

钢—混凝土组合框架梁设计标准

条文说明

制定说明

本标准制定过程中，编制组进行了广泛深入的调查研究，总结了我国工程建设中钢—混凝土组合结构领域的实践经验，同时参考了国外先进技术法规、技术标准，并在广泛征求意见的基础上，对主要问题进行了反复讨论、协调，最终确定各项技术要求。

为便于广大技术和管理人员在使用本标准时能正确理解和执行条款规定，《钢—混凝土组合框架梁设计标准》编制组按章、节、条顺序编制了本标准的条文说明，对条款规定的目的、依据以及执行中需注意的有关事项等进行了说明。本条文说明不具备与标准正文及附录同等的法律效力，仅供使用者作为理解和把握标准规定的参考。

目 次

1	总则	(48)
2	术语和符号	(50)
2.1	术语	(50)
2.2	符号	(50)
3	基本规定	(51)
4	材料	(54)
5	弹性整体结构计算	(55)
5.1	弹性内力计算和层间位移角验算	(55)
5.2	用于承载力极限状态验算的内力调整	(57)
6	承载能力极限状态验算	(60)
6.1	承载能力极限状态塑性有效翼缘宽度	(60)
6.2	剪力连接件设计	(66)
6.3	关键截面极限抗弯承载力验算	(68)
6.4	抗剪承载力验算和弯剪耦合作用	(72)
6.5	纵向抗剪验算	(72)
7	正常使用极限状态验算	(75)
7.1	竖向挠度验算	(75)
7.2	梁端裂缝宽度验算	(77)
8	弹塑性时程分析	(81)
8.1	梁—壳混合有限元模型	(81)
8.2	考虑楼板空间组合效应的纤维模型	(82)
9	构造措施	(86)
9.1	一般规定	(86)
9.2	梁柱固接节点的构造	(86)

1 总 则

1.0.1 近 20 多年来,组合结构得到迅猛发展,一方面为解决大型公共建筑超高、大跨等复杂问题提供新的思路,另一方面在量大面广的住宅等民用建筑中逐步展现出优势。和工程发展相同步,组合结构领域的研究成果也日趋丰富,为组合结构工程的实施提供了强有力的支撑。尽管如此,我国关于组合结构的规范体系显著落后于工程和科研实践,阻碍了组合结构的进一步发展。

钢—混凝土组合框架结构是最基本的一种组合结构形式,而在这种形式中,钢—混凝土组合框架梁是最基本的一种组合结构构件,但我国现有规范中均无关于此类构件设计的相关规定。

本标准编写吸取了钢—混凝土组合框架梁设计中的最新研究成果和实际工程经验,参考和借鉴了国外先进的标准,并广泛征求了设计、施工、建设、管理等部门的意见,旨在为钢—混凝土组合框架梁在建筑等工程设计中的应用提供具有指导性和参考性的技术规定。

1.0.2 钢—混凝土组合框架梁是一种很灵活的结构构件,可以和各类柱子刚接,包括钢筋混凝土柱、型钢混凝土柱、钢柱、钢管混凝土柱,这也体现了钢—混凝土组合框架梁在工程实践中的广泛适用性。各类柱子的设计可以参照相应的规范执行,本标准主要介绍钢—混凝土组合框架梁的设计及其和各类柱子的刚接构造。

1.0.3 试验结果表明,钢—混凝土组合框架梁抗震性能优越,滞回耗能能力强,因此可以在 6 度至 9 度地震区使用。

1.0.4 限于篇幅,本标准仅就钢—混凝土框架梁构件在设计中的关键技术给出相关规定。而在结构体系层面,还必须遵守相关的国家现行有关规范和标准以及现行中国工程建设标准化协会有关标准,本标准不再赘述。

1.0.5 和柱子固接的钢—混凝土组合框架梁在竖向荷载和水平荷载(风荷载和地震作用)作用下表现出显著而复杂的楼板空间组合效应,如图 1 所示,那是由于钢梁和混凝土翼板之间通过剪力连接件连接在一起共同工作,而楼板又是一种空间受力的构件。本标准的相关设计方法大都是从楼板空间组合效应入手而研究出来的。

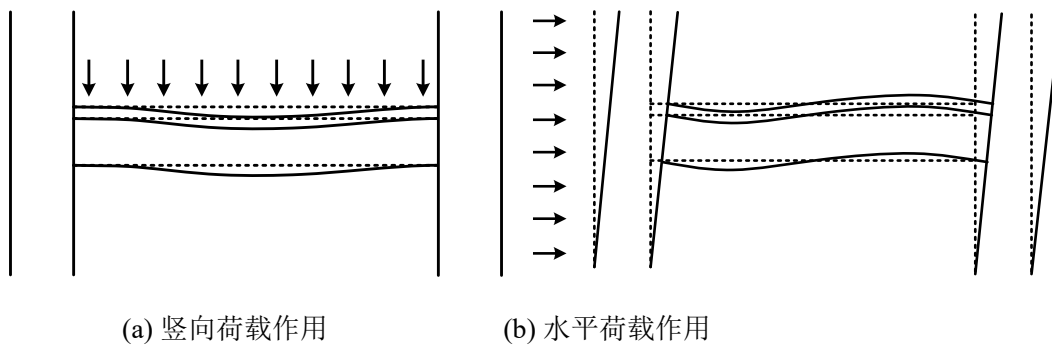


图 1 钢—混凝土组合框架梁的楼板空间组合效应

2 术语和符号

2.1 术语

2.1.1~2.1.9 本节根据现行国家标准《工程结构设计基本术语标准》GB/T 50083 并结合本标准的具体情况列出了钢—混凝土组合框架梁设计相关的关键术语定义。

2.2 符号

2.2.1~2.2.4 本节根据现行国家标准《工程结构设计通用符号标准》GB/T 50132 并结合本标准的具体情况整理出了本标准设计计算公式所用到的符号定义。

3 基本规定

3.0.1 钢—混凝土组合框架梁的翼板有多种形式可以选择。最基本的形式是现浇混凝土板（如图 3.0.1(a)所示），整体性好，但需要搭脚手架，支模板，现场湿作业量大。为了克服这一缺点，可以采用叠合板组合梁（如图 3.0.1(b)所示），也就是在钢梁上先铺设预制板，然后再后浇混凝土层，使混凝土翼缘板形成整体共同工作，这样预制板在施工期间可以兼做模板，施工完后可以参与受力，大大减少了现场湿作业量，不用搭脚手架和支模板，而且整体性和现浇混凝土板类似。叠合板中的预制板有两个关键构造：（1）预制板上表面拉毛并设置抗剪钢筋，从而加强预制板和现浇混凝土层之间的共同工作；（2）梁端伸出胡子筋，用于混凝土翼板的纵向抗剪，但板端伸出的胡子筋经常与栓钉的空间位置冲突，为此可以将出胡子筋的传统预制板改成板端不出筋的开槽预制板（如图 3.0.1(c)），这样待放置好预制板后，在所开槽口里放置用于纵向抗剪的钢筋，由于槽口有一定的宽度，从而便于调节纵向抗剪钢筋的位置使之不与栓钉位置冲突。此外，另一类混凝土翼板为压型钢板混凝土组合板，压型钢板的种类包括：开口型压型钢板（如图 3.0.1(d)）、缩口型压型钢板（如图 3.0.1(e)）、闭口型压型钢板（如图 3.0.1(f)），在这三种压型钢板中，开口型和缩口型压型钢板造成的截面损失比较大，因此在实际工程中优先采用闭口型压型钢板，采用压型钢板混凝土组合板的另一个问题是焊钉连接件要透焊压型钢板，焊接质量有时难以保证。综上，实际工程中推荐采用板端不出筋的叠合板组合梁（图 3.0.1(c)），这一构造也符合当前大力发展装配式组合结构建筑的趋势。

3.0.2 钢梁采用开口箱梁截面形式的组合框架梁在解决大跨重载难题时具有良好的技术经济效益。譬如：适用于重载条件的大跨钢-混凝土组合转换结构，如图 2 所示，大跨重载钢—混凝土组合转换梁采用开口箱形变截面组合梁，并能够与不同形式的框架柱相连。除转换结构外，也可应用于巨型框架结构。这种大跨组合转换结构与传统混凝土及型钢混凝土转换结构相比具有如下优势：（1）跨中正弯矩区钢箱内仅在上部浇筑混凝土，不仅有效解决了混凝土翼板受压面积不足的

问题，还可有效减轻结构自重；（2）梁端钢箱内浇筑混凝土，可防止钢梁失稳，提高梁端抗剪能力和抗弯能力，并增大结构刚度；（3）钢箱梁作为现场混凝土浇筑平台和部分模板，简化了施工并易于控制质量；（4）避免裂缝外露，使用性能好；（5）结构高度小，自重轻，用钢量省，抗震性能优越。

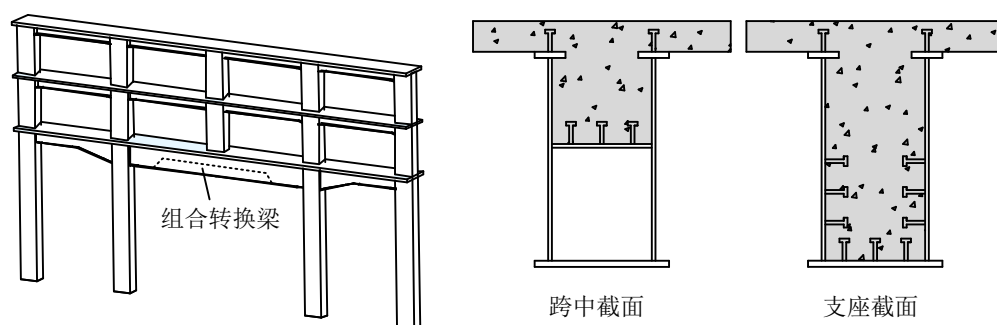


图2 钢—混凝土组合转换梁

3.0.3 钢—混凝土组合框架梁的两个极限状态的设计规定，与现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010、《钢结构设计标准》GB50017、《建筑抗震设计规范》GB50011一致。

3.0.4 钢—混凝土组合框架梁的承载力极限状态设计，应符合现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009、《建筑抗震设计规范》GB50011、《混凝土结构设计规范》GB50010、《钢结构设计标准》GB50017有关极限状态设计表达式的规定，本标准对非抗震设计规定的结构构件重要性系数和抗震设计的承载力抗震调整系数作出规定，其中抗震设计的承载力抗震调整系数的取值参考现行标准《组合结构设计规范》JGJ 138。

3.0.5 所谓“不直接承受疲劳荷载”主要考虑本标准给出的组合框架梁设计方法为塑性设计法。根据已有研究成果和工程实践经验，直接承受疲劳荷载的组合框架梁与不直接承受疲劳荷载的组合框架梁相比在设计方法上有两点不同：一是需要进行疲劳验算，具体可参考现行国家标准《钢结构设计标准》GB50017和欧洲组合结构设计规范 EC4: Design of composite steel and concrete structures 的相关条文；二是不能采用塑性方法进行承载力计算，应按照弹性理论进行计算，即采用换算截面法验算荷载效应设计值在组合框架梁截面产生的应力（包括正应力和剪应力等）小于材料的设计强度。

3.0.6 对于板件宽厚比不符合塑性设计法要求的组合梁，也应采用弹性设计方法。

需要特别注意的是，焊钉能为钢板提供有效的面外约束，因此具有提高板件受压局部稳定性的作用，若焊钉的间距足够小，则即使板件不符合塑性调幅设计法要求的宽厚比限值，同样能够在达到塑性极限承载力之前不发生局部屈曲，此时也可采用塑性方法进行设计而不受板件宽厚比限制，本标准参考了欧洲组合结构设计规范 EC4 的相关条文，给出了不满足板件宽厚比限值仍可采用塑性调幅设计法的焊钉最大间距要求。

4 材料

4.0.1 在钢—混凝土组合框架梁中钢材的选用标准是按照现行国家标准《钢结构设计标准》GB50017、《碳素结构钢》GB/T 700 和《低合金高强度结构钢》GB/T 1591 确定的，其钢材性能应与钢结构对钢材性能的规定相同。沸腾钢含氧量较高，冲击韧性较低，冷脆和时效倾向大，因此规定宜采用镇静钢。

4.0.2 地震区钢材应具有较好的延性，其性能应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的相关规定。钢材的极限抗拉强度是决定结构安全储备的关键，因此与屈服强度不能太接近，屈强比不应大于 0.85；同时钢材应有明显的屈服台阶、伸长率应大于 20%，以保证组合框架梁构件具有足够的塑性变形能力。

4.0.3 为了保证压型钢板组合梁的耐久性，根据实际工程经验及参考相关欧盟标准，规定压型钢板的防腐镀锌层双面重量不宜小于 275g/m²。

4.0.4 为了保证圆柱头焊钉有充分的塑性变形能力，从而满足非抗剪连接设计的要求，此条给出了圆柱头焊钉的材料性能要求。

4.0.5 为了充分发挥钢—混凝土组合框架梁构件中钢材的作用，同时保证构件在地震作用下有必要的承载力和延性，混凝土强度等级不宜过低。

4.0.6 本条为现行规范《混凝土结构通用规范》GB55008 中给出的各类冷轧和热轧带肋钢筋，均可应用于钢—混凝土组合框架梁中的楼板钢筋。

4.0.7 本条为考虑地震作用的钢—混凝土组合框架梁中楼板钢筋应符合的规定，参照现行规范《混凝土结构通用规范》GB55008，第 1 款中抗拉强度实测值与屈服强度实测值的比值工程中习惯称为“强屈比”，第 2 款中屈服强度实测值与屈服强度标准值的比值工程中习惯称为“超强比”或“超屈比”，第 3 款中钢筋的最大力总延伸率习惯上也称为均匀延伸率。

5 弹性整体结构计算

5.1 弹性内力计算和层间位移角验算

5.1.1 楼板与钢梁通过抗剪连接件相连，可以显著放大钢梁的刚度，本条是通过大量梁—壳混合有限元分析归纳得到的，总体上分为以下 3 个步骤：

(1) 提出侧向荷载作用下对称钢梁截面的刚度放大系数公式。图 3 所示为采用的梁—壳混合有限元模型，梁端由于有横梁的作用，实际上既不是弱约束的情况（如图 3a），也不是强约束的情况（如图 3b），而是可以用一组弹簧来模拟梁端约束情况（如图 3c），但这样做太过复杂。因此，本标准采用梁端弱约束和梁端强约束得到的表达式求平均值的方法来近似考虑梁端约束的情况。图 4 所示为侧向荷载作用对称钢梁截面中梁弱约束和强约束模型的拟合结果分别如式（1）和式（2）所示。将式（1）和式（2）求平均，即可得到正文式(5.1.1-4)。

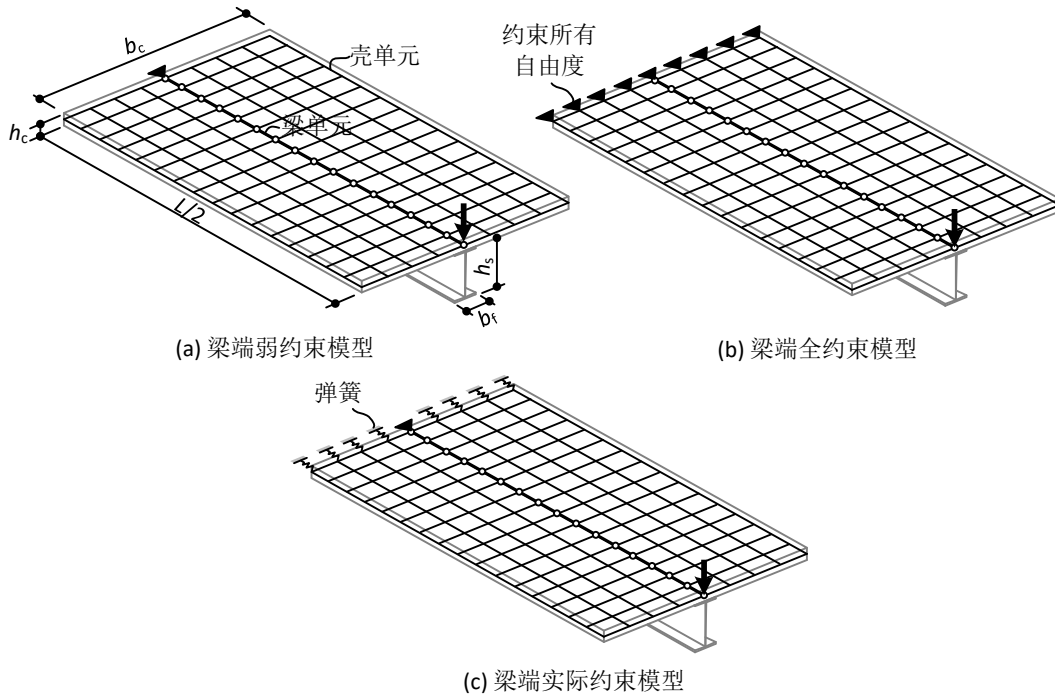


图 3 侧向荷载下的梁—壳混合有限元模型

$$\alpha_{sy} = \frac{1.8}{\left(\frac{I_s}{I_c}\right)^{0.3} - 0.5} + 1 \quad (1)$$

$$\alpha_{sy} = \frac{2.6}{\left(\frac{I_s}{I_c}\right)^{0.3} - 0.5} + 1 \quad (2)$$

式中: I_s —— 钢梁抗弯惯性矩 (mm^4);
 I_c —— 混凝土板截面等效惯性矩 (mm^4), 按正式式(5.1.1-5)计算。

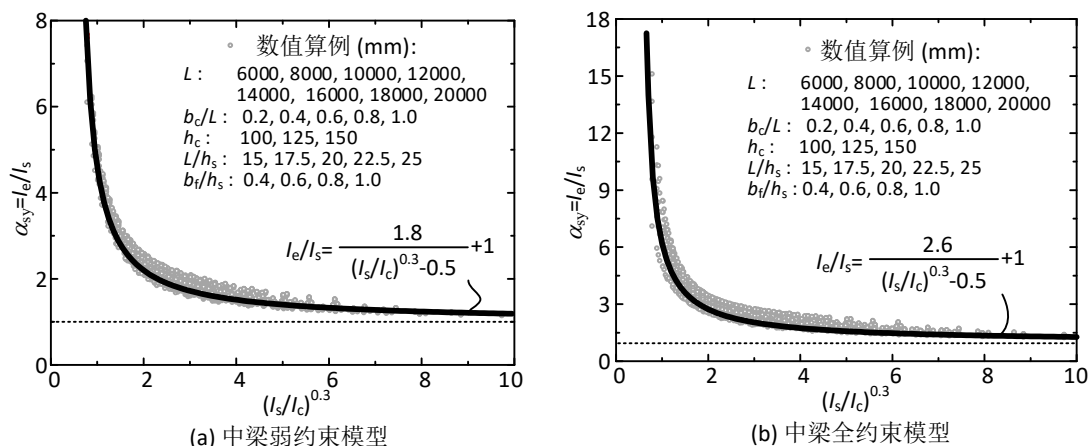


图 4 侧向荷载下对称钢梁截面中梁弱约束和全约束模型拟合公式

(2) 通过大量数值算例, 充分验证了上述用于侧向荷载下对称钢梁截面的计算公式同样可用于竖向集中荷载和均布荷载作用下的工况。

(3) 通过将非对称钢梁截面修改成对应的对称钢梁截面, 通过大量数值算例归纳得到刚度放大系数的非对称钢梁截面修正系数 α' , 如正式式(5.1.1-3), 公式计算结果和数值模型计算结果的对比如图 5 所示。

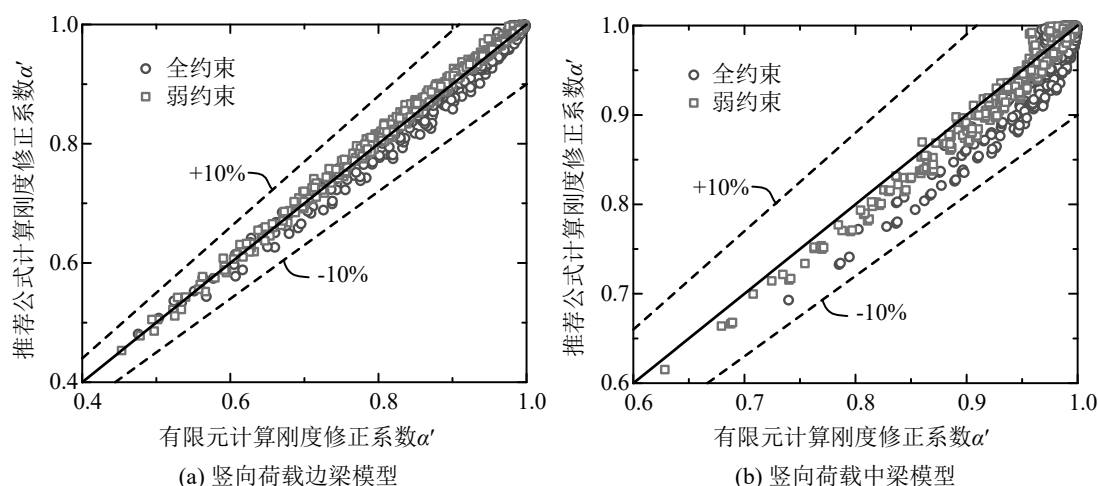


图 5 非对称钢梁截面组合框架刚度修正系数建议公式与数值计算结果对比

需要特别指出的是, 此处计算的刚度值主要用于层间位移角的验算, 按照混

凝土结构等其他传统结构的惯例，采用不考虑开裂的刚度。

本条的详细推导过程可参考清华大学的成果：陶慕轩, 聂建国. 考虑楼板空间组合作用的组合框架体系设计方法. II: 刚度及验证. 土木工程学报, 2013, 46(2): 1-12; Liu T S, Zhou Q L, Tao M X. Stiffness amplification coefficient for composite frame beams considering slab spatial composite effect. Composite Structures, 2021, 270: 114105.

5.1.2 此处给出了带有组合框架梁的各种不同类型结构形式在多遇地震标准值作用下的层间位移角限值。其中，采用钢柱的结构形式参考《钢结构设计标准》GB 50017 定为 1/250；采用钢管混凝土柱的结构形式参考《钢管混凝土结构技术规范》GB 50936 定为 1/300，采用型钢混凝土结构形式和钢管混凝土的结构形式类似，定为 1/300；采用钢筋混凝土柱的结构形式，设计采用不同层间位移角限值的算例，通过 Pushover 分析方法，由能力谱方法得到弹塑性需求谱与能力谱的交点，即性能点，并以此确定结构的性能状态以及塑性铰发展情况，综合经济性以及安全性，给出了此类结构的弹性层间位移角限值的合理取值为 1/350。

5.2 用于承载力极限状态验算的内力调整

5.2.1 组合梁在负弯矩作用下混凝土翼板会开裂，从而引起内力重分布，同时，若按塑性和弯矩调幅设计法设计组合框架梁，同样会引起内力重分布，因此两种内力重分布相叠加使得实际组合框架梁承受的负弯矩会远小于按弹性未开裂计算得到的弯矩值，考虑这两种内力重分布也有利于更经济的设计，这也是组合框架梁相比于其他框架梁所特有的现象。

本条给出的是组合框架梁在侧向荷载作用下内力调整的限值，是通过大量壳—实体精细有限元模型的计算结果经归纳得到的，其中负弯矩调整系数大些，数值计算结果的平均值大约为 25% 左右，正弯矩调整系数小些，数值计算结果的平均值大约为 5% 左右，故取这两个值分别作为正弯矩和负弯矩调幅系数的上限。

若要进行更精确的计算，可采用如下各式计算负弯矩和正弯矩的调整系数：

$$M_{c,hogging} = (1 - \eta_{hogging}) M_{e,hogging} \quad (3)$$

$$M_{c,sagging} = (1 - \eta_{sagging}) M_{e,sagging} \quad (4)$$

$$\eta_{hogging} = 1 - (1 - \eta_1)(1 - \eta_2) \quad (5)$$

$$\eta_{sagging} = 1 - (1 - \eta_1) \left(1 + \eta_2 M_{e,hogging} / M_{e,sagging} \right) \quad (6)$$

$$\eta_1 = 0.0668 \ln(k) + 0.1115 \ln(L / h_s) - 0.0426 \rho + 0.0544 (h_c / 150) - 0.0313 (L / 10000) - 0.0763 \quad (7)$$

$$\eta_2 = 0.0121 \ln(k) + 0.1550 \ln(L / h_s) - 0.0430 \rho + 0.0504 (h_c / 150) - 0.0519 (L / 10000) - 0.0526 \quad (8)$$

式中：

- $M_{c,hogging}$ —— 内力调小后的负弯矩值 (N•mm)；
- $M_{e,hogging}$ —— 弹性未开裂计算得到负弯矩值 (N•mm)；
- $M_{c,sagging}$ —— 内力调小后的正弯矩值 (N•mm)；
- $M_{e,sagging}$ —— 弹性未开裂计算得到负弯矩值 (N•mm)；
- $\eta_{hogging}$ —— 负弯矩调整系数；
- $\eta_{sagging}$ —— 正弯矩调整系数；
- k —— 梁柱线刚度比，具体取为梁的线刚度比上与其两端相连的两根下层柱线刚度的平均值；
- L —— 梁跨度 (mm)；
- h_s —— 钢梁高度 (mm)；
- ρ —— 楼板配筋率 (mm)；
- h_c —— 楼板厚度 (mm)。

图6和图7分别给出了上述正弯矩调幅系数和负弯矩调幅系数计算公式的误差分布图和数值计算结果分布图。

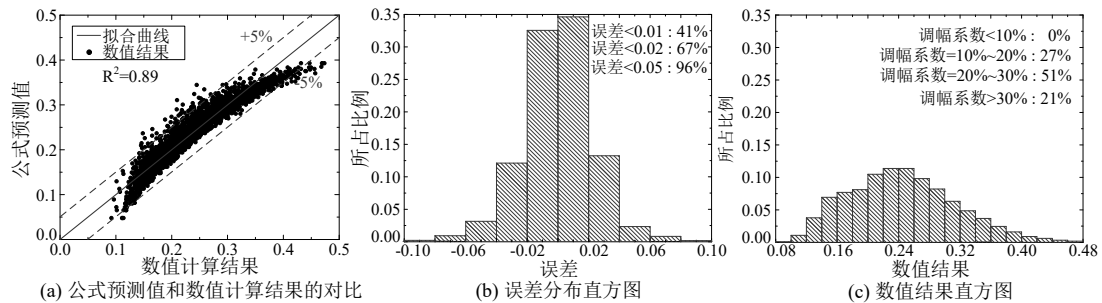


图6 $\eta_{hogging}$ 的误差分布图及数值计算结果分布图

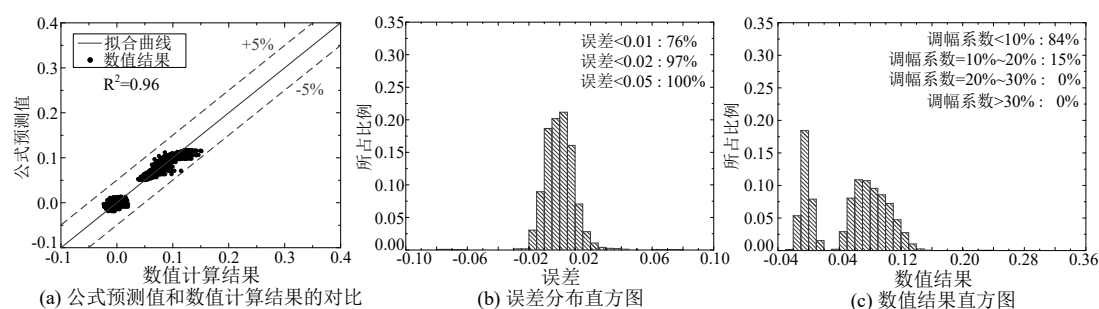


图 7 η_{sagging} 的误差分布图和数值计算结果分布图

5.2.2 组合框架梁在竖向荷载作用下具有良好的内力重分布能力，这里的内力重分布考虑两部分因素：第一部分是梁端混凝土开裂引起的内力重分布，另一部分是梁端通过塑性设计采用弯矩调幅法导致的内力重分布。充分考虑这两部分内力重分布，可以使组合框架梁的结构高度进一步减小，经济性能进一步增强。欧洲组合结构设计规范 EC4 建议，当采用非开裂分析时，对于第一类截面，调幅系数可取 40%，第二类截面 30%，第三类截面 20%，第四类截面 10%，而《钢结构设计标准》GB 50017 中的 S1 类截面基本满足第一类截面要求，且全部满足第二类截面要求。本条文参考《钢结构设计标准》GB 50017，规定满足 S1 类截面要求的组合框架梁在竖向荷载作用下的梁端调幅系数取为 20%。

6 承载能力极限状态验算

6.1 承载能力极限状态塑性有效翼缘宽度

6.1.1 钢—混凝土组合框架梁主要承受竖向荷载和侧向荷载，当以侧向荷载为主时，一端出现正弯矩塑性铰，另一端出现负弯矩塑性铰，梁的两端为最不利截面。为了验算梁端塑性铰的极限承载力，就需要首先得到基于承载能力极限状态的塑性有效翼缘宽度。本条是采用大量全壳弹塑性有限元分析归纳得到的。计算中采用以下四个假定和定义：（1）假定强柱弱梁，塑性铰出现在梁端；（2）定义承载能力极限状态为层间位移角为 1/50 时的状态；（3）不考虑钢梁与混凝土翼板之间的滑移效应；（4）定义承载能力极限状态塑性有效翼缘宽度为：

$$b_{e,\text{end}}^+ = \frac{\int_{-b_c/2}^{b_c/2} \sigma_c dx}{f_c} \quad (9)$$

$$b_{e,\text{end}}^- = \frac{\int_{-b_c/2}^{b_c/2} \sigma_r dx}{f_{yr}} \quad (10)$$

式中：

- b_c —— 混凝土楼板的实际宽度（mm）；
- f_c —— 混凝土楼板棱柱体抗压强度（N/mm²）；
- f_{yr} —— 混凝土楼板纵筋的抗拉屈服强度（N/mm²）；
- σ_c —— 梁端混凝土板中面层的纵向应力（N/mm²）；
- σ_r —— 梁端混凝土板中钢筋的纵向应力（N/mm²）。

上式中，积分坐标轴的定义如图 8 所示。

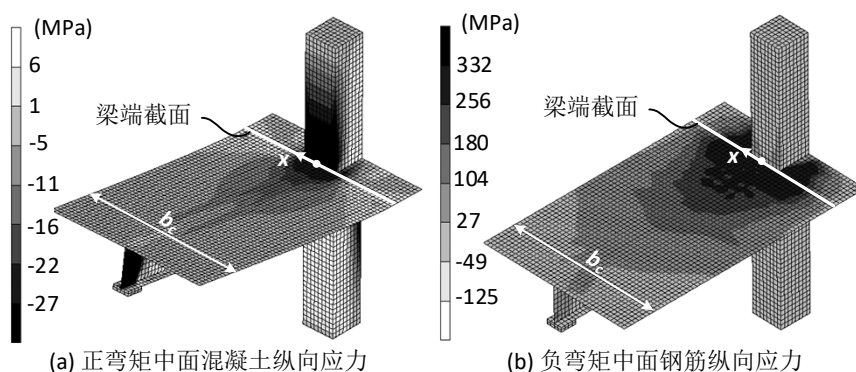


图 8 位移角 1/50 时的楼板应力

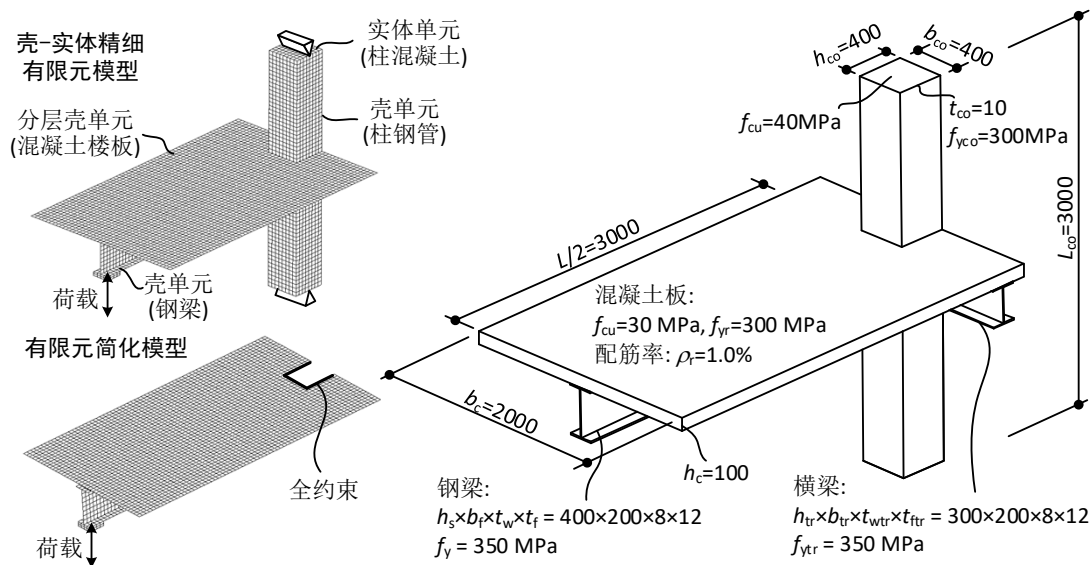


图 9 基本算例和有限元模型

研究采用的基本算例和有限元模型如图 9 所示，经过计算对比，对于梁端出塑性铰的情况，即使按刚性柱假定的简化模型（如图 9 所示）计算，其结果和考虑柱子实际刚度的模型结果十分接近，因此，为了减小计算开销，提高计算效率，本标准的相关公式都是通过图 9 所示的简化模型得来的。

根据试验观察和有限元计算，可知矩形截面柱和圆形截面柱在梁端的受力机制大体相同但略有差别，如图 10 所示，对于矩形截面柱的情况，节点区表现为正弯矩作用下的“压柱”机制和负弯矩作用下的“拉横梁机制”，因此，正弯矩作用下的极限状态有效翼缘宽度为柱宽度放大某一倍数，而负弯矩作用下的极限状态有效翼缘宽度为楼板全宽乘以一个折减系数，且边节点和中节点的有效翼缘宽度相同。而对于圆形截面柱的情况，由于圆形截面有一个倒角，所以正弯矩作用下不仅表现为“压柱”机制，还表现为“压横梁机制”，而负弯矩作用下同样表现为“拉横梁机制”，因此，边节点的正弯矩有效宽度尽管同样取为柱尺寸的某个倍数，但其值不仅和柱尺寸有关，还和横梁横向刚度有关，而边节点的负弯矩有效宽度仍然同矩形截面柱，为楼板全宽乘以一个折减系数。此外，圆形截面柱和矩形截面柱的另一个不同是圆形截面柱的边节点有效翼缘宽度和中节点的有效翼缘宽度不同。

为了示意本条公式如何使用，这里以图 9 中的基本算例为例，分别给出梁端正弯矩和负弯矩极限状态有效翼缘宽度值的计算过程和结果。

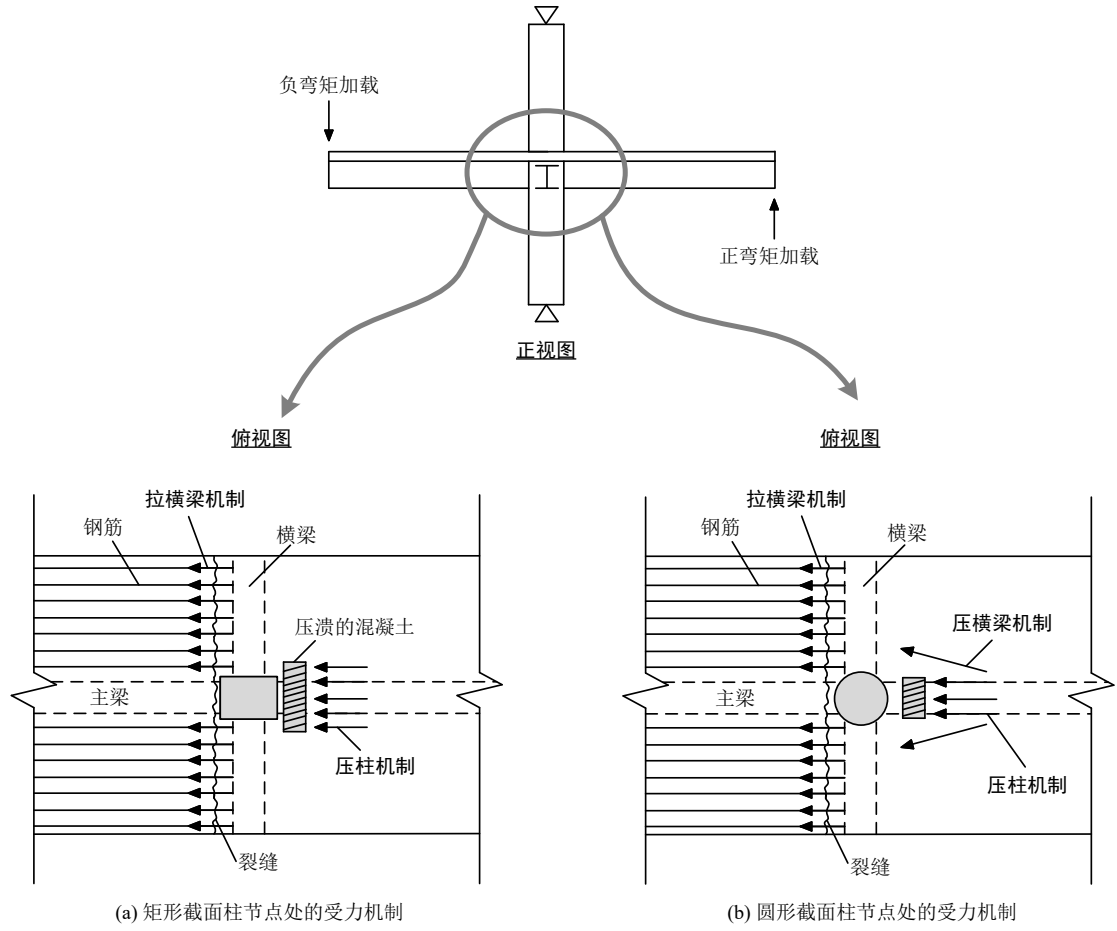


图 10 不同柱截面节点区的受力机制

(1) 梁端截面达到极限正弯矩时的有效翼缘宽度 $b_{e,end}^+$:

$$\eta_i^+ = \frac{15}{\frac{b_{co}^2}{b_{i2}h_s} + 6} = \frac{15}{\frac{400^2}{200 \times 400} + 6} = 1.875 \geq 1 \quad (11)$$

$$b_i^+ = 0.5 \cdot \eta_i^+ \cdot b_{cw} = 0.5 \times 1.875 \times 400 = 375 \leq b_{ci} = 1000 \quad (12)$$

$$b_{e,end}^+ = \sum_{i=1}^2 b_i^+ = b_1^+ + b_2^+ = 375 + 375 = 750 \text{mm} \quad (13)$$

(2) 梁端截面达到极限负弯矩时的有效翼缘宽度 $b_{e,end}^-$:

$$b_{ce} = \sqrt{h_{co} b_{co}} = \sqrt{400 \times 400} = 400 \text{mm} \quad (14)$$

$$\begin{aligned}
\eta_{0,i} &= \left[0.24 + 0.2 \ln \left(15 \frac{-0.5b_{f1} + 0.5b_{f2} + h_s}{b_{ci}} + 0.3 \right) \right] \\
&\quad \left[0.58 + 0.47 \ln \left(7.5 \frac{b_{ce}}{b_{ci}} + 0.3 \right) \right] \\
&= \left[0.24 + 0.2 \times \ln \left(15 \frac{-0.5 \times 200 + 0.5 \times 200 + 400}{1000} + 0.3 \right) \right] \\
&\quad \left[0.58 + 0.47 \ln \left(7.5 \frac{400}{1000} + 0.3 \right) \right] = 0.694
\end{aligned} \tag{15}$$

$$\zeta_{tr,i} = 1 + 0.55 \frac{b_{tr1,i}}{b_{ce}} = 1 + 0.55 \frac{200}{400} = 1.275 \tag{16}$$

$$\eta_{300,i} = \zeta_{tr,i} \cdot \eta_{0,i} = 0.694 \times 1.072 = 0.744 \leq 1 \tag{17}$$

$$\begin{aligned}
\zeta_{r,i} &= \left[0.0018 (300 \langle \text{Unit:MPa} \rangle - f_{st}) \right] \sqrt{1 - \eta_{300,i}} + 1 \\
&= \left[0.0018 \times (300 - 300) \right] \sqrt{1 - 0.744} + 1 = 1
\end{aligned} \tag{18}$$

$$\eta_i^- = \zeta_{r,i} \cdot \eta_{300,i} = 1 \times 0.744 = 0.744 \tag{19}$$

$$\begin{aligned}
b_{e,end}^- &= \sum_{i=1}^2 \eta_i^- b_{ci} = \eta_1^- b_{c1} + \eta_2^- b_{c2} \\
&= 0.744 \times 1000 + 0.744 \times 1000 = 1488 \text{mm}
\end{aligned} \tag{20}$$

6.1.2 当钢—混凝土组合框架梁承受荷载比较重，或跨度比较大，其内力包络更像一根连续梁，则最不利截面为梁两端负弯矩截面和跨中正弯矩截面。经过对 16 组钢-混凝土连续组合梁竖向荷载作用的静力加载试验数据进行考察，发现可以将最大挠跨比达到 1/50 作为竖向荷载作用下组合框架梁的承载能力极限状态的标准。

1 为了验证侧向荷载梁端抗弯承载力公式对竖向荷载梁端抗弯承载力计算的适用性，对于圆形截面柱情况，在工程合理范围内变化钢梁高度 h_s 、柱子直径 D 、横梁翼缘宽度 b_{tr} 和楼板宽度 b_c 进行数值计算，各参数变化范围为：钢梁高度 h_s 从 250mm 变化到 550mm，柱子直径 D 从 400mm 变化到 800mm，横梁翼缘宽度 b_{tr} 从 100mm 变化到 300mm，同时考虑有无横梁的影响，楼板宽度 b_c 从 2000mm 变化到 3000mm，对这 4 个参数进行完全排列组合，得到 72 个数值结果同样的，对于矩形截面柱情况，在工程合理范围内变化钢梁高度 h_s 、柱子宽度 b_{co} 、横梁翼缘宽度 b_{tr} 和楼板宽度 b_c 进行数值计算，各参数变化范围为：钢梁高

度 h_s 从 250mm 变化到 550mm，柱子宽度 b_{co} 从 400mm 变化到 800mm，横梁翼缘宽度 b_{tr} 从 100mm 变化到 300mm，同时考虑有无横梁的影响，楼板宽度 b_c 从 2000mm 变化到 3000mm，对这 4 个参数进行完全排列组合，也得到 72 个数值结果。图 11 和图 12 分别给出了组合框架采用圆形截面柱和矩形截面柱时，竖向荷载和侧向荷载下梁端抗弯承载力的对比，由数值结果可知，竖向荷载和侧向荷载下梁端受弯承载力的差距均在 15% 以内，因此，侧向荷载下梁端负弯矩极限状态的有效宽度也适用于竖向荷载的情况。

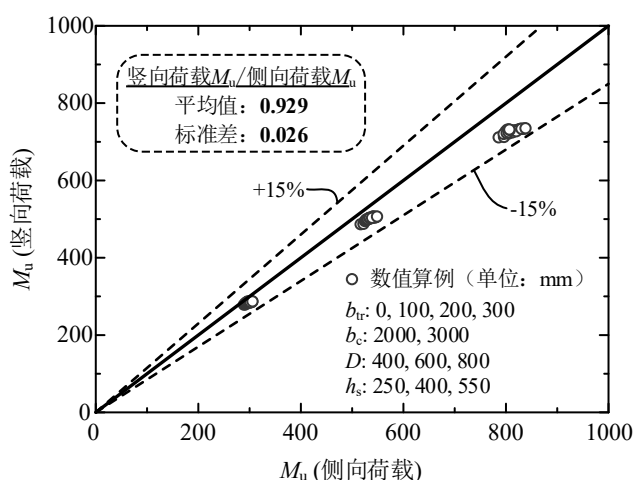


图 11 采用圆形截面柱时竖向荷载和侧向荷载下梁端受弯承载力的对比

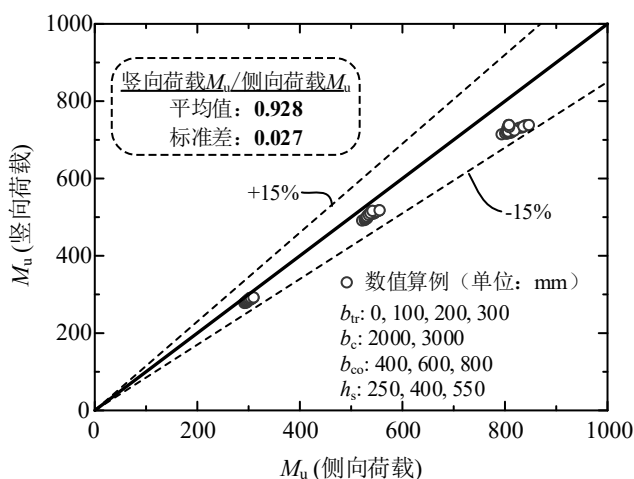


图 12 采用矩形截面柱时竖向荷载和侧向荷载下梁端受弯承载力的对比

2 竖向荷载极限正弯矩状态跨中截面混凝土翼板有效宽度公式是基于 MSC.MARC 大量非线性数值分析并进行参数拟合的结果。由图 13 和图 14 可知，绝大多数 M_u^+ 的相对误差在 $\pm 5\%$ 以内，最大相对正误差为 +6.2%，最大相对负误

差为-2.8%，相对误差的算数平均值为+0.3%，相对误差绝对值的算数平均值为0.7%，相对误差的标准差为 1.0%。

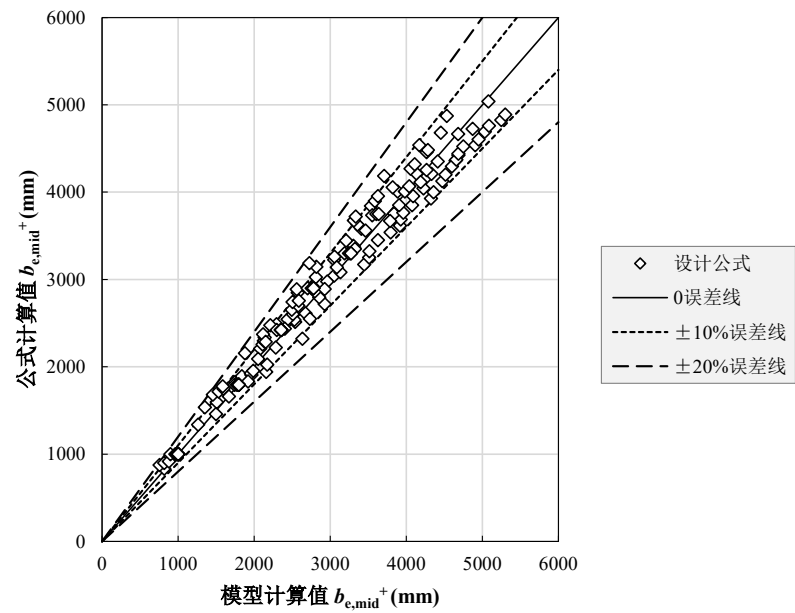


图 13 有效宽度 $b_{e,mid}^+$ 模型与公式计算误差分析

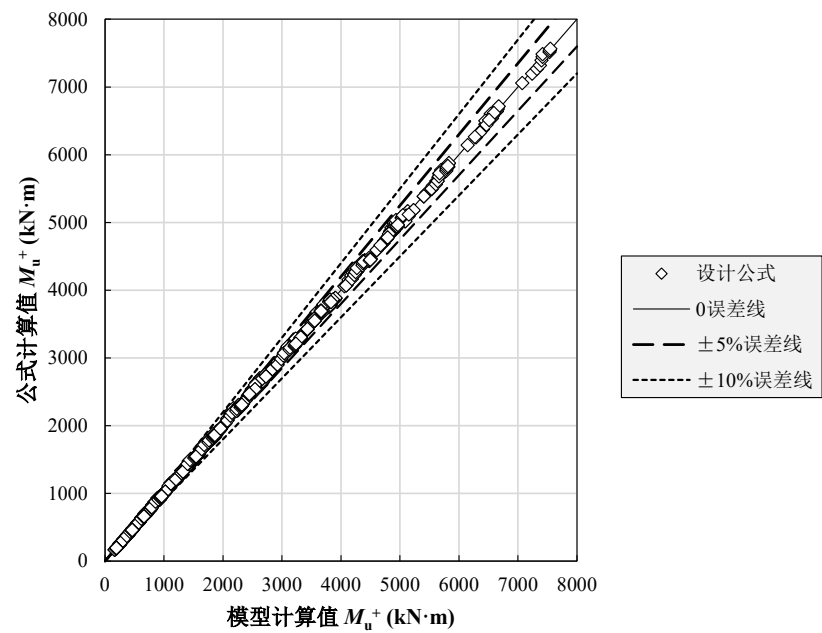


图 14 竖向荷载控制下跨中极限抗弯承载力 M_u^+ 模型与公式计算误差分析

这里同样以图 9 中的基本算例为例，给出跨中正弯矩承载力极限状态的有效翼缘宽度的计算过程和结果：

$$\eta_{b1} = \eta_{b2} = \ln b_1 - 6.908 = \ln 900 - 6.908 = -0.106 \geq -0.8 \quad (21)$$

$$\begin{aligned} \gamma_1 = \gamma_2 &= 3.1 \cdot \eta_{bi} \cdot l^{-0.27} + 7.92 \cdot l^{-0.33} \\ &= 3.1 \cdot (-0.106) \cdot 6000^{-0.27} + 7.92 \cdot 6000^{-0.33} = 0.417 \leq 1 \end{aligned} \quad (22)$$

$$\gamma_u = 53 \cdot l^{-0.52} = 53 \cdot 6000^{-0.52} = 0.575 \quad (23)$$

$$\begin{aligned} b_{e1}^+ = b_{e2}^+ &= \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot \gamma_u \cdot l = \frac{1}{2} \cdot 0.417 \cdot 0.575 \cdot 6000 \\ &= 719 \text{mm} \leq b_1 = 900 \text{mm} \end{aligned} \quad (24)$$

$$b_{e,\text{mid}}^+ = b_{f1} + \sum_{i=1}^2 b_{ei}^+ = 200 + 719 + 719 = 1638 \text{mm} \quad (25)$$

6.2 抗剪连接件设计

6.2.1 目前应用最广泛的抗剪连接件为圆柱头焊钉连接件，在没有条件使用焊钉连接件的地区，可以采用槽钢连接件代替。其他形式的抗剪连接件均不推荐使用。本条给出的连接件受剪承载力设计值计算公式是通过推导与试验确定的。

1 圆柱头焊钉连接件：试验表明，焊钉在混凝土中的抗剪工作类似于弹性地基梁，在焊钉根部混凝土受局部承压作用，因而影响受剪承载力的主要因素有：焊钉的直径（或焊钉的截面积 $A_s = d^2/4$ ）、混凝土的弹性模量 E_c 以及混凝土的强度等级。当焊钉长度为直径的 4 倍以上时，焊钉受剪承载力为：

$$N_v^c = 0.5 A_s \sqrt{E_c f_c^{\text{Actual}}} \quad (26)$$

该公式既可用于普通混凝土，也可用于轻骨料混凝土。考虑可靠度的因素后，式（26）中的 f_c^{Actual} 除应以混凝土的轴心抗压强度 f_c 替代外，尚应乘以折减系数 0.85，这样就得到条文中的焊钉受剪承载力设计公式（6.2.1-1）。

试验研究表明，焊钉的受剪承载力并非随着混凝土强度的提高而无限提高，存在一个与焊钉抗拉强度有关的上限值，该上限值为 $0.7 A_s f_u$ ，约相当于焊钉的极限抗剪强度。根据现行国家标准《电弧螺柱焊用圆柱头焊钉》GB/T 10433，圆柱头焊钉的极限强度设计值 f_u 不得小于 400MPa，详见正文表 4.0.4。

2 槽钢连接件：其工作性能与焊钉相似，混凝土对其影响的因素亦相同，只是槽钢连接件根部的混凝土局部承压区局限于槽钢上翼缘下表面范围内。各国规

以上内容仅为本文档的试下载部分，为可阅读页数的一半内容。如要下载或阅读全文，请访问：<https://d.book118.com/43703216410006106>