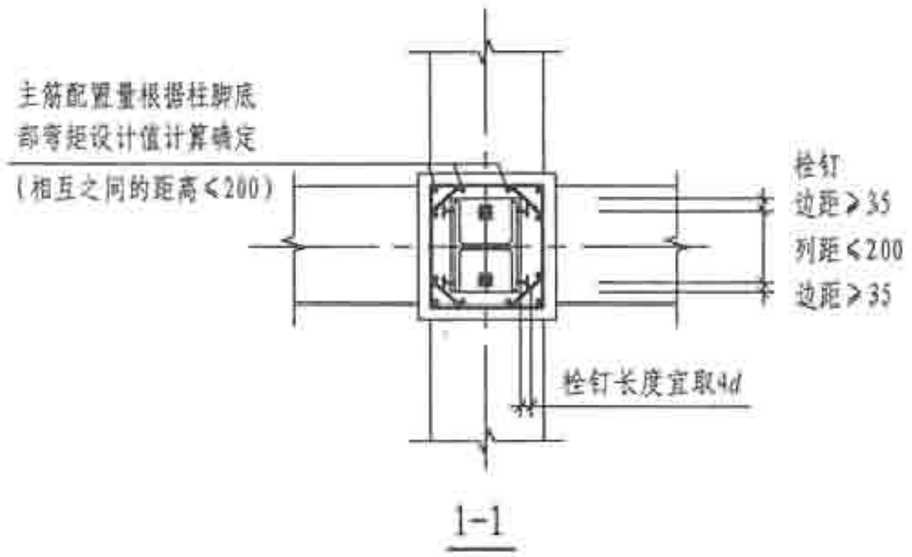
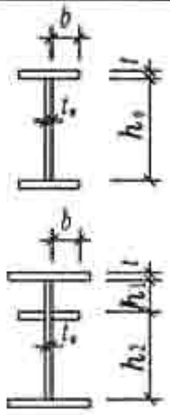
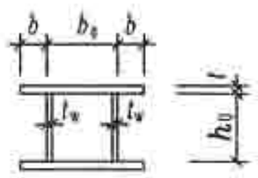


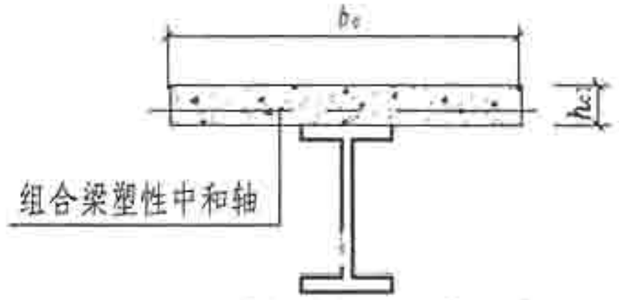
图4.3.25 外包式柱脚

序号	常见问题	改进措施
4.4	组合楼板设计	
4.4.1	连续组合梁按塑性进行内力分析时，钢梁的受压区板件的宽厚比未符合有关规程规定。	**原因分析**：控制钢梁的腹板及翼缘的宽厚比主要是为了避免因板件局部失稳而降低整个构件的承载力。当构件按弹性设计时其板件的宽厚比应按有关规程的规定选用。特别要注意的是普通钢结构与高层建筑钢结构的要求不同。对于高层建筑钢结构构件当按塑性设计时，应按《高钢规程》JGJ99的有关规定进行设计。 **改进措施**：《高钢规程》第7.1.2条规定，组合梁的塑性中和轴通过钢梁截面时，钢梁翼缘及腹板的板件宽厚比应符合表4.4.1的规定。

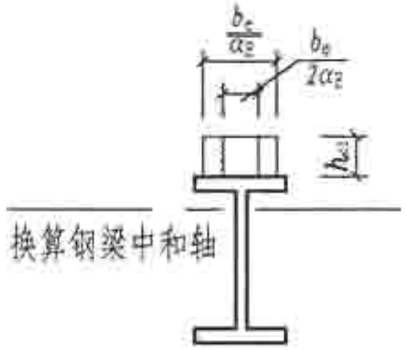
表4.4.1　塑性设计时钢梁翼缘及腹板的板件宽度比

截面形式	翼　缘	腹　板
	$\frac{b}{t} \leqslant 9\sqrt{235/f_y}$	当 $\frac{N}{Af} < 0.37$ 时： $\frac{h_0}{t_w}\left(\frac{h_1}{t_w}、\frac{h_2}{t_w}\right) \leqslant (72-100\frac{N}{Af})\sqrt{235/f_y}$ 当 $\frac{N}{Af} > 0.37$ 时： $\frac{h_0}{t_w}\left(\frac{h_1}{t_w}、\frac{h_2}{t_w}\right) \leqslant 35\sqrt{235/f_y}$
	$\frac{b_0}{t} \leqslant 30\sqrt{235/f_y}$	与前项工字形截面的腹板相同

序号	常见问题	改进措施
4.4.2	计算组合梁的挠度时，未将组合梁整体截面折合为钢梁截面后计算其刚度，组合梁的挠度不满足规范对组合梁容许值的限值。	**原因分析**：计算组合梁的挠度时，应分别考虑荷载的标准组合及准永久组合。其梁的刚度应采用组合梁整体截面折算为钢梁截面后计算其刚度。组合梁的挠度值应满足规范规定的容许值。此挠度值应为钢梁施工阶段与组合梁使用阶段整体挠度的叠加值总和。 **改进措施**：《全国民用建筑工程设计技术措施/结构》第21.1.6条规定，组合梁整体截面折算为钢梁截面采用将翼板有效宽度换算为$b_e/(2\alpha)$等效宽的钢板(对准永久组合)，α为钢板与混凝土弹性模量之比值，$\alpha=E_s/E_c$。如图4.4.2所示；其组合梁的挠度值应满足规程规定，参见表4.4.1。



(a) 原组合梁截面(计算强度用)



(b) 换算后的等效钢梁截面(计算挠度用)

图4.4.2 计算组合梁挠度时截面的换算

组合梁容许挠度v 表4.4.2

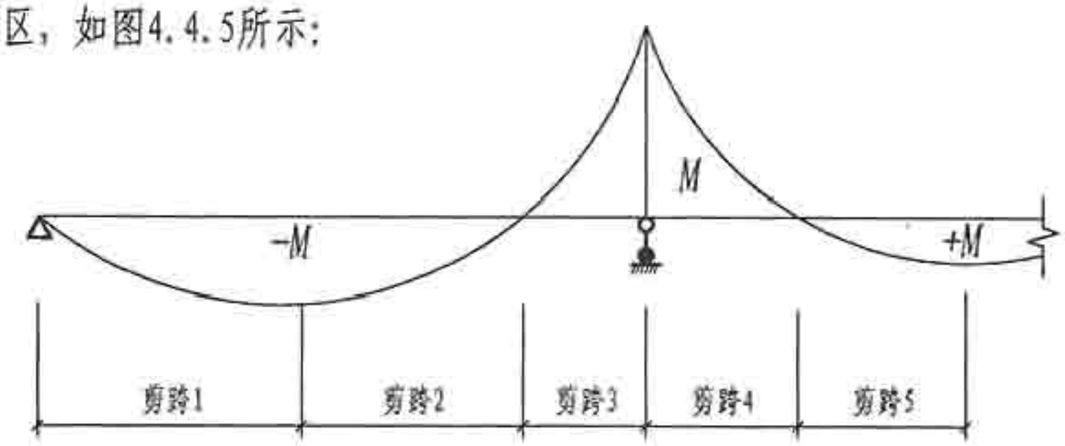
构件类型		施工阶段容许挠度	最终容许挠度
屋盖、楼盖及楼梯构件	$L<7m$时	$L/200$	$L/200(L/250)$
	$7m\leqslant L\leqslant 9m$		$L/250(L/300)$
	$L>9m$		$L/300(L/400)$

注：(1) L为构件计算跨度，计算悬臂梁时，按悬臂长度的2倍计算。

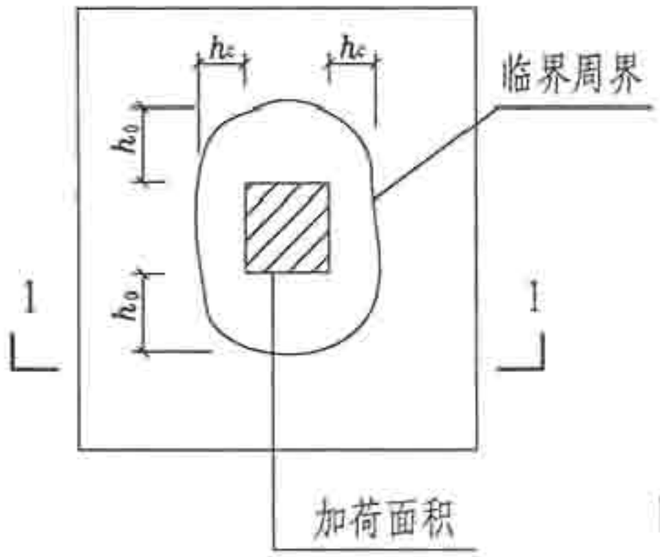
(2) 施工阶段挠度按钢梁计算，其荷载为组合梁自重（标准值）与施工活荷载1KN/m（标准值）的组合值。当施工中梁下设临时支撑时，可不考虑施工阶段挠度。

(3) 最终挠度按施工阶段钢梁挠度与使用阶段组合梁挠度相叠加计算，其容许挠度中的括号值适用于对挠度有较严格限制的构件。

(4) 当构件预先起拱时，其计算挠度应减去起拱值。

序号	常见问题	改进措施
4.4.3	组合梁翼板的横向钢筋最小配筋量不符合规程规定的配筋量。	**原因分析**:规程对于组合梁翼板的横向配筋数量要求是参考欧州钢结构协会(ECCS)组合结构设计规程制定的。 **改进措施**:对于组合梁翼板(压型钢板肋与钢梁垂直的组合梁可不验算)的横向钢筋最小配筋量应满足《高钢规程》JGJ99第7.2.17条的规定。
4.4.4	该组合梁(连续)处于高湿度环境,其负弯矩区的裂缝宽度已超过规程规定的裂缝宽度限值。	**原因分析**:对于构件裂缝宽度的控制主要是根据结构的功能要求及环境条件对钢筋的腐蚀影响确定的。 **改进措施**:《高钢规程》JGJ99第7.2.19条规定如下: 负弯矩区的最大裂缝宽度,对于处于正常环境不应大于0.3mm, 处于室内高湿度环境或露天时不应大于0.2mm。
4.4.5	组合梁中支座处的剪跨区段内所配置的剪力连接件数量不满足计算要求	**原因分析**:组合梁的剪力连接件必须根据剪跨区段内的剪力大小确定。剪跨区是以支座点,弯矩绝对最大点和零弯矩点为界限,划分成若干个剪跨区, 如图4.4.5所示:  图4.4.5 组合梁剪跨区段的划分 **改进措施**: 组合梁的剪力连接件, 应经计算确定。根据每个剪跨区内翼板混凝土与钢梁叠合面上的纵向剪力大小决定。按《高钢规程》JGJ99第7.2.6条的规定可计算出每个剪跨区段内的剪力连接件的数量。剪力连接件可均匀布置在该区段内。

序号	常见问题	改进措施
4.4.6	连续组合梁负弯矩区段钢梁受压翼缘在弯矩作用平面外应设侧向支撑构件。	**原因分析**：连续组合梁在正弯矩区，钢梁受压翼缘与混凝土板相连，故不存在钢梁的失稳问题。但在负弯矩区段，下翼缘受压，虽然钢梁上翼缘与混凝土板相连，但是对于钢梁在罕遇地震作用下，应在可能出现塑性铰的部位(如梁端和集中荷载作用点)设置侧向支撑。 **改进措施**：工程中一般在连续组合梁负弯矩区段(支座处)布置次梁，用来作为钢梁的平面外的支点。另外，对于可能出现塑性铰的部位应按《高钢规程》JGJ99第7.2.21条规定布置侧向支撑，验算钢梁受压翼缘在弯矩作用平面外的长细比。
4.4.7	组合板在集中荷载作用下，其抗冲切计算不满足规程要求。	**原因分析**：组合板在集中荷载作用下，其抗冲切计算是参考国外有关规范及《混凝土规范》GB50010-2002设计计算。 **改进措施**：按《高钢规程》JGJ99第7.3.5条进行计算，集中荷载 V_l 应满足以下计算，如图4.4.7所示： $$V_l \leqslant 0.6 f_t u_{cr} h_c$$ 式中 u_{cr}—临界周界长度，如4.4.7所示； h_c—压型钢板顶面以上的混凝土计算厚度； f_t—混凝土轴心抗拉强度设计值。



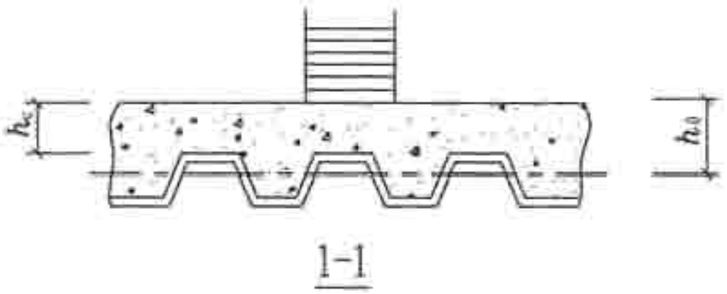
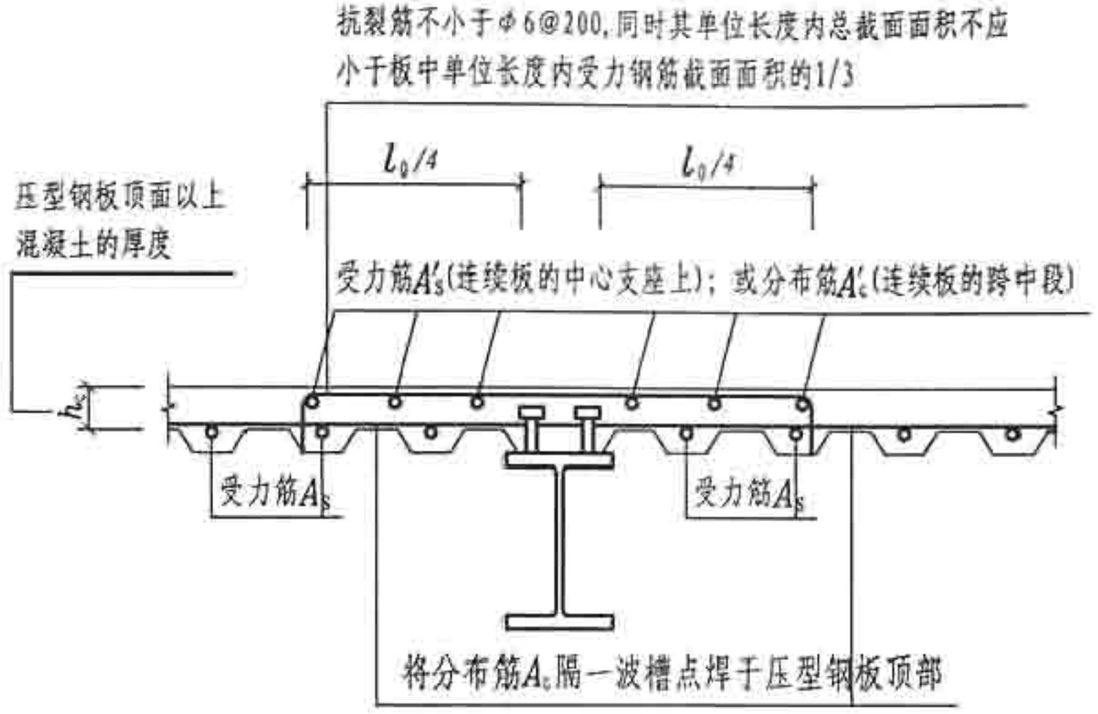
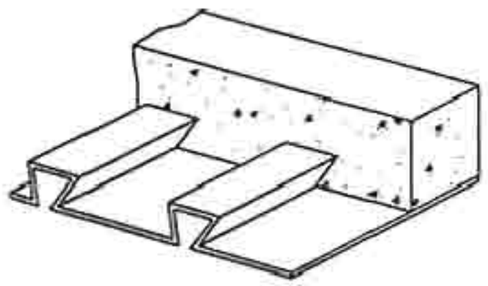
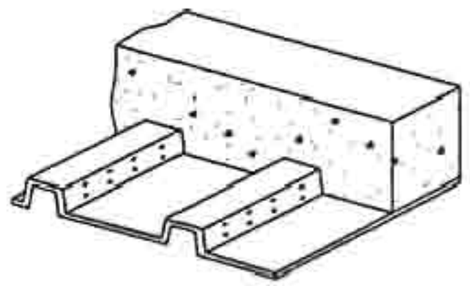
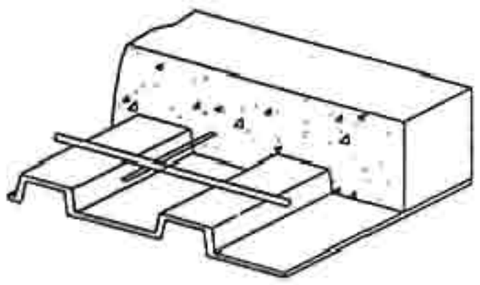
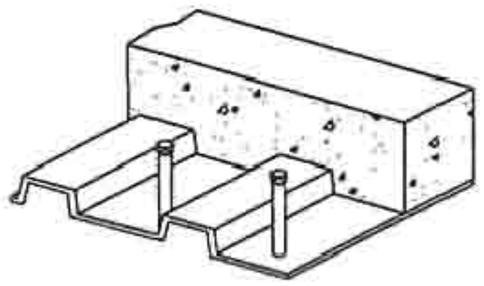


图4.4.7 剪力临界周界

序号	常见问题	改进措施
4.4.8	连续组合梁的钢梁翼缘板厚度为12mm,采用的栓钉直径为19mm,且栓钉焊后长度仅高出压型钢板波高20mm不符合规范的有关规定。	**原因分析**：根据试验资料，连接件的破坏有时还取决于连接件的型号和材质。栓钉的承载能力与栓钉的长度有关，承载力随长度增长而增加。若栓钉长度太短，不仅承载力很低，而且会出现栓钉拉脱破坏。 **改进措施**：《高钢规程》JGJ99第7.4.1条规定如下：当栓钉焊于钢梁的受拉翼缘时，其栓钉直径不得大于翼缘板厚的1.5倍；当栓钉穿过压型钢板焊于钢梁上时，焊后栓钉高度应大于压型钢板波高加30mm。另外栓钉钉面的混凝土保护层厚度不应小于15mm。
4.4.9	组合板或非组合板中的压型钢板未进行施工阶段的强度和变形计算(说明中未明确是否采取临时支撑)。	**原因分析**：楼面用压型钢板基板厚度一般不小于0.6mm(非组合板不小于0.75mm)，次梁的间距较大(如4.5m)情况下，设计文件未明确说明施工时是否需要采取临时支撑。同时又未提供压型钢板计算书。 **改进措施**：《高钢规程》JGJ99第7.3.2条规定：对于组合板或非组合板中的压型钢板应对施工阶段的强度和变形进行验算，验算时应计入临时支撑的影响；第7.3.4条规定：当压型钢板仅作模板使用时，应在波槽内设置钢筋，并进行相应计算。
4.4.10	采用压型钢板作为模板的混凝土楼板,当组合楼板的受力钢筋与梁腹板平行时,梁顶部设置的抗裂钢筋数量不满足有关规定。	**原因分析**：组合楼板一般按单向板计算，因此在板受力钢筋与梁腹板平行的梁顶部设置的抗裂钢筋数量是按构造配置的，因此往往设计时被忽视。 **改进措施**：《全国民用建筑工程设计技术措施/结构》第21.2.1条规定，采用压型钢板作为模板的混凝土楼板,在楼板计算中仅考虑楼板单向受力，其板肋方向即为板的跨度方向，因此楼板的计算一般按常规的钢筋混凝土密肋板进行设计。为了避免梁的顶部发生裂缝，所以要求在钢梁的上部混凝土内配置一定数量的钢筋：抗裂钢筋不小于ϕ6@200,同时其单位长度内总截面面积不应小于板中单位长度内受力钢筋截面面积的1/3，如图4.4.10所示：

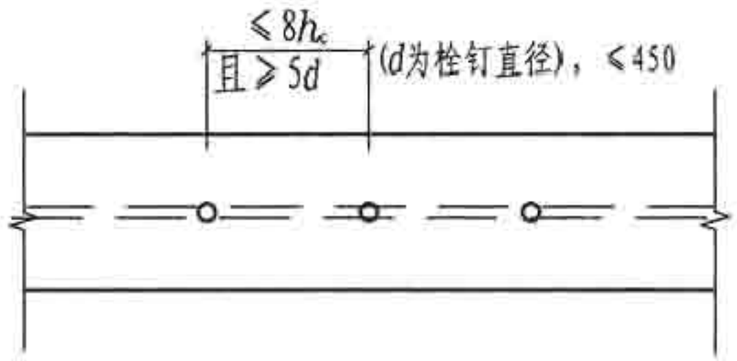
序号	常见问题	改进措施
	续页	 图4.4.10　板的受力钢筋与梁腹板平行时构造钢筋的配置(l_0为板的计算跨度)
4.4.11	压型钢板组合楼盖中，没有采取必要措施使压型钢板与混凝土间有可靠的连接。	**原因分析**：压型钢板组合楼盖中应采取相应措施使混凝土与压型钢板间有可靠的结合，使二者形成一体，共同工作。 **改进措施**：某工程采用图4.4.11(c)示板型，但没有采取加焊横向钢筋的措施，不利于压型钢板与混凝土间的剪力传递。 《高钢规程》JGJ99第7.3.1条规定以下措施： (1)采用带有纵向波槽的板型图4.4.11(a)； (2)采用带有压痕，开的小洞或冲成的不闭合孔眼图4.4.11(b)； (3)依靠压型钢板上焊接的横向钢筋图4.4.11(c)并规定任何情况下均应在端部增设锚固件图4.4.11(d)。如图4.4.11所示：

序号	常见问题	改进措施
	续页	 (a)  (b)  (c)  (d) 图4.4.11 组合板的连接
4.4.12	压型钢板组合楼板的挠度限值错误按 $l/200$取值。	**原因分析**：组合楼板的挠度计算是根据《可靠度标准》GB50068及《荷载规范》GB50009规定，按标准和准永久效应组合计算。 组合楼板的挠度限值与钢筋混凝土受弯构件有所不同。 **改进措施**：《钢结构高规》JGJ99第7.3.7条规定：组合板的挠度，应分别按标准组合和准久性组合计算，不应超过计算跨度的1/360。且应按《钢-混凝土组合楼盖结构设计与施工规程》YB9238-92第4.1.1条规定，限制压型板在施工阶段挠度不大于$l/180$或20mm。

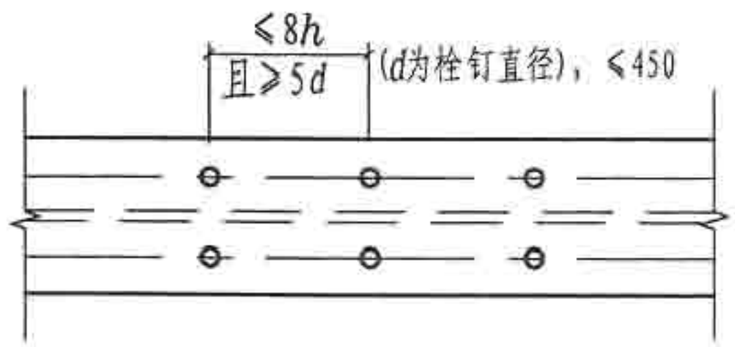
序号	常见问题	改进措施
4.4.13	组合板的跨度大于3m情况下，栓钉直径采用13mm，且栓钉焊后高度仅高出压型钢板波高20mm不符合有关规程规定。同时组合板的端部也应设栓钉。	**原因分析**：组合板端部的锚固(特别是简支梁)可阻止压型钢板与混凝土之间的滑移，因此栓钉锚固件应设在简支组合板端部支座处及连续组合板各跨的端部。 **改进措施**：《高钢规程》JGJ99第7.4.7条明确规定，组合板端部应设置锚栓固定件。《全国民用建筑工程设计技术措施/结构》第21.2.1条给出了栓钉直径与板跨关系表，同时规定栓钉焊后高度应大于压型钢板波高加30mm。栓钉顶面的混凝土保护层厚度不应小于15mm，见表4.4.13及图4.4.13。

表4.4.13　栓钉直径与板跨关系表

板跨（m）	<3.0	3.0~6.0	>6.0
栓钉直径（min）	13~16	16~19	19



(a) 单排

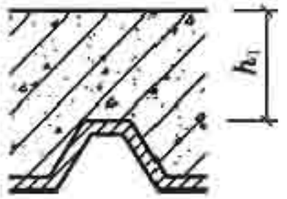
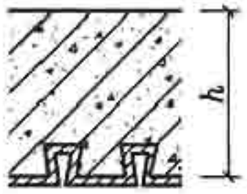
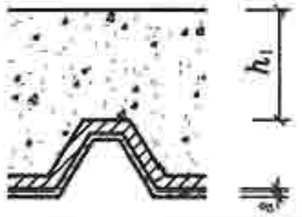
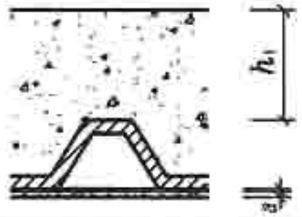


(b) 双排

图4.4.13　梁翼缘上栓钉排列

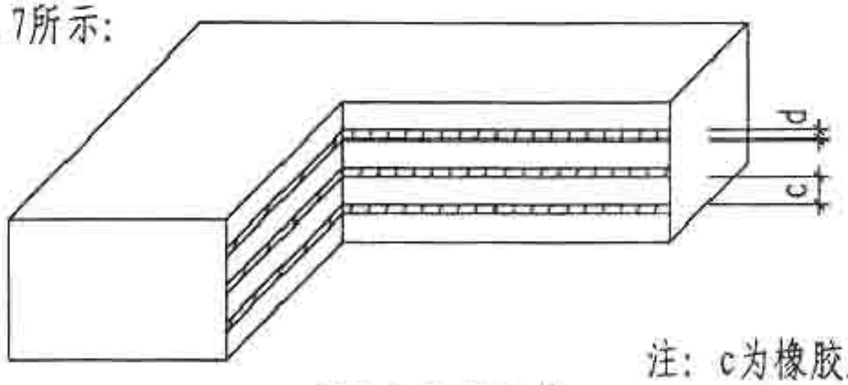
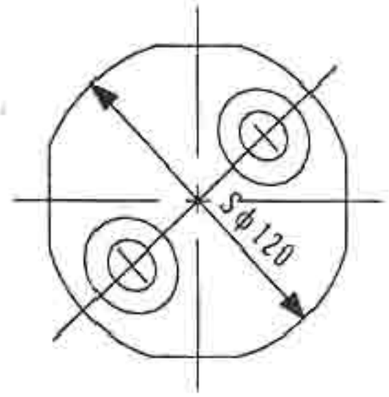
序号	常见问题	改进措施
4.4.14	组合楼板的说明中未明确采用的压型钢板为双面热镀锌钢板。	**原因分析**:组合楼板中的压型钢板不论是作为模板使用,或是当楼板受荷载作用时承受拉力起受拉钢筋的作用。为了结构在使用期间钢板不锈蚀从而有关规程规定压型钢板采用双面热镀锌钢板，禁止使用电镀锌板。 **改进措施**:《高钢规程》JGJ99第7.4.4条规定：组合板用的压型钢板应采用镀锌钢板。《钢-混凝土组合楼盖结构设计与施工规程》YB9238-92第2.1.3条规定组合板用压型钢板应采用镀锌卷板，镀锌量双面总计不小于275g/m ，基板厚度一般为0.5-2.0mm。
4.4.15	楼板的耐火极限确定为1.5h情况下,压型钢板又未采取保护措施,压型钢板板肋顶部以上的混凝土厚度仍取50mm不满足规程规定的防火要求。	**原因分析**:结构的防火设计应首先确定建筑物的其耐火等级，再按防火规范确定耐火极限，而后选择防护措施。对于钢筋混凝土楼板应按有关规范规定设计。当压型钢板作为承重结构时，应更加重视防火设计。 **改进措施**:《高钢规程》JGJ99第7.4.6条规定：组合板的总厚度不应小于90mm；压型钢板顶面以上的混凝土厚度不应小于50mm。此外尚应满足《高钢规程》第12.2.3条规定的楼板防火保护层厚度的要求，见表4.4.15。

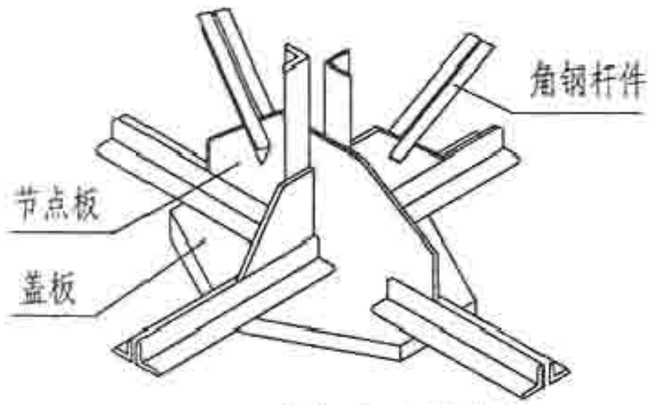
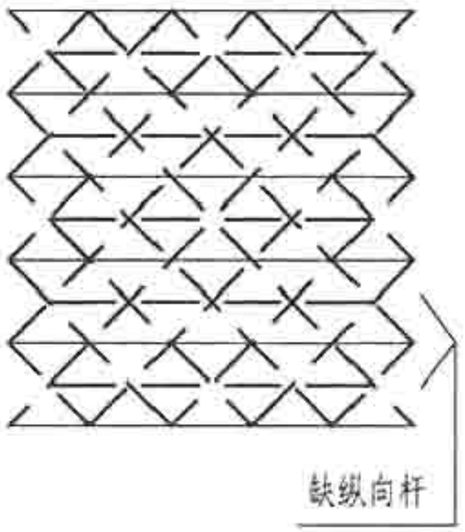
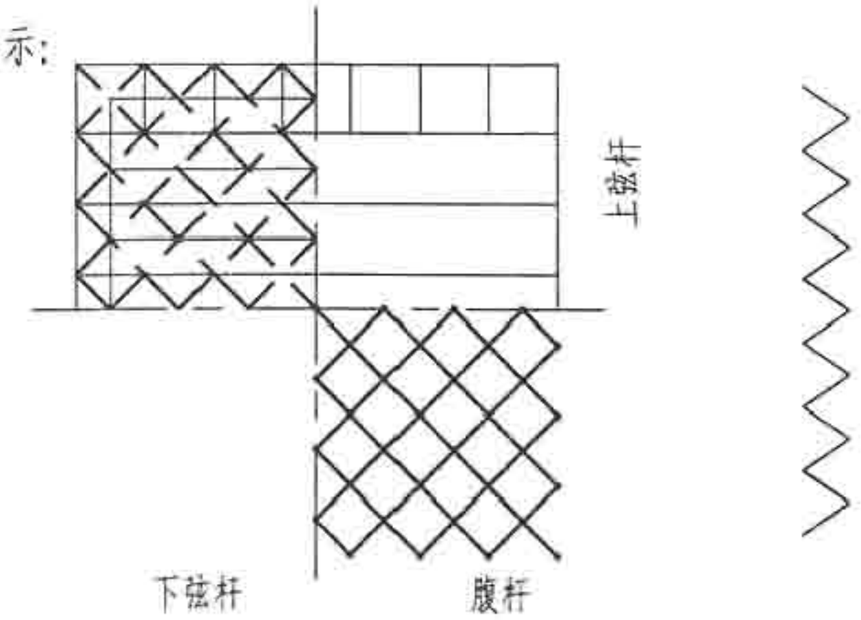
表4.4.15　耐火极限为1.5h时压型钢板组合楼板厚度和保护层厚度

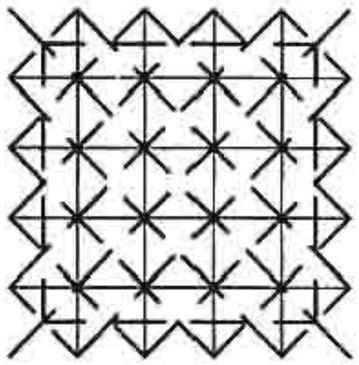
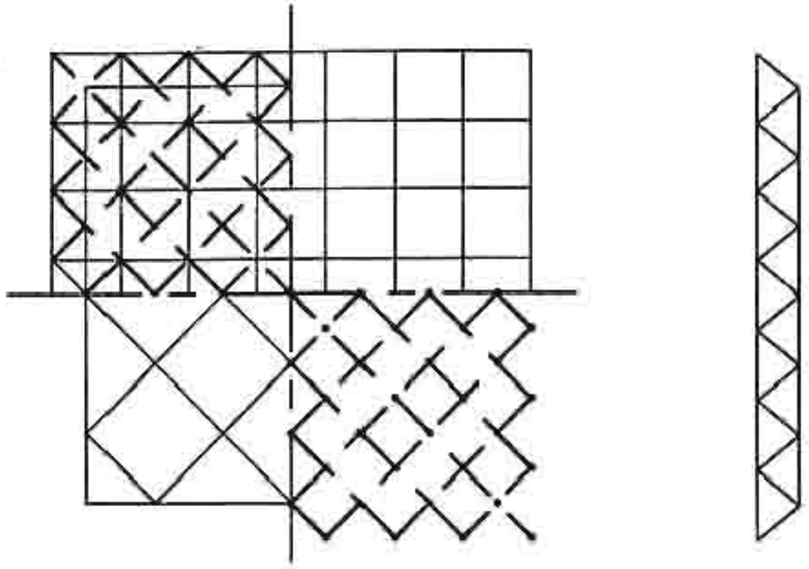
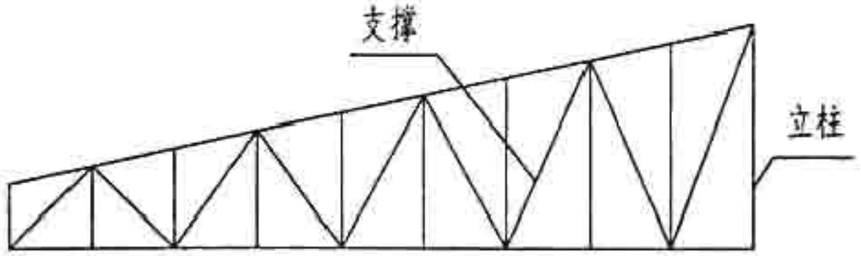
	无保护层的楼板		有保护层的楼板	
图例				
楼板厚度h或h_1(mm)	≥80	≥110	≥50	
保护层厚度a (mm)	-	-	≥15	

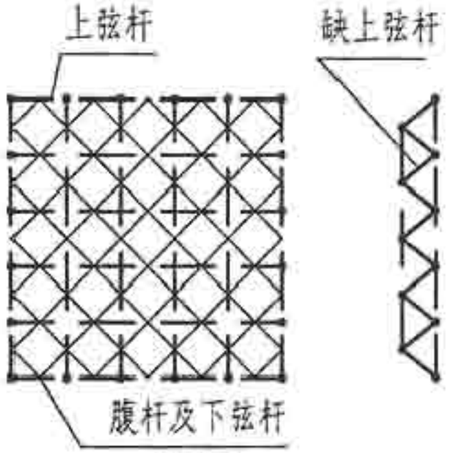
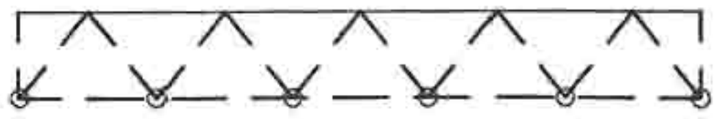
高层建筑钢结构		组合楼板设计							图集号	05SG109-4
审核	王立军		校对	邱鹤年		设计	王书增		页	1-75

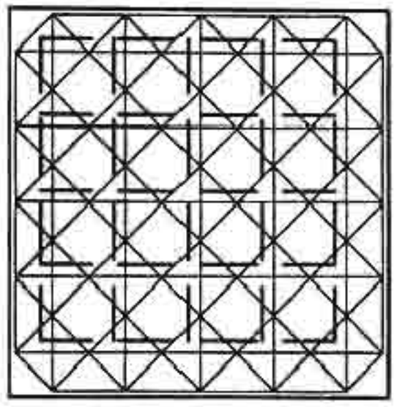
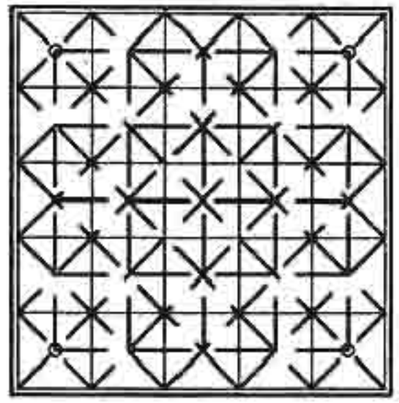
序号	常见问题	改进措施
5.1	材料选用	
5.1.1	焊接空心钢球设计时采用Q235钢板，没有提出质量等级要求。	该做法违反《网壳规程》JGJ61第5.2.1条规定。 因为按Q235要求订货，一般供应商按Q235A钢板供货。而Q235A的含炭量不作为交货条件，这是焊接结构所不容许的。故此，一般焊接结构应采用Q235-B钢材。对使用温度低于-20℃时，应采用Q235-C或Q235-D。
5.1.2	空间网格结构中的小钢管竟然选用电缆套管。	该做法违反《网壳规程》JGJ61第5.1.4条规定。 对于大跨度结构小钢管的刚度太弱（如φ45x3），且杆件最小截面应根据工程的跨度、网格大小、荷载大小确定，较小的钢管宜采用高频焊接钢管，不能采用电缆套管。
5.1.3	设计人员同意采用钻探用钢管代替Q345热轧钢管，造成焊缝开裂。	该做法违反《钢结构设计规范》GB50017第3.3.1条规定 因钻探用钢管强度虽高，但是其含炭量高，又经调质处理，没有特殊措施，焊接必然开裂。没有热轧钢管可用高频焊接钢管代替。应该选用直缝高频自动焊接管或热轧钢管。
5.1.4	网壳结构使用的高强度螺栓直径为M48强度级别采用10.9S。	该做法与《网壳规程》JGJ61第5.3.4条规定不符合。 规程规定：高强度螺栓性能等级应按螺栓规格分别选用，对于M12～M36的高强度螺栓，其强度等级为10.9S，对于M39～M64的高强度螺栓其强度等级为9.8S。M48应选强度等级为9.8S。
5.1.5	Q235圆钢端部加工螺纹后强度设计值按215N/mm^{2}取值。	螺纹处的强度设计值取值违反《钢结构设计规范》GB50017第3.4.1条规定。 采用Q235圆钢杆端部加工成4.8S级螺栓的螺纹形式，在螺纹处其受拉强度设计值按规范规定仅有170N/mm^2，应按170N/mm^{2}取值。

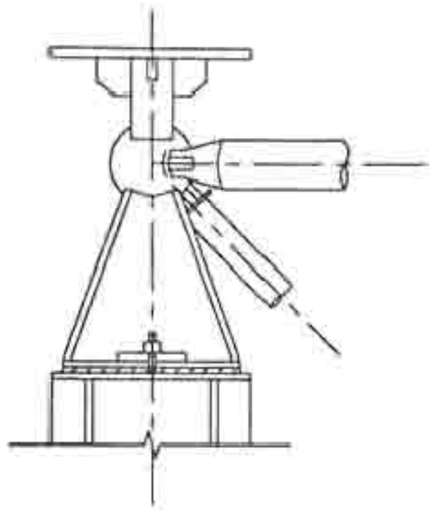
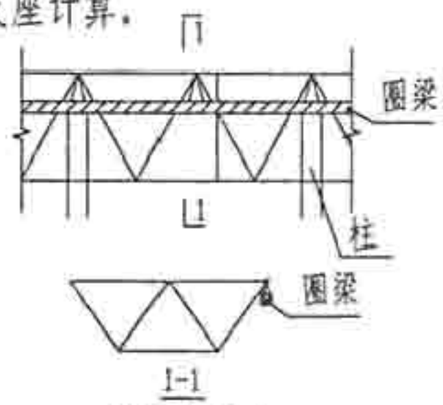
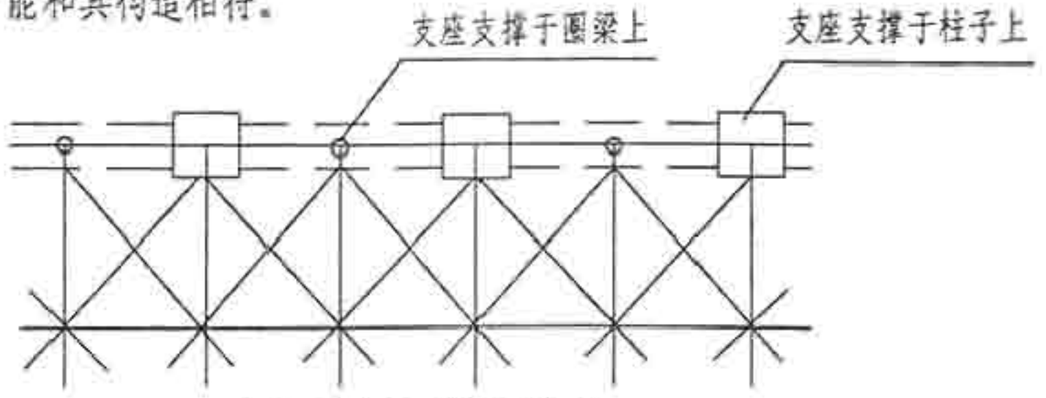
序号	常见问题	改进措施
5.1.6	干煤棚网壳没有采用与其周围腐蚀介质相适应的有效防腐措施，钢构件很快被腐蚀。	该设计违反《网架规程》JGJ7第1.0.4条规定。 因干煤棚中堆放的煤中含硫量大，挥发以后与空气合成二氧化硫，再与水气化合成酸雾，对钢结构腐蚀力强，宜采用特殊的防酸底漆和中间漆以及面漆防护。
5.1.7	网架支坐板下的橡胶垫中没有夹钢板层。	该设计违反《网架规程》JGJ7附录A中规定。 橡胶弹性好，但是强度低，故在橡胶垫中必须夹若干层薄钢板，使橡胶垫既有弹性又有一定强度，满足受力要求。如图5.1.7所示：  注：c为橡胶层厚度，d为薄钢板厚度 图5.1.7 橡胶垫
		 图5.1.8 螺栓球
5.1.8	设计中螺栓球的毛坯选用Q345锻造成型。	该做法违反《网壳规程》JGJ61第5.3.2条规定。 规程规定：螺栓球的钢材为45号钢加工而成；因45号钢的硬度和高强度螺栓级配正好合适，这是大量试验得出的结论并为大量工程实践证实。故螺栓球应采用45号钢制成。如图5.1.8所示：
5.1.9	锥头采用ZG230-400铸钢件。	该做法违反《网壳规程》JGJ61第3.3.2条规定。 锥头必须与杆件等强，应采用与杆件相适应的钢材。牌号和等级ZG230强度低，含碳量高，可焊接性差，因此锥头不能采用ZG230-400铸钢件。

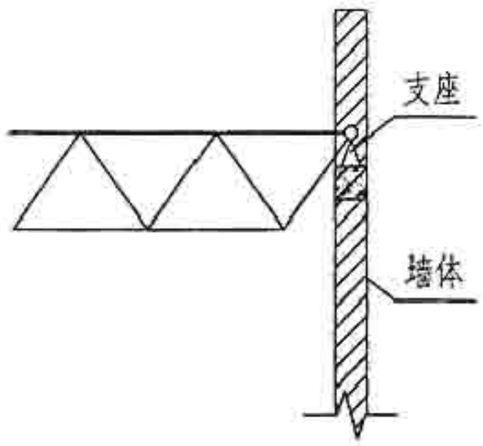
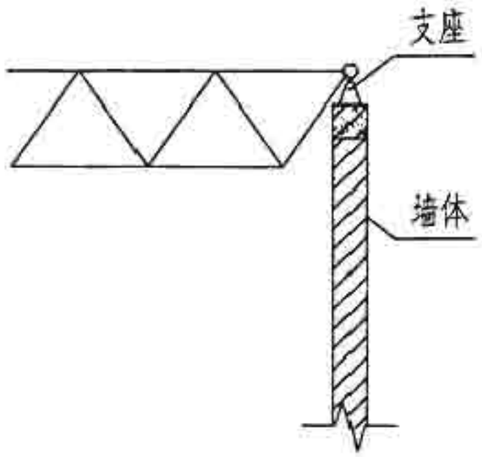
序号	常见问题	改进措施
5.1.10	网架结构采用角钢板节点时，角钢用钢与十字节点板和盖板采用钢材的强度不匹配。	该设计违反《网架规程》JGJ7第4.2.1条规定。 条文规定十字节点板与盖板所用钢材应与网架杆件钢材一致，各零件均应用同样的钢材牌号和质量等级。如图5.1.10所示：  图5.1.10 角钢十字节点板
5.2	结构选型	
5.2.1	折板型网架缺少纵向上弦杆，结构模型为几何可变体系。  图5.2.1-1 缺纵向杆	该做法违反《网架规程》JGJ7附录一的规定。 折板型网架结构体系缺少纵向杆支撑是一个几何可变体系，不能用于工程结构。正确的折板型网架结构体系，应按网架规程规定的标准型式。如图5.2.1-1、2所示：  图5.2.1-2 折板型网架

序号	常见问题	改进措施
5.2.2	棋盘型网架省掉周边上弦杆。  图5.2.2-1缺周边上弦杆	该结构型式违反《网架规程》JGJ 7 附录一的规定。 棋盘型网架缺少周边上弦杆成为几何可变体系，不能在工程设计中采用，应按规程规定的型式采用。具体如图5.2.2-1、2所示：  图5.2.2-2 棋盘型网架
5.2.3	单层网壳采用螺栓球节点。	这种设计违反《网壳规程》JGJ61第3.0.5条规定。 规程规定单层网壳应采用刚接的型式，因单层网壳采用铰接整体稳定有问题。故单层网壳应按刚接设计。
5.2.4	网架上弦节点上找坡小立柱较高时，未布置支撑。	该设计违反《网架规程》JGJ7第2.0.14条规定。 找坡群柱不设支撑，可能产生稳定问题；当达2m高时，必须设支撑，具体做法如下：  图5.2.4找坡立柱支撑

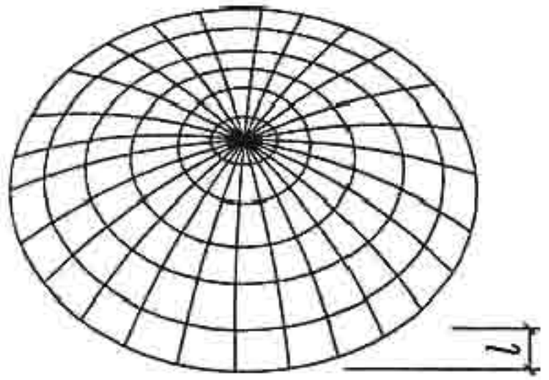
序号	常见问题	改进措施
5.2.5	网格结构未按吊装的实际结构状态进行施工工况的强度稳定与变形验算，发生工程质量问题。	该设计违反《网壳规程》JGJ61第4.1.6条规定。 柱面网壳在安装阶段侧边支承情况与使用阶段支承情况不一致，没有按新的网壳分块形式及支承情况进行验算。柱面网壳这种结构型式水平推力大。如果安装时分条滑移，即变成拱的型式，由于采用不同的安装方法，柱面网壳可能变成各种与原结构型式和支承情况不一致。故应执行规程规定，按安装过程的不同工况应进行验算。应按《网壳规程》第4.1.6条进行网格结构在不同吊装工况下的验算，一般可与吊装单位协商好吊装方案后进行此项工作。
5.2.6	单层球面网壳采用肋环网格，杆件为角钢"┐┌"截面。	该设计违反《网壳规程》JGJ61第4.1.4条规定。 单层网壳的杆件除承受轴向力外，还可能受弯受剪，所以杆件要能够同时承受轴向力和弯矩与剪力作用。杆件应采用适应受力需要的截面形式，如工字型截面等。
5.2.7	斜放四角锥网架下弦支承，周边缺少边桁架。  图5.2.7-1	该型式违反《网架规程》JGJ7第2.0.9条规定。 规程规定当网架结构采用下弦支承时，应在周边支座形成竖向或倾斜的边桁架。左图周边缺少一圈上弦杆，应增加上弦杆。则周边形成竖直边桁架。如图5.2.7-2所示:  图5.2.7-2 竖向边桁架

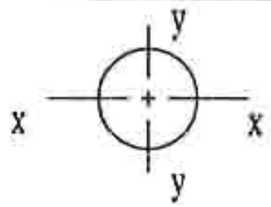
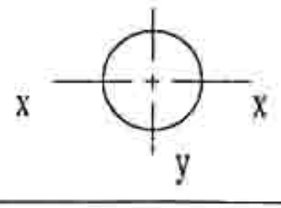
序号	常见问题	改进措施
5.2.8	四点支承网架选用斜放四角锥网架，如图5.2.8-1：  图5.2.8-1	该设计违反《网架规程》JGJ7第2.0.6条规定。 斜放四角锥支座约束作用对网架内力影响比正交正放类网架大。据四点支承网架计算内力比约5:7，挠度比约8:7，故点支承网架适合选用正交正放类网架。如图5.2.8-2所示：  图5.2.8-2 四点支承正放四角锥网架
5.3	**设计计算**	
5.3.1	网架结构采用摇摆支座计算分析时，边界条件按三向固定的约束条件计算。	该网架结构计算分析边界条件约束与实际构造不符。违反《网架设计指南》第3.5条第(3)款规定，摇摆支座也称双面弧形压力支座(如图5.3.1)。支座节点可随铸钢块上、下弧面转动并能沿上弧面作一定的侧移，并不是固定不动。 (a)侧视图　　图5.3.1 双面弧形压力支座　　(b)正视图

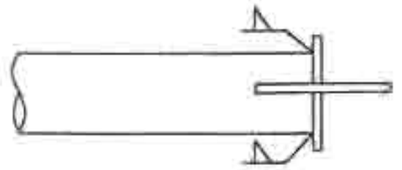
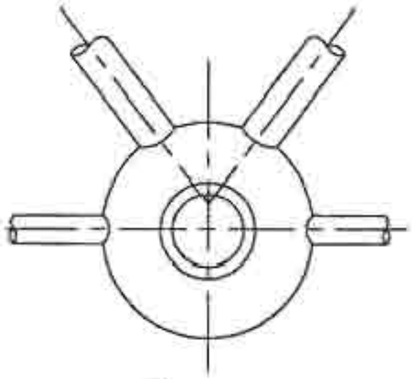
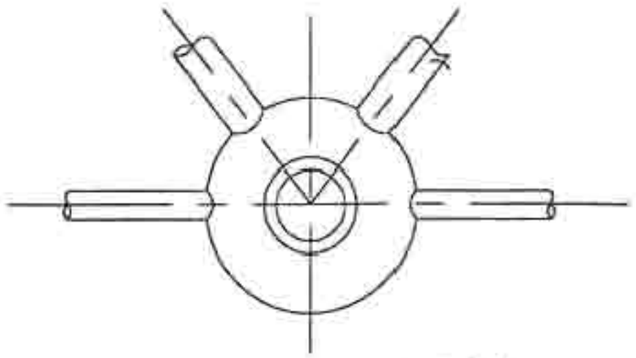
序号	常见问题	改进措施
5.3.2	网架结构采用平板型支座，网架结构计算分析时边界条件按三向固定的约束条件进行计算。	该网架结构计算时取的边界条件与《网架结构设计指南》第3.5条第(1)款不符，该支座(如图5.3.2)底板虽采用过渡与基础顶板焊接。但底板上锚栓开的孔是做成椭圆孔；支座节点可沿法向做微量移动。  图5.3.2 平板压力支座节点
5.3.3	网架支座设在圈梁中间，而圈梁支承于两柱之间，网架结构计算时边界条件按刚性支座计算。  图5.3.3-1	该图没有错，但按该图的实际支承情况，其网架结构计算时按刚性支座计算违反《网壳规程》JGJ61第5.5.5条规定。 因二柱之间的圈梁中间可能产生挠度，没有大的刚度可支承上部支座，不能使下部结构在支座反力作用下所产生的位移和转动都控制在设计容许范围内。故这种支承状况应按弹性支承进行计算分析，即应考虑支座下的圈梁刚度和支撑柱的刚度一起计算分析，才能和其构造相符。  图5.3.3-2 网架平面图

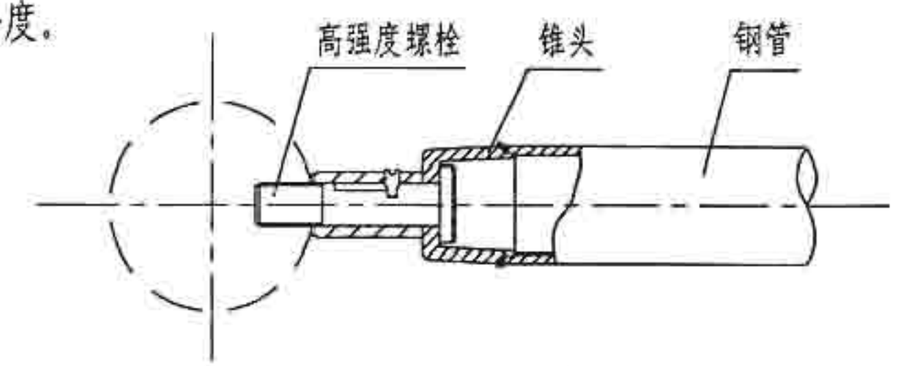
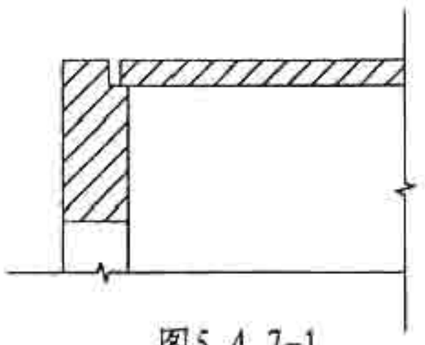
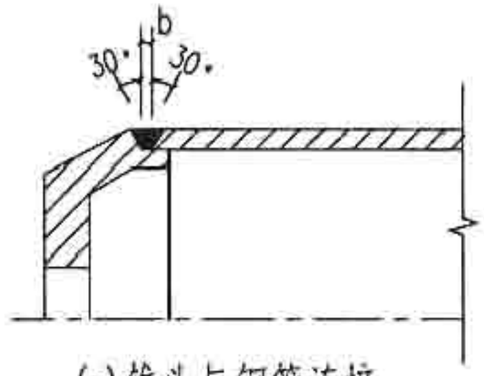
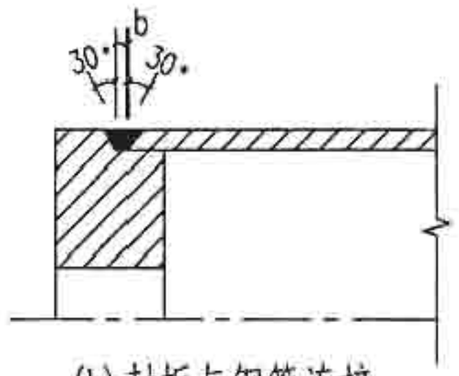
序号	常见问题	改进措施
5.3.4	按最不利荷载组合计算网架结构内力时，按荷载设计值计算挠度值。	该计算方法违反《钢结构设计规范》GB50017第3.5.3条规定。 网架结构挠度应在恒载和活荷载标准值作用下的挠度计算值。
5.3.5	网架结构平面尺寸较小，没有相应资质的设计单位也没有计算书，即行施工造成网架结构倒塌。	该设计违反《网架规程》JGJ7第3.1.1条规定。 条文明确规定网架结构应进行外荷载作用下的内力、位移计算，并应根据具体情况对抗震、温度变化、支座沉降及施工安装荷载作用下的内力、位移进行计算。 而有些单位随意找人画图即加工安装造成事故。正确的程序应根据工程的具体规模，由具有相应设计资格的单位指派具有相应级别的注册建筑师和注册工程师进行设计，然后由具有相应级别的施工单位施工。
5.3.6	网架结构支座被埋入墙体内。 如图5.3.6-1所示：  图5.3.6-1	该设计违反《网架规程》JGJ7第4.5.1条规定。 网架结构支座应传力明确可靠，支座节点构造应与结构分析取的边界条件相符。否则将使网架结构实际内力与计算内力出现较大差异。并可能危及网架结构的整体安全。支座应支承在墙体上面的圈梁上。如图5.3.6-2所示：  图5.3.6-2 网架支座支承于圈梁上

序号	常见问题	改进措施
5.3.7	网壳结构支承设在单排独立柱上。结构计算分析时，没有考虑支承结构的刚度影响。	该设计违反《网壳规程》JGJ61第4.4.7条规定。 在抗震分析时应考虑支承结构对网壳结构的影响。当网壳结构支承在单排独立柱、框架柱或承重墙上时，可把支承结构简化为弹性支座进行计算分析。
5.3.8	建于抗震设防烈度为8度地震区的网壳，没有进行抗震计算分析。	该设计违反《网壳规程》JGJ61第4.4.1条规定。 在抗震设防烈度为 8 度地区必须进行网壳结构水平与竖向抗震计算。
5.3.9	网架结构计算时重分析次数太多造成刚度过份集中。	该优化计算方法不符合《网架结构设计指南》第2.2条要求。 网架结构优化设计时无限制的重分析却导致刚度很集中，随着刚度不断集中，网架杆件内力也不断增大，杆件截面有的很大，有的很小。为得到比较满意结果，重分析次数不宜过多，一般情况下3-4次即可。
5.3.10	多个连续的圆柱面或特殊曲面网壳的风载体型系数按《荷载规范》GB50009取值。	该设计违反《网壳规程》JGJ61第4.1.3条规定。 多个连续的圆柱面或特殊曲面网壳应根据模型风洞试验结果确定风载体形系数的取值。
5.3.11	单层网壳曲面外杆件的计算长度l_0取刚接几何长度l_c。	该设计违反《网壳规程》JGJ61第5.1.2条规定。 单层网壳如下图所示，壳体曲面外，在确定计算长度时，仅考虑了局部凹陷一种屈曲模态，由于网壳环向杆件可能受压、受拉或内力为零。因此其横向压杆的支承作用不确定。可不考虑其影响，仅考虑压杆远端的横向杆件给予的弹性转动约束，经简化计算，并适当考虑节点的约束作用，可取其计算长度为1.6 l。如图5.3.11所示。

序号	常见问题	改进措施
	续页	 图5.3.11 单层网壳
5.4	杆件	
5.4.1	网架结构采用钢管杆件，轴心受压杆件设计计算时φ值均按a类截面查得。	该设计违反《钢结构设计规范》GB50017第5.1.1条规定。 因网架结构杆件直径比较小的钢管多采用高频焊接钢管，在一个网架结构中往往有热轧钢管和高频焊接钢管同时采用，按规范规定(如下表)应分别取用不同的截面分类。 表5.4.1 轴心受压构件的截面分类(板厚t<40mm)

截面形式		对X轴	对Y轴
	轧制	a类	a类
	焊接	b类	b类

序号	常见问题	改进措施
5.4.2	钢管端部插入节点板但是没有封口。如图5.4.2-1所示： 图5.4.2-1	该设计违反《网壳规程》第5.1.5条规定。 条文明确规定钢管端部应进行封闭，如下图所示：如果封板较厚，有足够刚度，节点板可焊于封板上。但应验算焊缝是否满足受力要求。如图5.4.2-2所示：  图5.4.2-2 杆件端部封板
5.4.3	单层网壳空心焊接球径厚比不符合有关规定。	该设计违反《网壳规程》JGJ61第5.2.3条规定。 规定单层网壳空心球外径与壁厚的比值应不大于35，目的是为了避免空心球在受压时由于失稳而破坏，而该设计选用Sφ450x8钢球，其比值已超过56，是不允许的，应增加焊接球的厚度。
5.4.4	汇交于空心钢球上有的杆件轴线没有通过空心钢球的中心线。  图5.4.4-1	该设计违反《网壳规程》JGJ61第5.2.5条规定。 条文明确规定汇交杆件的轴线必须通过球体中心线。如图5.4.4-2所示：宜调整复杆的夹角。  图5.4.4-2 焊接球节点
5.4.5	螺栓球节点网壳中的受压杆件为φ133x7，端部配置M20高强度螺栓直径选用不符合有关规定。	该设计违反《网壳规程》JGJ61第5.3.5条规定。 规程规定受压杆件的连接螺栓直径，可按其设计内力绝对值求得螺栓直径后，按规程中规定的螺栓直径系列减少1-3个级差，而该设计已降了8个级差，故不能允许。应适当增加高强度螺栓直径。

序号	常见问题	改进措施
5.4.6	螺栓球节点拉杆端部配置的螺栓承载能力低于杆件的承载能力，造成工程事故。	该设计违反《网壳规程》JGJ61第5.3.4条规定。 条文明确规定高强度螺栓的直径应由杆件内力控制，一般采用高强度螺栓与钢管杆件等强设计，以保证协调一致共同承担内力，并有一致的安全度。  图5.4.6 螺栓球节点网架的杆件端部
5.4.7	螺栓球节点网壳的杆件，端部锥头与杆件的焊接既没有坡口又没有表明焊接空隙，使焊接不能全熔透。  图5.4.7-1	该设计违反《网壳规程》JGJ61第5.3.7条规定。 钢管端部的锥头或封板以及它们与锥管间的连接焊缝均为杆件的重要组成部分，必须确保锥头或封板以及连接焊缝与钢管等强，一般封板用于连接直径小于76mm杆件，锥头用于连接直径大于76mm杆件。焊缝底部宽度b可根据刚接壁厚取2-5mm。具体见图5.4.7-2:  (a)锥头与钢管连接  (b)封板与钢管连接 图5.4.7-2 锥头与封板和钢管连接

序号	常见问题	改进措施
5.4.8	在网壳杆件长度方向挂重物没有对杆件进行验算。	该设计违反《网壳规程》JGJ61第4.1.4条规定。 双层网壳杆件只承受轴向力，单层网壳杆件还受弯矩、剪力等，当杆件上作用有局部荷载时，必须另行考虑局部弯曲内力的影响。
5.4.9	网架结构杆件有多个拼接接头，易产生破坏。	该设计违反《网架设计指南》JGJ7第3.1.3条规定。 受拉杆件一般不宜设有接头，受压杆件也只容许有一个接头且应设在受力较小区，并避免接头过于集中。接头多很容易在焊缝处破坏。
5.5	节点设计	
5.5.1	焊接球节点网架中杆件$\phi 159\times 8$与钢球焊接没有坡口。 如图5.5.1-1所示：	如图5.5.1-1违反《焊接规程》JGJ81第4.6.2条规定图样。 按规程规定钢管内壁加套管作为单面焊接坡口的垫板时，坡口角度、间隙及焊接外形要求应符合图5.5.1-2(a)要求。钢管与钢球连接要求全焊透时，一般宜加垫板。钢管不用套管时，管端加工的坡口角度为30°～60°折线形坡口，间隙尺寸应符合图5.5.1-2(b)要求。要求全焊透时，应进行专项工艺评定试验和宏观切片检验以确认坡口尺寸和焊接工艺参数。

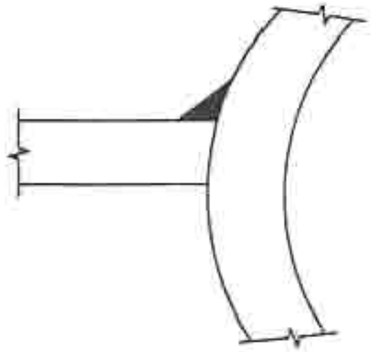
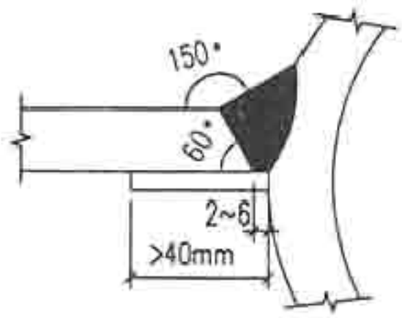
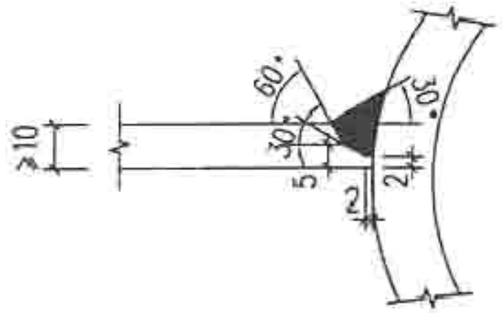
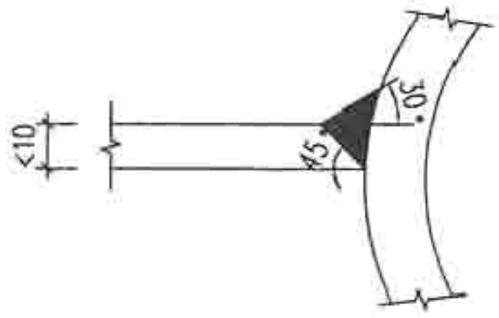


图5.5.1-1



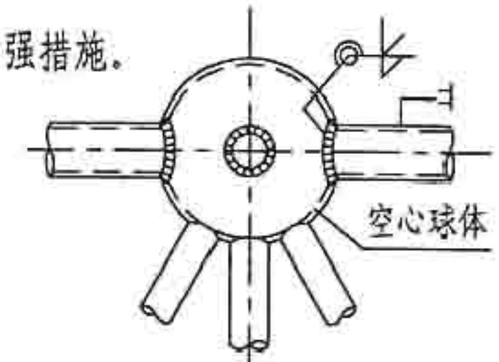
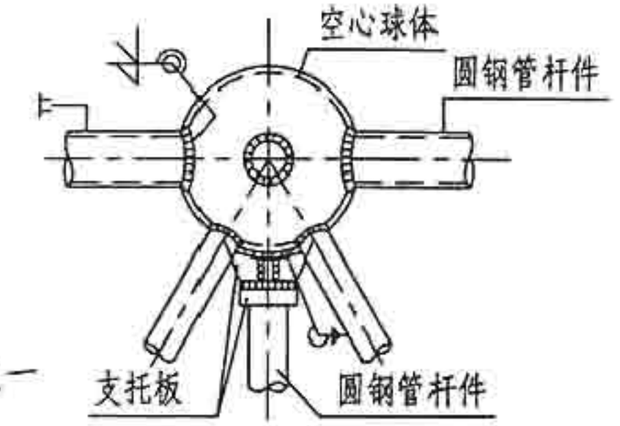
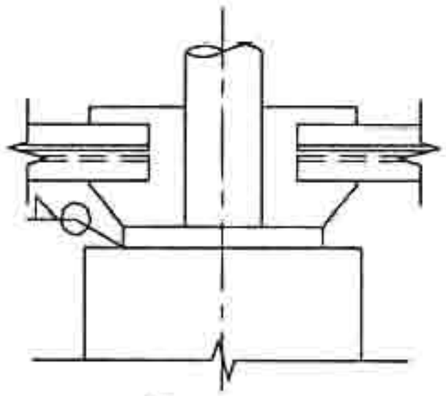
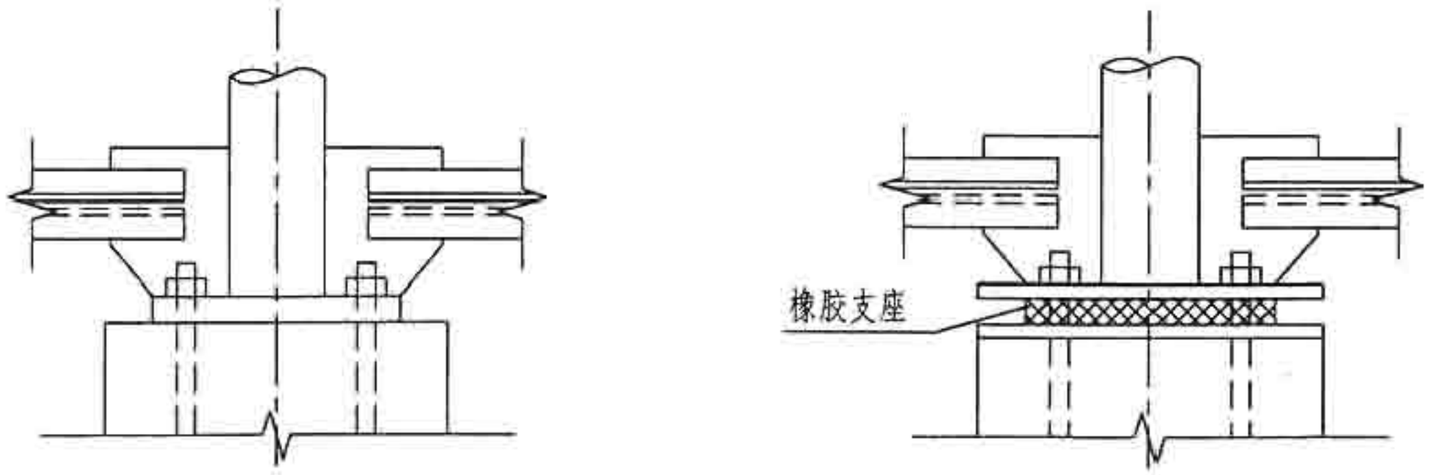
(a)

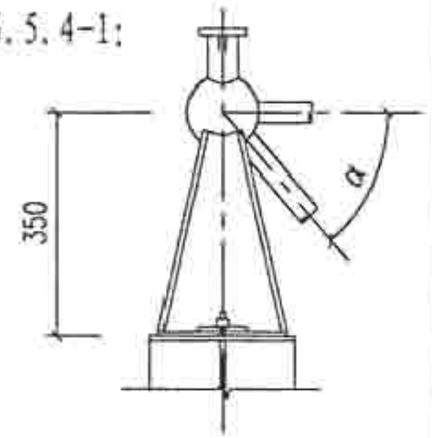
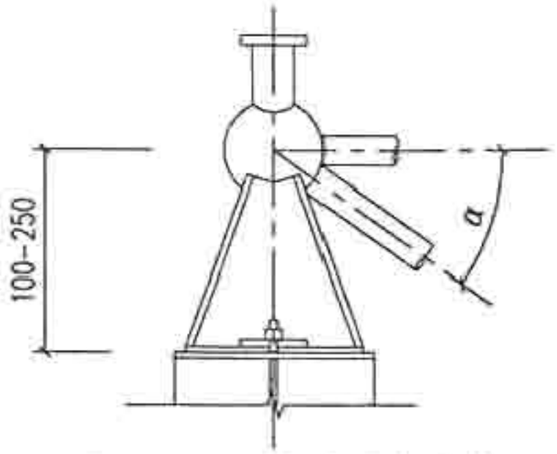
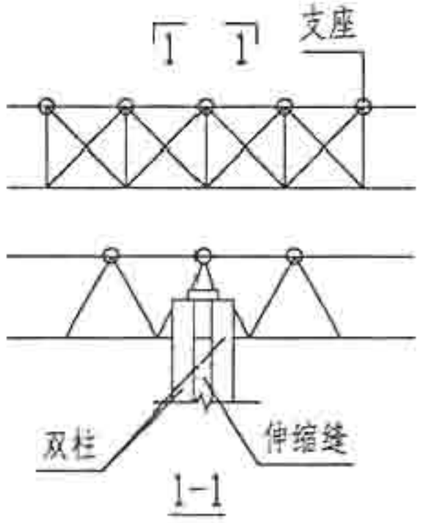
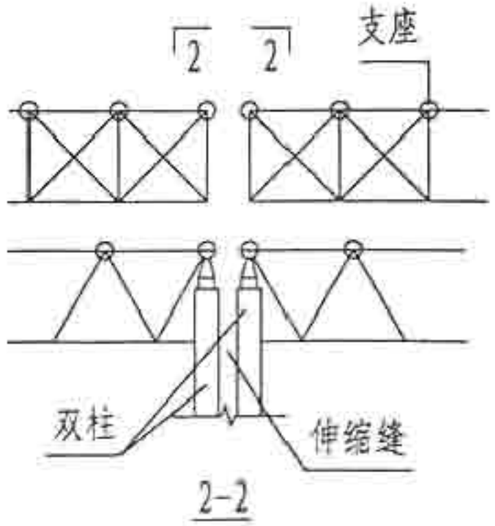


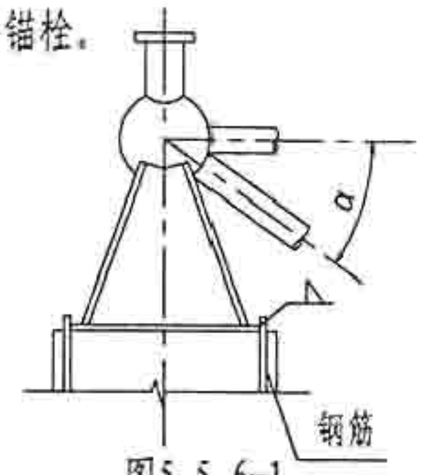
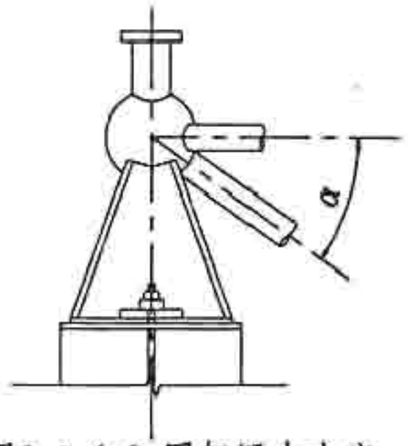
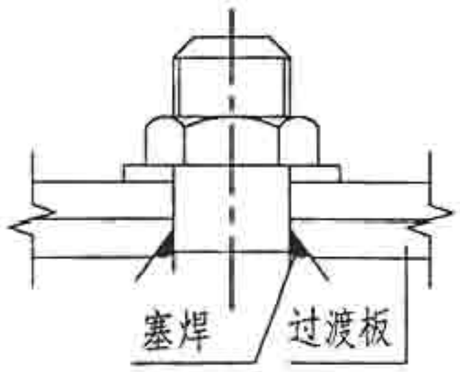
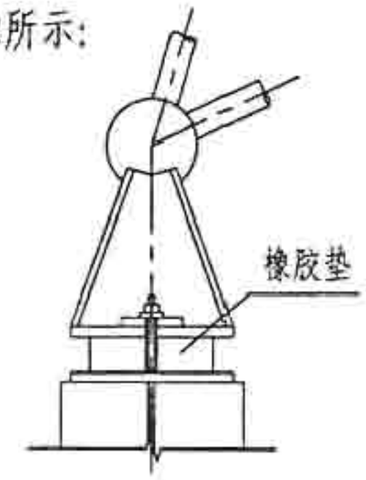


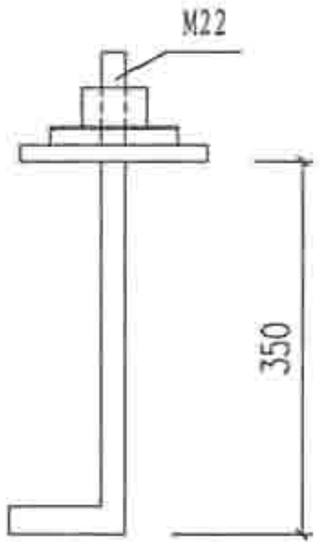
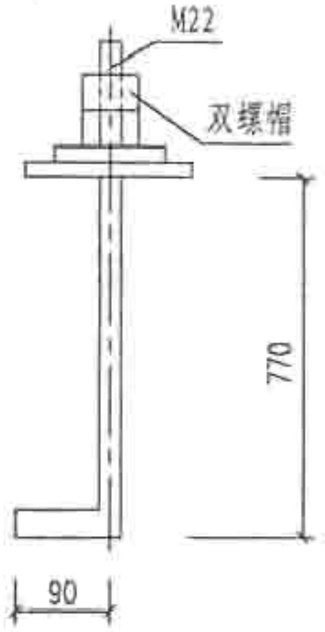
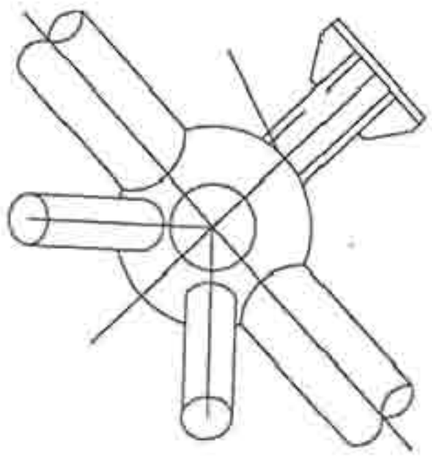
(b)

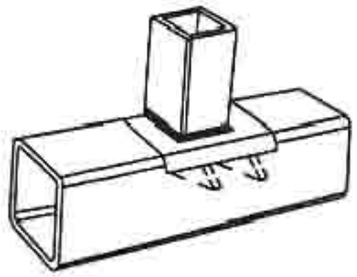
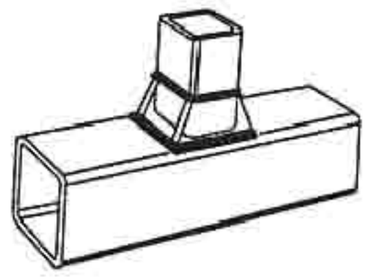
图5.5.1-2 杆件与焊接球焊接作法

序号	常见问题	改进措施
5.5.2	焊接球节点上两根钢管有部分相贯，部分与钢球连接，无加强措施。  图5.5.2-1	该做法违反《网壳规程》JGJ61第5.2.5条规定。 主要是连接强度不够，等强焊接热响也较大，可采用图5.5.2-2做法：  图5.5.2-2 减少焊接热影响作法之一
5.5.3	点支承网架中间支座均被焊牢，又没有计算温度应力，造成焊缝开裂。如图5.5.3-1：  图5.5.3-1	该设计违反《网架规程》JGJ7第3.4.3条规定。 当网架支座节点构造不能侧移时，应计算由温度变化而引起附加内力对上部、下部结构的不利影响。支座反力较小时，可采用锚栓直接连接形式，如图5.5.3-2(a)所示。当支座反力较大时，宜采用板式橡胶支座连接形式以解决焊接应力和温度应力影响。橡胶支座还可适应有转动要求的网格结构，如图5.5.3-2(b)做法：  (a) 铰支座　　(b) 橡胶支座 图5.5.3-2

序号	常见问题	改进措施
5.5.4	周边支承网架的支座高度太高(有的工程支座高350mm)。 如图5.5.4-1:  图5.5.4-1	该做法违反《网壳规程》JGJ61第5.5.7条规定。 按该条规定支座高度可取100~250mm,支座太高增加的偏心弯矩太大，不能忽略不计。正确的做法如图5.5.4-2所示，改进方法是调整端腹杆的夹角。  图5.5.4-2 网架支座高度范围
5.5.5	周边支承网架的支座搁在伸缩处，引起工程事故。图5.5.5-1:  图5.5.5-1	该做法违反《网架规程》JGJ7第4.5.1条规定。 其连接方法受力不可靠，传力有问题，网架在伸缩缝处应断开，使上部结构和支承构造变形能够协调，具体做法如图5.5.5-2所示:  图5.5.5-2 伸缩处处理方法

序号	常见问题	改进措施
5.5.6	利用钢筋混凝土柱子中的受拉钢筋伸出柱顶与支座底焊接代替锚栓。  图5.5.6-1	该设计违反《网壳规程》JGJ61第5.5.2条规定。 这样的构造做法，支座受力不可靠。与计算假定不相符，支座安装时无法定位，故应按规程规定采用可定位的锚栓做法，如图5.5.6-2所示：  图5.5.6-2 网架压力支座
5.5.7	在抗震设防烈度为8度地区设计的网壳支座底板采用过渡板螺栓塞焊的做法，又没有进行抗震验算。如图5.5.7-1所示：  图5.5.7-1	该设计违反《网壳规程》JGJ61第4.4.1条规定。 该构造设计在8度地震水平力作用下，螺栓既受拉还要受剪应该验算。比较合理的做法是采用橡胶垫支座，可以耗能，可以微动，减少网壳内力。如图5.5.7-2所示：  图5.5.7-2 橡胶支座

序号	常见问题	改进措施
5.5.8	网壳支座拉力锚栓埋设深度不足，有的锚栓M22埋设仅350mm，只有单螺母。如图5.5.8-1所示：  图5.8-1	该设计违反《网壳规程》JGJ61第5.5.7条规定。 按该条规定受拉锚栓的长度不应小于锚栓直径的35倍，并应采用双螺母。当锚固深度受到限制时，应使锚栓牢固的固定在锚板或锚梁上。如图5.5.8-2所示：  图5.5.8-2 锚栓
5.5.9	网壳上的檩条支托是随着网壳的曲面变化的，其连接螺栓或与球的焊缝没有验算受拉、剪、弯的复合应力状态。	一般平板网架的檩条支托或找坡支托基本上是垂直于地面，故没有验算连接螺栓而按构造设立，网壳上的支托是斜着放的，应验算连接处是否满足受力要求。如图5.5.9所示：  图5.5.9 网壳支托

序号	常见问题	改进措施
5.5.10	钢管网架中方钢管相关连接没有任何加强即按刚接节点计算。	方钢管网架或立体桁架相关连接，若按刚接节点计算必须对连接处进行加强，如在支管与主管连接处，主管翼缘加厚并设加劲肋如图5.5.10(a)所示，也可在支管端部侧边加劲板如图5.5.10(b)所示等。  (a)  (b) 图5.5.10 节点加强示例

主编单位、参编单位、联系人及电话

主编单位

中冶京诚工程技术有限公司	王立军	010-83587001
中国建筑标准设计研究院	汪洪涛	010-88361155-800

图集主审人

柴　昶

主管单位、联系人及电话

中国建筑标准设计研究院	李文扬	010-88361155-800
		（国标图热线）