



T/CECS XXX:202X

中国工程建设标准化协会标准

**耐火耐候钢压型板-混凝土组合楼板
技术规程**

Technical specification for fire-resistant weathering steel composite slabs

(征求意见稿)

前 言

为促进我国高性能钢材的合理应用，实现建筑节能、保护环境及可持续发展，根据中国工程建设标准化协会《关于印发 2019 年第一批协会标准制订、修订计划的通知》（建标协字[2019]12 号）文件要求，编制组经深入调查研究，认真总结实践经验，参考有关国际标准和国外先进标准，并在广泛征求意见的基础上，制订本规程。

本规程共分 8 章，主要技术内容包括：总则、术语和符号、材料、压型钢板组合楼板承载力及变形计算、组合楼板耐火和耐候设计、连接与构造要求、施工、质量验收及维护。

本规程由中国工程建设标准化协会建筑产业化分会归口管理，由主编单位负责具体技术内容的解释。执行过程中如有意见和建议，请反馈给中冶建筑研究总院有限公司（地址：北京市海淀区西土城路 33 号，邮编：100088）。

本规程主编单位：

本规程参编单位：

本规程主要起草人员：

本规程主要审查人员：

目 次

1 总 则.....	1
2 术语和符号.....	2
2.1 术 语.....	2
2.2 符 号.....	2
3 材 料.....	7
3.1 混 凝 土	7
3.2 钢 筋.....	7
3.3 压型钢板	8
3.4 栓 钉.....	9
4 压型钢板组合楼板承载力及变形计算.....	11
4.1 一般规定	11
4.2 施工阶段承载力及变形计算	14
4.3 使用阶段荷载效应组合及变形计算.....	15
4.4 使用阶段受弯承载力计算	17
4.5 使用阶段受剪承载力计算	19
4.6 正常使用极限状态验算	19
5 组合楼板耐火和耐候设计.....	25
5.1 一般规定	25
5.2 无防火保护的压型钢板组合楼板极限状态.....	25
5.3 压型钢板耐候设计	30
6 连接与构造要求.....	32
6.1 一般规定	32
6.2 配筋要求	32
6.3 端部构造	33
6.4 组合楼板开洞	35
7 施 工.....	37
7.1 一般规定	37
7.2 制作、运输	37
7.3 铺 设.....	38
7.4 压型钢板边端固定.....	38
7.5 包边构造和临时支撑.....	40

7.6 混凝土浇筑	40
7.7 现场切割	40
8 质量验收及维护	41
8.1 一般规定	41
8.2 原材料及成品进场验收	41
8.3 压型钢板安装验收	42
8.4 维 护	43
附录 A 耐大气腐蚀性能评估方法	44
A.1 范 围	44
A.2 方 法	44
附录 B 组合楼板剪切粘结系数 m 、 k 试验方法	45
B.1 说 明	45
B.2 试件制作	45
B.3 试验步骤	46
B.4 试验结果分析	46
B.5 试验结果应用	47
本规范用词说明	51
引用标准名录	52

附：条文说明

Contents

1 General Provisions	1
2 Terms and symbols	2
2.1 Terms	2
2.2 Symbols	2
3 Materials	7
3.1 Concrete	7
3.2 Steel reinforcement	7
3.3 Profiled steel sheeting	8
3.4 Studs	9
4 Ultimate limit state and serviceability state	11
4.1 General requirement	11
4.2 Calculation of bending resistance and deflection on construction stage	14
4.3 Load combination and deflection on service stage	15
4.4 Calculation of bending resistance in service stage	17
4.5 Calculation of shearing resistance in service stage	19
4.6 Verification of composite slabs for serviceability limit states	19
5 Fire resistance and weather resistance design	25
5.1 General requirement	25
5.2 Ultimate limit state of composite slabs without fire protection	25
5.3 Weather resistance design	30
6 Connection and detailing	32
6.1 General	32
6.2 Requirement for reinforcement	32
6.3 End detailings	33
6.4 Openings of composite slabs	35
7 Construction	37
7.1 General	37
7.2 Fabrication and transportation	37
7.3 Laying of profiled steel sheetings	38
7.4 End detailing of decks	38
7.5 Side detailing and temporary supports	40
7.6 Field cutting	40
8 Receiving inspection and maintenance	41
8.1 General	41
8.2 Site acceptance of raw materials and finished products	41
8.3 Acceptance of profiled steel sheetings	42
8.4 Maintenance	43
Appendix A Evaluation method for atmospheric corrosion resistance	44
A.1 Scope	44

A.2 Method	44
Appendix B Test method of shear bond coefficients m, k for composite slabs	
with profiled steel sheets	45
B.1 Specification	45
B.2 Fabrication of specimen	45
B.3 Test procedure	46
B.4 Analysis of test results	46
B.5 Application of test results	47
Explanation of wording in this code	51
List of quoted standards	52
Addition: Explanation of provisions	

1 总 则

1.0.1 为使耐火耐候钢压型板组合楼板的设计、施工及维护做到技术先进、安全适用、经济合理、保证质量，制定本规程。

1.0.2 本规程适用于建筑工程中的耐火耐候钢压型板组合楼板设计、施工、验收及维护。本规程不适用于直接承受动力荷载作用的压型钢板组合楼板。

1.0.3 耐火耐候钢压型板组合楼板设计、施工、验收及维护除应符合本规程外，尚应符合国家现行有关标准的要求。

2 术语和符号

2.1 术 语

2.1.1 耐火耐候钢 fire-resistant weathering steel

通过添加适量的合金元素如钼、铜、铬等，提高钢的耐火和耐大气腐蚀性能，使其在 600°C 时的屈服强度不小于其常温标准屈服强度的 2/3，且按照基于钢的化学成分的评估公式计算的耐大气腐蚀性指数 (I) 不小于 6.0 的钢。

2.1.2 楼承板 deck

施工阶段可以承受全部施工荷载替代模板的钢板。

2.1.3 耐候耐候钢压型板组合楼板 fire-resistant weathering profiled steel deck-concrete slabs

在耐火耐候钢压型板上浇筑混凝土，并能共同受力的楼板。

2.1.4 开口型压型钢板 open trough profile

竖向肋（腹）板沿板件横向张开的压型钢板。

2.1.5 缩口型压型钢板 re-entrant trough profile

竖向肋（腹）板沿板件横向缩紧，缩紧处开口不大于 20mm 的压型钢板。

2.1.6 闭口型压型钢板 flat profile

竖向肋（腹）板与横向板件垂直，相临两竖向肋板被机械力咬合在一起，竖肋上部形成闭口空腔或 L 形，竖肋下部紧贴闭合的压型钢板。

2.1.7 基板 base steel sheet

用于制作压型钢板的薄钢板。

2.1.8 钝化锈层 protective rust

因添加了少量的铜、磷、铬、镍等合金元素，在金属表面形成的可提高钢的耐大气腐蚀性能的、致密的保护性锈层。

2.2 符 号

2.2.1 材料性能

f_{ck} 、 f_{tk} ——混凝土抗压、抗拉强度标准值；

f_c 、 f_t ——混凝土抗压、抗拉强度设计值；

f_{yk} ——钢筋强度标准值；

f_y 、 f'_y ——钢筋抗拉、抗压强度设计值；

f_a 、 f_{av} ——钢板抗拉、抗剪强度设计值；

$f_{a,T}$ ——高温下耐火耐候钢板的抗拉强度设计值；

$f_{c,T}$ ——高温下混凝土抗压强度设计值；

$f_{st,T}$ ——高温下钢筋强度设计值；

E_c 、 E_s 、 E_a ——混凝土、钢筋、钢板弹性模量。

2.2.2 作用、作用效应及承载力

g_k ——组合楼板自重；

g_{Eg} ——主梁板带上的有效均布荷载；

g_{Ej} ——次梁板带上的有效均布荷载；

G_E ——计算板格的有效荷载；

G_{Eg} ——主梁上的有效荷载；

G_{Ej} ——次梁上的有效荷载；

P_0 ——人行走产生的激振作用力；

M ——弯矩设计值；

M_{1G} ——组合楼板自重在设计截面产生的弯矩设计值；

M_{2G} ——除组合楼板自重以外，其他永久荷载在设计截面产生的弯矩设计值；

M_{2Q} ——可变荷载在设计截面产生的弯矩设计值；

M_k ——按荷载效应的标准组合计算的弯矩值；

M_{Gk} ——永久荷载在设计截面产生的弯矩标准值；

M_{Qk} ——可变荷载在设计截面产生的弯矩标准值；

M_{2k} ——除楼板自重以外的永久荷载及可变荷载在设计截面产生的弯矩标准值；

M_T ——耐火极限状态时弯矩设计值；

$M_{u,T}^l$ ——组合楼板达到耐火极限状态时，楼板左端支座截面的受弯承载力；

$M_{u,T}^r$ ——组合楼板达到耐火极限状态时，楼板右端支座截面的受弯承载力；

$M_{0,T}$ ——按本规范第 5.2.3 条计算的简支板跨中弯矩设计值；

V ——最大剪力设计值；

V_{1G} ——组合楼板自重在设计截面产生的剪力设计值；

V_{2G} ——除组合楼板自重以外，其他永久荷载在计算截面产生的剪力设计值；

V_{2Q} ——可变荷载在计算截面产生的剪力设计值；

S ——荷载效应设计值；

S_s ——楼承板、钢筋自重产生的荷载效应标准值；

S_c ——混凝土自重产生的荷载效应标准值；

S_q ——施工阶段可变荷载产生的荷载效应标准值；

Δ_c ——施工阶段按荷载效应的标准组合计算的楼承板挠度值；

Δ_{1GK} ——施工阶段按永久荷载效应的标准组合计算的楼承板挠度值；

Δ_{1QK} ——施工阶段按可变荷载效应的标准组合计算的楼承板挠度值；

Δ_{2GK}^s ——按 $\gamma_d g_k$ 和其他永久荷载标准组合，且按短期截面抗弯刚度计算的组合楼板挠度值；

Δ_{2GK}^l ——按 $\gamma_d g_k$ 和其他永久荷载标准组合，且按长期截面抗弯刚度计算的组合楼板挠度值；

Δ_{QiK}^s ——第 i 个可变荷载标准值作用下，按短期截面抗弯刚度 B^s 计算的挠度值；

Δ_{QiK}^l ——第 i 个可变荷载标准值作用下，按长期截面抗弯刚度 B^l 计算的挠度值；

2.2.3 几何参数

B^s 、 B^l ——短期荷载作用下及长期荷载作用下的截面抗弯刚度；

D_s ——垂直于次梁方向组合楼板单位惯性矩；

D_j ——梁板带单位宽度截面惯性矩；

D_g ——主梁板带单位宽度截面惯性矩；

I_a ——压型钢板截面惯性矩；

I_{ae} ——压型钢板有效截面惯性矩；

I_{eq}^s ——短期荷载作用下的平均换算截面惯性矩；

I_{eq}^l ——长期荷载作用下的平均换算截面惯性矩；

I_u^s 、 I_c^s ——短期荷载作用下未开裂换算截面惯性矩及开裂换算截面惯性矩；

I_u^l 、 I_c^l ——长期荷载作用下未开裂换算截面惯性矩及开裂换算截面惯性矩；

I_{eq}^s 、 I_{eq}^l ——短期荷载作用下及长期荷载作用下的平均换算截面惯性矩；

W_{ae} ——压型钢板有效截面抵抗矩；
 A_a ——计算宽度内组合楼板中压型钢板截面面积；
 A_s ——钢筋面积；
 a ——剪跨；
 b ——板计算宽度，可取 1000mm 或取一个波距宽度；
 b_e ——局部荷载在组合楼板中的有效工作宽度；
 b_{Ej} ——次梁板带有效宽度；
 b_{Eg} ——主梁板带有效宽度；
 b_{min} ——计算宽度内组合楼板换算腹板宽度；
 $b_{l,min}$ ——压型钢板单槽的最小宽度；
 b_w ——局部荷载在压型钢板中的工作宽度；
 c_s ——压型钢板波距宽度；
 h_f ——地面饰面层厚度；
 h ——组合楼板厚度；
 h_0 ——组合楼板截面有效高度；
 h_c ——压型钢板肋以上混凝土厚度；
 h_s ——压型钢板的高度；
 x ——混凝土受压区高度；
 l ——板计算跨度(轴线距离)；
 l_n ——板净跨度。

2.2.4 计算系数及其他

a_p ——组合楼盖振动峰值加速度；
 C_j ——楼板受弯连续性影响系数；
 C_g ——主梁支撑影响系数；
 f_n ——组合楼盖自振频率；
 g ——重力加速度；
 $m、k$ ——剪切粘结系数；
 T_s ——钢筋温度；
 a ——梁连续性计算系数；
 a_E ——钢与混凝土的弹性模量比；

- γ ——施工时与支撑条件有关的支撑系数；
- γ_0 ——结构重要性系数；
- γ_d ——系数；
- $\eta_{c,T}$ ——高温下混凝土轴心抗压强度降低系数；
- $\eta_{st,T}$ ——高温下热轧钢筋抗拉（抗压）强度降低系数；
- ρ_a ——计算宽度内组合楼板截面中压型钢板含钢率；
- ζ_b ——相对界限受压区高度；
- ξ ——楼盖阻尼比；
- φ ——轴心受压构件的稳定系数；
- ψ_{ci} ——第 i 个可变荷载的组合系数；
- ψ_{qi} ——第 i 个可变荷载的准永久系数；
- ψ_T ——火灾时可变荷载组合值系数。

3 材 料

3.1 混 凝 土

3.1.1 组合楼板用混凝土强度等级不应低于 C25。

3.1.2 混凝土轴心抗压、轴心抗拉强度标准值 f_{ck} 、 f_{tk} 应按表 3.1.2 采用。

表 3.1.2 混凝土强度标准值(N/mm²)

强度种类	符号	混凝土强度等级					
		C25	C30	C35	C40	C45	C50
轴心抗压	f_{ck}	16.7	20.1	23.4	26.8	29.6	32.4
轴心抗拉	f_{tk}	1.78	2.01	2.20	2.39	2.51	2.64

3.1.3 混凝土轴心抗压、轴心抗拉强度设计值、应按表 3.1.3 采用。

表 3.1.3 混凝土强度设计值(N/mm²)

强度种类	符号	混凝土强度等级					
		C25	C30	C35	C40	C45	C50
轴心抗压	f_c	11.9	14.3	16.7	19.1	21.1	23.1
轴心抗拉	f_t	1.27	1.43	1.57	1.71	1.80	1.89

3.1.4 混凝土受压或受拉的弹性模量应按表 3.1.4 采用。

表 3.1.4 混凝土弹性模量($\times 10^4$ N/mm²)

混凝土强度等级	C25	C30	C35	C40	C45	C50
E_c	2.80	3.00	3.15	3.25	3.35	3.45

3.2 钢 筋

3.2.1 钢筋的屈服强度标准值 f_{yk} 、抗拉强度设计值 f_y 、抗压强度设计值 f'_y 应按表 3.2.1 采用。

表 3.2.1 钢筋强度标准值及设计值(N/mm²)

牌号	f_{yk}	f_y	f'_y
HRB335 HRBF335	335	300	300
HRB400 HRBF400	400	360	360
HRB500 HRBF500	500	360	435

3.2.2 钢筋弹性模量 E_s 应按表 3.2.2 采用。

表 3.2.2 钢筋弹性模量($\times 10^5 \text{ N/mm}^2$)

牌号	E_s
HRB335、HRB400、HRB500 HRBF335、HRBF400、HRBF500	2.0

3.3 压型钢板

3.3.1 压型钢板材质应符合《耐火耐候结构钢》GB/T xxxx 的规定。压型钢板采用其他牌号的钢材时，应符合相应的现行国家标准要求。压型钢板质量应符合现行国家标准《建筑用压型钢板》GB/T 12755 的要求。

3.3.2 耐火耐候压型钢板基板的常温力学性能和强度设计值应按照表 3.3.2 采用。

表 3.3.2 压型钢板的常温力学性能指标

钢材牌号	拉伸试验		强度设计值		断后伸长率 $A_{50\text{mm}}$ (%)
	屈服强度 ¹ R_{eH} (MPa)	抗拉强度 R_m (MPa)	抗拉强度设计值 f_a (MPa)	抗剪强度设计值 f_{av} (MPa)	
Q355FRW	≥ 355	≥ 490	305	175	≥ 16
Q390FRW	≥ 390	≥ 510	345	200	≥ 14
Q420FRW	≥ 420	≥ 520	375	215	≥ 12
Q460FRW	≥ 460	≥ 570	410	235	≥ 10
Q500FRW	≥ 500	≥ 610	455	265	≥ 8
Q550FRW	≥ 550	≥ 670	520	300	≥ 7

注 1: 屈服现象不明显时, 采用 $R_{p0.2}$ 。

3.3.3 耐火耐候压型钢板基板在 600°C 高温下的拉伸性能应符合表 3.3.3 的规定。

表 3.3.3 压型钢板基板的高温拉伸性能

牌号	600°C 规定塑性延伸强度 $R_{p0.2}$ (MPa) 不小于
Q235FRW	157
Q355FRW	237
Q390FRW	260
Q420FRW	280
Q460FRW	307
Q500FRW	333
Q550FRW	367

3.3.4 高温下耐火耐候钢压型钢板的强度设计值应按下列式计算。

$$f_T = \eta_{sT} f_a \quad (3.3.4-1)$$

$$\eta_{sT} = \begin{cases} 1.0 & 20^{\circ}\text{C} \leq T_s \leq 500^{\circ}\text{C} \\ 2.632 - 3.264 \times 10^{-3} T_s & 500^{\circ}\text{C} < T_s < 600^{\circ}\text{C} \\ \frac{T_s}{27.17T_s - 1.545 \times 10^4} - 5.103 \times 10^{-5} T_s & 600^{\circ}\text{C} \leq T_s \leq 1000^{\circ}\text{C} \end{cases} \quad (3.3.4-2)$$

式中： T_s ——耐火耐候钢压型钢板的温度($^{\circ}\text{C}$)；

f_T ——高温下耐火耐候钢压型钢板的强度设计值(N/mm^2)；

f_a ——常温下耐火耐候钢压型钢板的强度设计值(N/mm^2)，应按表 3.3.2 的规定取值；

η_{sT} ——高温下耐火耐候钢压型钢板的名义屈服强度折减系数。

3.3.5 高温下耐火耐候钢压型钢板的弹性模量应按下式计算。

$$E_{sT} = \chi_{sT} E_s \quad (3.3.5-1)$$

$$\chi_{sT} = \begin{cases} 1.0 & 20^{\circ}\text{C} \leq T_s \leq 300^{\circ}\text{C} \\ \frac{5(T_s - 741)}{4(T_s - 851)} & 300^{\circ}\text{C} \leq T_s < 700^{\circ}\text{C} \\ \frac{T_s + 1395}{58(T_s - 593)} & 700^{\circ}\text{C} \leq T_s \leq 1000^{\circ}\text{C} \end{cases} \quad (3.3.5-2)$$

式中： E_{sT} ——高温下耐火耐候钢压型钢板的弹性模量(N/mm^2)；

E_s ——常温下耐火耐候钢压型钢板的弹性模量(N/mm^2)；

χ_{sT} ——高温下耐火耐候钢压型钢板的弹性模量折减系数。

3.3.6 压型钢板的耐大气腐蚀指数 I 应不小于 6.0，其评估方法见附录 A。

3.3.7 耐火耐候钢的物理性能指标应按表 3.3.7 采用。

表 3.3.7 耐火耐候钢的物理性能指标

弹性模量 E_s (N/mm^2)	剪变模量 G_s (N/mm^2)	线膨胀系数 α (以每 $^{\circ}\text{C}$ 计)	质量密度 ρ (kg/m^3)
206×10^3	79×10^3	12×10^{-6}	7850

3.4 栓 钉

3.4.1 栓钉的规格应符合现行国家标准《电弧螺柱焊用圆柱头焊钉》GB 10433 有关规定，其材料及力学性能应符合表 3.4.1 规定。

表 3.4.1 栓钉材料及力学性能

材料	抗拉强度(N/mm^2)	屈服强度(N/mm^2)	伸长率(%)

ML15、ML15A1	≥ 400	≥ 320	≥ 14
-------------	------------	------------	-----------

4 压型钢板组合楼板承载力及变形计算

4.1 一般规定

4.1.1 压型钢板截面特性应按国家现行标准《冷弯薄壁型钢结构技术规范》GB 50018 进行计算。

4.1.2 组合楼板应对其施工及使用两个阶段分别按承载能力极限状态和正常使用极限状态进行设计，并应符合现行国家标准《建筑结构可靠性设计统一标准》GB50068 的规定。

4.1.3 施工阶段，压型钢板应沿强边（顺肋）方向按单向板计算。

4.1.4 组合楼板在施工和使用阶段内力计算时，弯矩计算应采用计算跨度（轴线距离），剪力计算可采用净跨度。施工阶段设计时可将临时支撑视为支座，跨度可按临时支撑的跨度计算；使用阶段设计时，跨度必须按拆除临时支撑后的跨度计算。

4.1.5 组合楼板采用的楼承板，可采用缩口型和闭口型板。根据计算，可在压型钢板底部不配置或配置受拉钢筋。

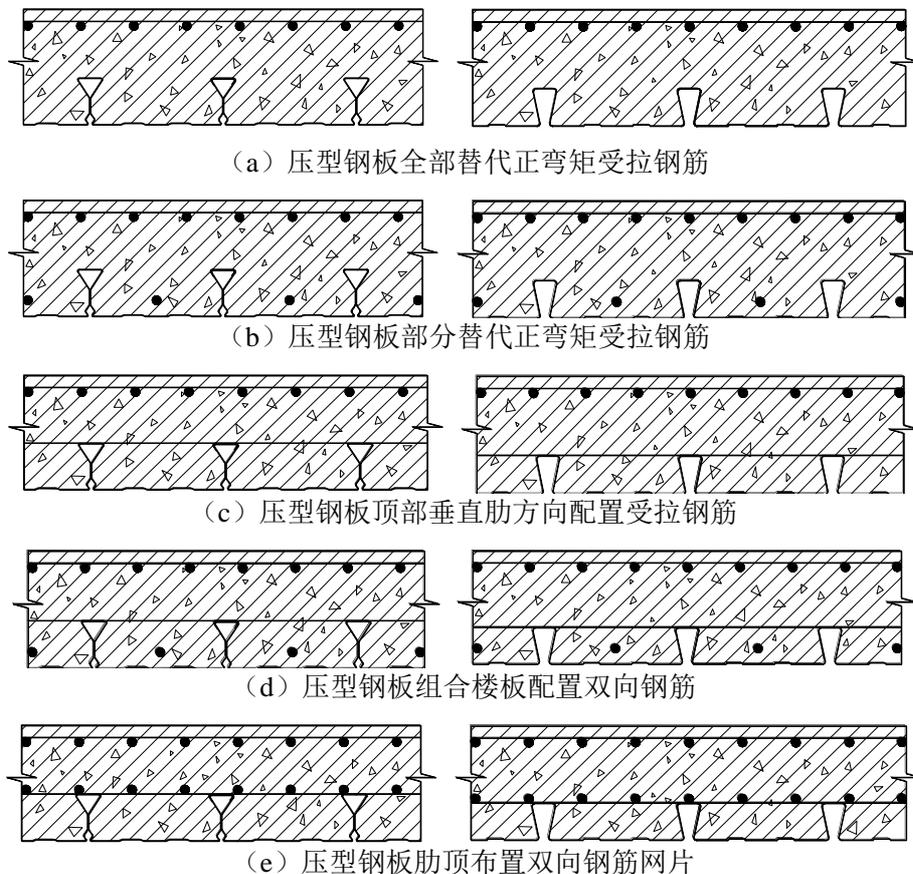


图 4.1.5 组合楼板截面及配筋

4.1.6 使用阶段，当压型钢板肋顶以上混凝土厚度 $h_c = 50\text{mm} \sim 100\text{mm}$ 时，组合楼板可沿强边（顺肋）方向按单向板计算。当压型钢板肋顶以上混凝土厚度 $h_c > 100\text{mm}$ 时，应根据有效边长比 λ_e ，按下列规定进行计算：

当 $\lambda_e < 0.5$ 时，按强边方向单向板进行计算；

当 $\lambda_e > 2.0$ 时，按弱边方向单向板进行计算；

当 $0.5 \leq \lambda_e \leq 2.0$ 时，按正交异性双向板计算；也可按本规范第 5.1.4 条的简化方法计算。

有效边长比 λ_e 可按下列式计算：

$$\lambda_e = \frac{l_x}{\mu l_y} \quad (4.1.6-1)$$

$$\mu = \left(\frac{I_x}{I_y} \right)^{1/4} \quad (4.1.6-2)$$

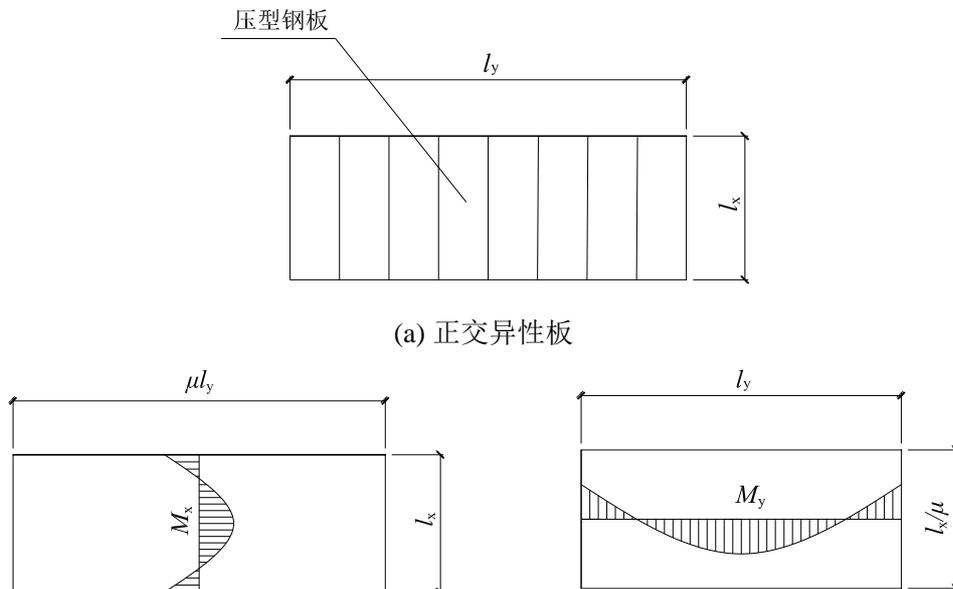
式中： μ ——板的各向异性系数；

I_x ——组合楼板强边计算宽度的截面惯性矩；

I_y ——组合楼板弱边方向计算宽度的截面惯性矩，只考虑压型钢板肋顶以上混凝土的厚度 h_c ；

l_x 、 l_y ——组合楼板强边、弱边方向的边长。

4.1.7 正交异性双向板（图 4.1.7a），对边长修正后，可简化为等效各向同性板。计算强边方向弯矩 M_x 时（图 4.1.7b），弱边方向等效边长可取 μl_y ，按各向同性板计算 M_x ；计算弱边方向弯矩 M_y 时（图 4.1.7c），强边方向等效边长可取 l_x/μ ，按各向同性板计算 M_y 。



(b) 等效各向同性板 (计算 M_x 时)

(c) 等效各向同性板 (计算 M_y 时)

图 4.1.7 双向正交异性板的计算边长

4.1.8 连续组合楼板在强边方向正弯矩作用下, 采用弹性分析计算内力时, 可考虑塑性内力重分布, 但支座弯矩调幅不宜大于 15%。

4.1.9 在局部集中(线)荷载作用下, 组合楼板尚应单独验算, 其有效工作宽度 b_e 应按下式确定(图 4.1.9)。

1 受弯计算时

简支板:

$$b_e = b_w + 2l_p(1 - l_p/l) \quad (4.1.9-1)$$

连续板:

$$b_e = b_w + 4l_p(1 - l_p/l)/3 \quad (4.1.9-2)$$

2 受剪计算时:

$$b_e = b_w + l_p(1 - l_p/l) \quad (4.1.9-3)$$

$$b_w = b_p + 2(h_c + h_f) \quad (4.1.9-4)$$

式中: l ——组合楼板跨度;

l_p ——荷载作用点至楼板支座的较近距离(mm);

b_e ——局部荷载在组合楼板中的有效工作宽度(mm);

b_w ——局部荷载在压型钢板中的工作宽度(mm);

b_p ——局部荷载宽度(mm);

h_c ——压型钢板肋以上混凝土厚度(mm);

h_f ——地面饰面层厚度。

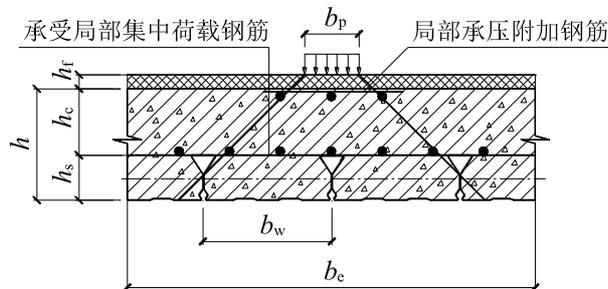


图 4.1.9 局部荷载分布有效宽度

4.1.10 组合楼板考虑弱边方向受力时, 可按板厚为 h_0 的普通混凝土板计算。

4.1.11 连续组合楼板按简支板设计时, 支座截面应符合现行国家标准《混凝土结构设计

规范》GB 50010 的规定。

4.2 施工阶段承载力及变形计算

4.2.1 压型钢板应根据施工时临时支撑情况，按单跨、两跨或多跨计算；压型钢板承载力和构造应满足现行国家标准《冷弯薄壁型钢结构技术规范》GB 50018 的要求。承载力计算时，结构重要性系数 γ_0 可取 0.9。

4.2.2 施工阶段，压型钢板受弯承载力应满足下列要求：

$$\gamma_0 M \leq f_a W_{ac} \quad (4.2.2)$$

式中： M ——计算宽度内压型钢板的弯矩设计值，按本规范第 4.1.9 条的规定取值(N·mm)；

f_a ——压型钢板抗拉强度设计值；

W_{ac} ——计算宽度内压型钢板的有效截面抵抗矩，应按现行国家标准《冷弯薄壁型钢结构技术规范》GB 50018 计算，并应分别考虑受拉和受压截面抵抗矩(mm³)；

γ ——结构重要性系数，可取 0.9。

4.2.3 组合楼板施工阶段的挠度应按照施工荷载进行计算，应采用压型钢板有效截面惯性矩 I_{ac} ，楼承板施工阶段挠度不应大于板跨 l 的 1/180，且不应大于 20mm。

4.2.4 施工阶段，楼承板作为模板，计算时应考虑以下荷载：

- 1 永久荷载：压型钢板、钢筋和混凝土自重；
- 2 可变荷载：施工荷载，应以施工实际荷载为依据。

4.2.5 当不具备按本规范第 4.2.4 条测量施工实际可变荷载的条件或实测施工可变荷载小于 1.0kN/m² 时，施工可变荷载可取 1.0kN/m²。

4.2.6 验算组合楼板舒适度（自振频率和峰值加速度）时，应按有效荷载计算，有效荷载等于楼盖自重与有效可变荷载之和，有效可变荷载应按下述取值：住宅取 0.25kN/m²；其他取 0.5kN/m²。

4.2.7 施工阶段，楼承板按承载力极限状态设计时，其荷载效应组合的设计值应按下式确定：

$$S = 1.3S_s + 1.5S_c + 1.5S_q \quad (4.2.7)$$

式中： S ——荷载效应设计值；

S_s ——楼承板、钢筋自重 在计算截面产生的荷载效应标准值；

S_c ——混凝土自重 在计算截面产生的荷载效应标准值；

S_q ——施工阶段可变荷载 在计算截面产生的荷载效应标准值。

4.2.8 施工阶段，楼承板挠度应按荷载的标准组合计算。

$$\Delta_c = \Delta_{1Gk} + \Delta_{1Qk} \quad (4.2.8)$$

式中： Δ_c ——施工阶段按荷载效应的标准组合计算的楼承板挠度值；

Δ_{1Gk} ——施工阶段按永久荷载效应的标准组合计算的楼承板挠度值；

Δ_{1Qk} ——施工阶段按可变荷载效应的标准组合计算的楼承板挠度值。

4.3 使用阶段荷载效应组合及变形计算

4.3.1 组合楼板使用阶段的弯矩设计值可按下列规定取用：

1 不设置临时支撑时：

正弯矩区段

$$M = M_{1G} + M_{2G} + M_{2Q} \quad (4.3.1-1)$$

负弯矩区段

$$M = M_{2G} + M_{2Q} \quad (4.3.1-2)$$

2 设置临时支撑时，组合楼板正、负弯矩区段

$$M = M_{1G} + M_{2G} + M_{2Q} \quad (4.3.1-3)$$

式中： M ——组合楼板弯矩设计值；

M_{1G} ——组合楼板自重产生的弯矩设计值；

M_{2G} ——除组合楼板自重以外，其他永久荷载在计算截面产生的弯矩设计值；

M_{2Q} ——可变荷载在计算截面产生的弯矩设计值。

4.3.2 组合楼板使用阶段的剪力设计值可按下列规定取用：

$$V = \gamma V_{1G} + V_{2G} + V_{2Q} \quad (4.3.2)$$

式中： V ——组合楼板最大剪力设计值；

V_{1G} ——组合楼板自重产生的剪力设计值；

V_{2G} ——除组合楼板自重以外，其他永久荷载在计算截面产生的剪力设计值；

V_{2Q} ——可变荷载在计算截面产生的剪力设计值；

γ ——施工时与支撑条件有关的支撑系数，应按表 4.3.2 取用。

表 4.3.2 支撑系数 γ

支撑条件	满支撑	三分点支撑	中点支撑	无支撑
支撑系数 γ	1.0	0.733	0.625	0.0

4.3.3 组合楼板使用阶段的挠度应按下列式进行组合。

荷载效应的标准组合：

$$\Delta_s = (1 - \gamma_d) \Delta_{1Gk} + \left(\Delta_{2Gk}^s + \Delta_{Q1k}^s + \sum_2^n \psi_{ci} \Delta_{Qik}^s \right) \quad (4.3.3-1)$$

荷载效应的准永久组合：

$$\Delta_q = (1 - \gamma_d) \Delta_{1Gk} + \left(\Delta_{2Gk}^1 + \sum_1^n \psi_{qi} \Delta_{qik}^1 \right) \quad (4.3.3-2)$$

式中： Δ_s ——按荷载标准组合计算的组合楼板挠度值；

Δ_q ——按荷载准永久组合计算的组合楼板挠度值；

Δ_{1Gk} ——施工阶段按永久荷载标准组合计算的楼承板挠度值；

Δ_{2Gk}^s ——按 $\gamma_d g_k$ 和其他永久荷载标准组合，且按短期截面抗弯刚度计算的组合楼板挠度值；

Δ_{2Gk}^1 ——按 $\gamma_d g_k$ 和其他永久荷载标准组合，且按长期截面抗弯刚度计算的组合楼板挠度值；

Δ_{Qik}^s ——第 i 个可变荷载标准值作用下，按短期截面抗弯刚度 B^s 计算的挠度值；

Δ_{Qik}^1 ——第 i 个可变荷载标准值作用下，按长期截面抗弯刚度 B^l 计算的挠度值；

ψ_{ci} ——第 i 个可变荷载的组合值系数，按《建筑结构荷载规范》GB 50009 选用；

ψ_{qi} ——第 i 个可变荷载的准永久系数，按《建筑结构荷载规范》GB 50009 选用；

g_k ——组合楼板（压型钢板、钢筋和混凝土）自重；

γ_d ——系数，无支撑时取 $\gamma_d = 0$ ，其他取 $\gamma_d = 1$ 。

4.3.4 组合楼板正常使用阶段的挠度应按荷载效应的准永久组合并考虑荷载长期作用的影响进行计算，其计算值不应超过表 4.3.4 规定的限值。

表 4.3.4 组合楼板挠度限值(mm)

跨度	挠度限值
$l_0 < 7m$	$l_0/200$
$7m \leq l_0 \leq 9m$	$l_0/250$
$l_0 > 9m$	$l_0/300$

注：1 l_0 为组合楼板的计算跨度，悬臂板的 l_0 应按实际悬臂长度的 2 倍取用；

2 构件有起拱时，应将计算所得挠度值减去起拱值。

4.3.5 组合楼板负弯矩区最大裂缝宽度限值应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的相关要求。

4.3.6 组合楼盖在正常使用时，其自振频率 f_n 不宜小于 3Hz，亦不宜大于 8Hz，楼盖结构

的竖向振动峰值加速度峰值不应大于表 4.3.6 中的限值。

表 4.3.6 振动峰值加速度限值

房屋功能	住宅、办公	商场、餐饮
峰值加速度(m/s ²)	0.05	0.15

注：1 舞厅、健身房、手术室等其他功能房屋应做专门研究论证；

2 当 f_0 小于 3Hz 或大于 8Hz 时，应做专门研究论证。

4.4 使用阶段受弯承载力计算

4.4.1 组合楼板在强边方向正弯矩作用下，正截面受弯承载力计算（图 4.4.1）应满足下列要求。

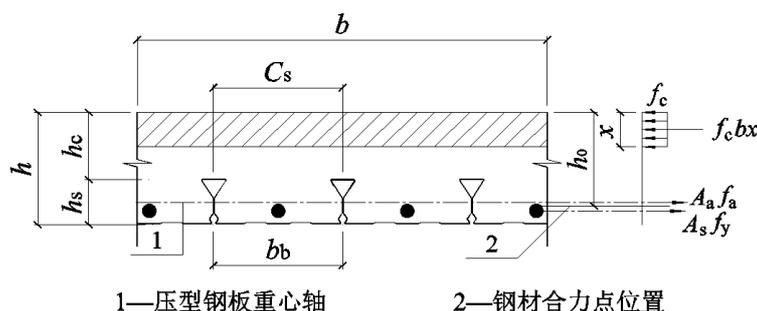


图 4.4.1 组合楼板的受弯计算简图

$$M \leq f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \quad (4.4.1-1)$$

混凝土受压区高度 x 应按下列式确定：

$$x = \frac{A_a f_a + A_s f_y}{f_c b} \quad (4.4.1-2)$$

适用条件： $x \leq h_c$ 且 $x \leq \zeta_b h_0$

当按式 (4.4.1-2) 计算的 $x > \zeta_b h_0$ 时，应取 $x = \zeta_b h_0$ ，并代入式 (4.4.1-1) 进行计算。

相对界限受压区高度 ζ_b ：

对有屈服点钢材：

$$\zeta_b = \frac{\beta_1}{1 + \frac{f_a}{E_a \varepsilon_{cu}}} \quad (4.4.1-3)$$

对无屈服点钢材：

$$\zeta_b = \frac{\beta_1}{1 + \frac{0.002}{\varepsilon_{cu}} + \frac{f_a}{E_a \varepsilon_{cu}}} \quad (4.4.1-4)$$

式中： M ——计算宽度内组合楼板的正弯矩设计值(N•mm)；

h_c ——压型钢板肋以上混凝土厚度(mm)；

b ——组合楼板计算宽度(mm)，可取单位宽度 1000mm 或取一个波距宽度；

x ——混凝土受压区高度(mm)；

h_0 ——组合楼板截面有效高度(mm)，等于压型钢板及钢筋拉力合力点至混凝土构件顶面的距离；

A_a ——计算宽度内压型钢板截面面积(mm²)；

A_s ——计算宽度内受拉钢筋截面面积(mm²)；

f_a ——压型钢板抗拉强度设计值；

f_y ——钢筋抗拉强度设计值；

f_c ——混凝土抗压强度设计值；

ζ_b ——相对界限受压区高度；

β_1 ——系数，混凝土强度等级不超过 C50 时，取 $\beta_1 = 0.8$ ；

ε_{cu} ——非均匀受压时混凝土极限压应变，当混凝土强度等级不超过 C50 时， $\varepsilon_{cu} = 0.0033$ 。

注：当截面受拉区配置钢筋时，相对界限受压区高度计算式(4.4.1-3)或(4.4.1-4)中的 f_a 应分别用钢筋强度设计值 f_y 和压型钢板强度设计值 f_a 代入计算，其较小值为相对界限受压区高度 ζ_b 。

4.4.2 组合楼板在强边方向正弯矩作用下，当 $x > h_c$ 时，宜调整压型钢板型号和尺寸，无替代产品时可按下式验算：

$$M \leq f_c b h_c \left(h_0 - \frac{h_c}{2} \right) \quad (4.4.2)$$

4.4.3 组合楼板强边方向在负弯矩作用下，不考虑压型钢板受压，可将组合楼板截面简化成等效矩形截面，其正截面受弯承载力可按下式计算（图 4.4.3）：

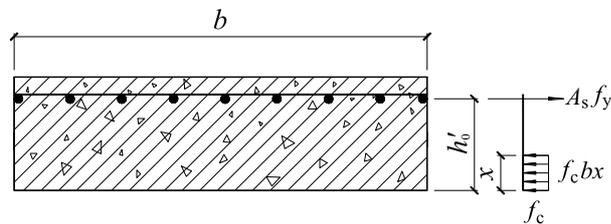


图 4.4.3 简化的矩形截面

$$M \leq f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \quad (4.4.3-1)$$

$$f_c b x = A_s f_y \quad (4.4.3-2)$$

式中: M ——计算宽度内组合楼板的负弯矩设计值;

h_0' ——负弯矩截面有效高度;

b ——组合楼板计算宽度;

x ——混凝土受压区高度。

4.5 使用阶段受剪承载力计算

4.5.1 组合楼板剪切粘结承载力应符合下列要求。

$$V \leq m \frac{A_a h_0}{1.25a} + k f_t b h_0 \quad (4.5.1)$$

式中: V ——组合楼板最大剪力设计值(N);

f_t ——混凝土轴心抗拉强度设计值;

a ——剪跨(mm), 均布荷载作用时取 $a = l_n / 4$;

l_n ——板净跨度(mm), 连续板可取反弯点之间的距离;

A_a ——计算宽度内组合楼板中压型钢板截面面积;

m 、 k ——剪切粘结系数, 应按附录 B 规定的试验方法确定, k 为无量纲系数, m 的单位为 N/mm^2 。

4.5.2 组合楼板斜截面受剪承载力应符合下列要求。

$$V \leq 0.7 f_t b_{\min} h_0 \quad (4.5.2)$$

式中: V ——组合楼板最大剪力设计值;

f_t ——混凝土轴心抗拉强度设计值;

b_{\min} ——计算宽度内组合楼板换算腹板宽度, 按本规范第 4.4.3 条计算, 取 $b_{\min} = b$;

h_0 ——组合楼板截面有效高度。

4.5.3 组合楼板在局部荷载作用下的受冲切承载力应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 有关规定, 混凝土板的有效高度可取组合楼板板肋以上的混凝土厚度。

4.6 正常使用极限状态验算

4.6.1 组合楼板负弯矩区最大裂缝宽度验算应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 进行, 并应符合其有关规定。

4.6.2 组合楼板在正常使用极限状态下的挠度, 应根据组合楼板的截面抗弯刚度, 采用结构力学方法并按本规范第 4.3.3 条进行挠度组合计算。计算所得的最大挠度值不应超过本规范第 4.3.4 条规定的限值。

4.6.3 组合楼板短期荷载作用下截面抗弯刚度可按下式计算。

$$B^s = E_c I_{eq}^s \quad (4.6.3-1)$$

$$I_{eq}^s = \frac{I_u^s + I_c^s}{2} \quad (4.6.3-2)$$

式中： B^s ——短期荷载作用下的截面抗弯刚度(N·mm²)；

I_{eq}^s ——短期荷载作用下的平均换算截面惯性矩(mm⁴)；

I_u^s 、 I_c^s ——短期荷载作用下未开裂换算截面惯性矩及开裂换算截面惯性矩(mm⁴)，按本规范 4.6.4 条和第 4.6.5 条的规定计算；

E_c ——混凝土弹性模量(N/mm²)。

4.6.4 未开裂截面，其换算截面惯性矩可按下式计算（图 4.6.4）。

1 截面中和轴距混凝土顶面距离

$$y_{cc} = \frac{0.5bh_c^2 + \alpha_E A_a h_0 + h_s (h - \mu_s h_s) b}{bh_c + \alpha_E A_a + h_s b} \quad (4.6.4-1)$$

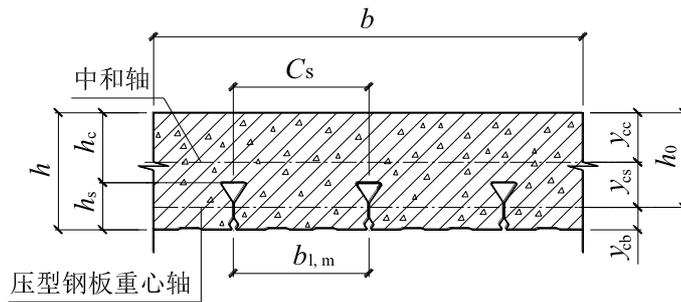


图 4.6.4 组合楼板截面刚度计算简图

2 截面惯性矩

$$I_u^s = \frac{bh_c^3}{12} + bh_c (y_{cc} - 0.5h_c)^2 + \alpha_E I_a + \alpha_E A_a y_{cs}^2 + \frac{bh_s^3}{12} + bh_s (h - y_{cc} - \mu_s h_s)^2 \quad (4.6.4-2)$$

$$y_{cs} = h_0 - y_{cc} \quad (4.6.4-3)$$

$$\alpha_E = E_a / E_c \quad (4.6.4-4)$$

式中： I_u^s ——短期荷载作用下未开裂换算截面惯性矩(mm⁴)；

b ——组合楼板计算宽度；

c_s ——压型钢板波距宽度；

$b_{l,m}$ ——压型钢板凹槽重心轴处宽度，对于缩口型和闭口型，取相邻槽口最小间距，且有 $b_{l,m} \approx c_s$ ；

h_c ——压型钢板肋顶上混凝土厚度(mm)；

h_s ——压型钢板的高度(mm);

h_0 ——组合楼板截面有效高度;

y_{cc} ——截面中和轴距混凝土顶面距离(mm);

y_{cs} ——截面中和轴距压型钢板截面重心轴距离(mm);

α_E ——钢与混凝土的弹性模量比值,

μ_s ——肋顶以下混凝土形心轴到钢板板底的距离与肋高之比, 对于缩口型和闭口型, 可近似取 0.5;

E_a ——钢板弹性模量(N/mm²);

E_c ——混凝土弹性模量(N/mm²);

A_a ——计算宽度内组合楼板中压型钢板的截面面积(mm²);

I_a ——计算宽度内组合楼板中压型钢板的截面惯性矩(mm⁴)。

4.6.5 开裂截面, 其换算截面惯性矩可按下式计算 (图 4.6.4)。

1 截面中和轴距混凝土顶面距离

$$y_{cc} = \left(\sqrt{2\rho_a \alpha_E + (\rho_a \alpha_E)^2} - \rho_a \alpha_E \right) h_0 \quad (4.6.5-1)$$

若计算的 $y_{cc} > h_c$, 取 $y_{cc} = h_c$ 。

2 截面惯性矩

$$I_c^s = \frac{by_{cc}^3}{3} + \alpha_E A_a y_{cs}^2 + \alpha_E I_a \quad (4.6.5-2)$$

$$\rho_a = A_a / (bh_0) \quad (4.6.5-3)$$

式中: I_c^s ——短期荷载作用下开裂换算截面惯性矩(mm⁴);

ρ_a ——计算宽度内组合楼板截面中压型钢板含钢率。

4.6.6 长期荷载作用下组合楼板截面抗弯刚度, 可将本规范第 4.6.4、4.6.5 条中的 α_E 改用 $2\alpha_E$, 计算所得截面惯性矩即为长期荷载作用下未开裂换算截面惯性矩 I_u^l 和开裂换算截面惯性矩 I_c^l 。长期荷载作用下截面抗弯刚度可按下式计算。

$$B^l = 0.5E_c I_{eq}^l \quad (4.6.6-1)$$

$$I_{eq}^l = \frac{I_u^l + I_c^l}{2} \quad (4.6.6-2)$$

式中: B^l ——长期荷载作用下的截面抗弯刚度(N•mm²);

I_{eq}^l ——长期荷载作用下的平均换算截面惯性矩(mm⁴);

I_u^I 、 I_c^I ——长期荷载作用下未开裂换算截面惯性矩及开裂换算截面惯性矩(mm⁴)。

4.6.7 组合楼盖舒适度应验算一个板格振动的峰值加速度，板格划分可取由柱或剪力墙在平面内围成的区域（图 4.6.9），峰值加速度不应超过本规范第 4.3.6 条的要求。峰值加速度可按动力时程分析，也可按下式计算：

$$\frac{a_p}{g} = \frac{p_0 \exp(-0.35f_n)}{\xi G_E} \quad (4.6.7)$$

式中： a_p ——组合楼盖加速度峰值(mm/s²)；

f_n ——组合楼盖自振频率(Hz)，可按本规范第 4.6.8 条计算或采用动力有限元计算；

G_E ——计算板格的有效荷载(N)，按本规范第 4.6.9 条计算；

P_0 ——人行走产生的激振作用力(N)，一般可取 0.3kN；

g ——重力加速度；

ξ ——楼盖阻尼比，可按表 4.6.7 取值。

表 4.6.7 楼盖阻尼比 ξ

房间功能	住宅、办公	商业、餐饮
计算板格内无家具或家具很少、没有非结构构件或非结构构件很少	0.02	0.02
计算板格内有少量家具、有少量可拆式隔墙	0.03	
计算板格内有较重家具、有少量可拆式隔墙	0.04	
计算板格内每层都有非结构分隔墙	0.05	

4.6.8 对于简支梁或等跨连续梁形成的组合楼盖，其自振频率可按下式计算，且自振频率应满足本规范 4.3.6 条要求。

$$f_n = \frac{18}{\sqrt{\Delta_j + \Delta_g}} \quad (4.6.8-1)$$

当主梁跨度 l_g 小于有效宽度 b_{Ej} 时，式（4.6.8-1）中的主梁挠度 Δ_g 替换为 Δ_g' 。

$$\Delta_g' = \frac{l_g}{b_{Ej}} \Delta_g \quad (4.6.8-2)$$

式中： Δ_j ——组合楼盖板格中次梁板带的挠度，限于简支次梁或等跨连续次梁，此时均按有效均布荷载作用下的简支梁计算，在板格内各梁板带挠度不同时取挠度较大值(mm)；

Δ_g ——组合楼盖板格中主梁板带的挠度，限于简支主梁或等跨连续主梁，此时均按有效均布荷载作用下的简支梁计算，在板格内各梁板带挠度不同时取挠度较

大值(mm);

l_g ——主梁跨度(mm);

b_{Ej} ——次梁板带有效宽度(mm), 按本规范第 4.6.9 条计算。

4.6.9 组合楼盖计算板格有效荷载可按下式计算。

$$G_E = \frac{G_{Ej}A_j + G_{Eg}A_g}{A_j + A_g} \quad (4.6.9-1)$$

$$G_{Eg} = \alpha g_{Eg} b_{Eg} l_g \quad (4.6.9-2)$$

$$G_{Ej} = \alpha g_{Ej} b_{Ej} l_j \quad (4.6.9-3)$$

$$b_{Ej} = C_j (D_s/D_j)^{\frac{1}{4}} l_j \quad (4.6.9-4)$$

$$b_{Eg} = C_g (D_j/D_g)^{\frac{1}{4}} l_g \quad (4.6.9-5)$$

$$D_s = \frac{h_0^3}{12(\alpha_E/1.35)} \quad (4.6.9-6)$$

式中: G_{Eg} ——主梁上的有效荷载(N);

G_{Ej} ——次梁上的有效荷载(N);

α ——系数, 当为连续梁时, 取 1.5, 简支梁取 1.0;

g_{Eg} ——主梁板带上的有效均布荷载(N/mm²), 按本规范第 4.2.6 条计算;

g_{Ej} ——次梁板带上的有效均布荷载(N/mm²), 按本规范第 4.2.6 条计算;

l_j ——次梁跨度(mm);

l_g ——主梁跨度(mm);

b_{Ej} ——次梁板带有效宽度(mm), 当所计算的板格有相邻板格时, b_{Ej} 不超过相邻板格主梁跨度之和的三分之二(图 4.6.9);

b_{Eg} ——主梁板带有效宽度(mm), 当所计算的板格有相邻板格时, b_{Eg} 不超过相邻板格次梁跨度之和的三分之二(图 4.6.9);

C_j ——楼板受弯连续性影响系数, 计算板格为内板格取 2.0, 边板格取 1.0;

D_s ——垂直于次梁方向组合楼板单位惯性矩(mm²);

h_0 ——组合楼板有效高度;

α_E ——钢与混凝土弹性模量比值;

D_j ——次梁板带单位宽度截面惯性矩(mm³), 等于次梁板带上的次梁按组合梁计算的惯性矩平均到次梁板带上;

C_g ——主梁支撑影响系数，支撑次梁时，取 1.8；支撑框架梁时，取 1.6；

D_g ——主梁板带单位宽度截面惯性矩(mm^3)，等于计算板格内主梁惯性矩（符合组合梁要求时按组合梁考虑）平均到计算板格内。

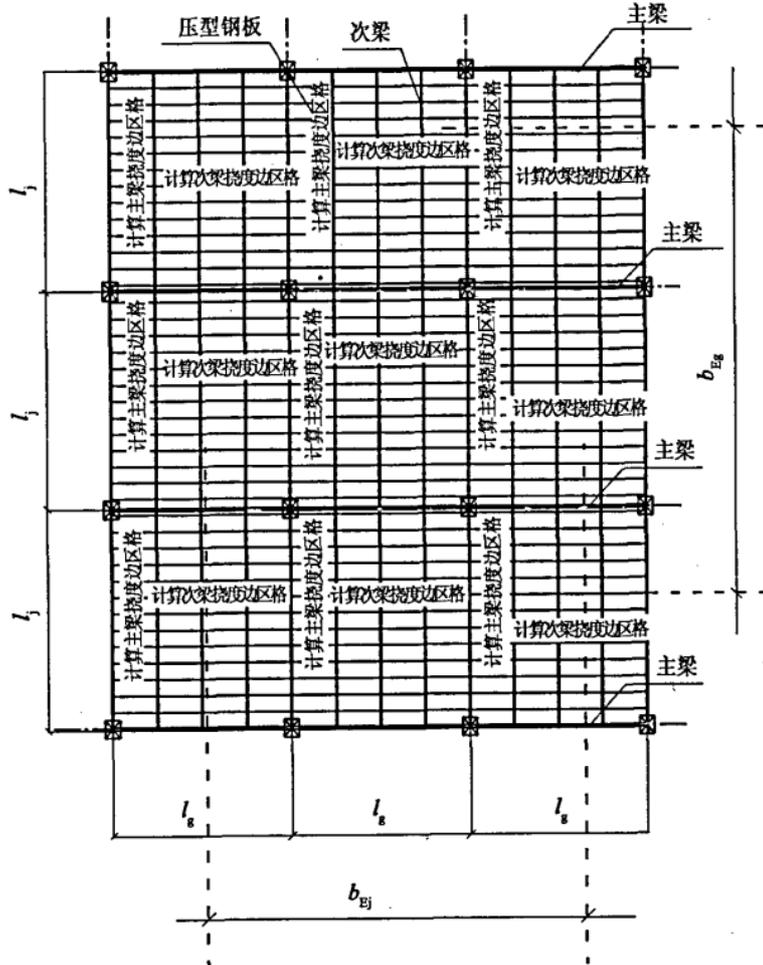


图 4.6.9 组合楼盖板格及板带有效宽度

5 组合楼板耐火和耐候设计

5.1 一般规定

5.1.1 组合楼板的耐火性能应符合现行国家标准《建筑设计防火规范》GB 50016 等标准对楼板的规定。

5.1.2 压型钢板作为永久模板使用的非组合楼板，其耐火设计应按普通钢筋混凝土楼板耐火设计方法进行。

5.1.3 压型钢板组合楼板依靠正弯矩区配筋起耐火作用时，其钢筋保护层厚度（不含底模厚度）应根据该构件功能满足相应耐火极限的要求。

5.1.4 无防火保护的压型钢板组合楼板的耐火极限可采用耐火测试方法或计算方法确定。

1 采用耐火测试方法确定耐火极限时，测试试件的各楼板参数及边界条件应与实际工程相同，并应符合现行国家标准《建筑构件耐火试验方法》GB/T 9978 的规定；

2 当实际火灾升温曲线与标准火灾升温曲线（ISO 834 曲线）不一致时，实际火灾作用下的耐火极限可通过计算等效曝火时间近似求出；

3 采用计算方法确定时，应满足本规范 5.2 节的要求。

5.1.5 压型钢板涂装防火涂料防护时，应符合现行协会标准《钢结构防火涂料应用技术规范》CECS 24 的要求。

5.2 无防火保护的压型钢板组合楼板极限状态

5.2.1 按本节计算的组合楼板必须是连续板或是一端固结的单跨板，且火灾下允许大变形的组合楼板。

简支压型钢板组合楼板不满足相应耐火等级建筑相应构件的燃烧性能和耐火极限时，可通过在正弯矩区域配置纵向受力钢筋或涂装防火涂料来满足相应耐火极限的要求。

5.2.2 组合楼板的耐火极限计算时，可采用以下假定：

1 不考虑升温时楼板支座对楼板平面内的约束作用（轴向力）的影响；

2 假设楼板内温度仅与距迎火面的深度有关；

3 不考虑剪切粘结承载力极限状态；

4 除楼板的受力主筋外，楼板中的构造钢筋、温度抗裂钢筋亦可作为受力钢筋；

5 支承组合楼板的梁满足耐火极限的要求。

5.2.3 组合楼板在耐火极限状态时，弯矩设计值可按下式计算：

$$M_T = M_{Gk} + \psi_T M_{Qk} \quad (5.2.3)$$

式中： M_T ——耐火极限状态时弯矩设计值；

M_{Gk} ——永久荷载在计算截面产生的弯矩标准值；

M_{Qk} ——可变荷载在计算截面产生的弯矩标准值；

ψ_T ——火灾时可变荷载组合值系数，电梯间、走道取 1.0；书库、机房取 0.9；其他取 0.7。

5.2.4 组合楼板达到设计耐火极限状态时，应满足下列要求：

$$M_{u,T}^{\text{mid}} + \frac{M_{u,T}^r + M_{u,T}^l}{2} \geq M_{0,T} \quad (5.2.4)$$

式中： $M_{u,T}^{\text{mid}}$ ——组合楼板达到耐火极限状态时，楼板跨中截面的受弯承载力(N•mm)；

$M_{u,T}^l$ ——组合楼板达到耐火极限状态时，楼板左端支座截面的受弯承载力(N•mm)；

$M_{u,T}^r$ ——组合楼板达到耐火极限状态时，楼板右端支座截面的受弯承载力(N•mm)；

$M_{0,T}$ ——按本规范第 5.2.3 条计算的简支板跨中弯矩设计值(N•mm)。

5.2.5 组合楼板达到设计耐火极限状态时，各截面受弯承载力（图 5.2.5）可按下式计算：

$$M_{u,T} = \sum_{i=1}^{n_s} A_{st,i} f_{st,i,T} z_i + \sum_{j=1}^{n_c} A_{c,j} f_{c,j,T} z_j + \sum_{k=1}^{n_a} A_{ak} f_{ak,T} z_k \quad (5.2.5-1)$$

中和轴位置可按下式计算：

$$\sum_{i=1}^{n_s} A_{st,i} f_{st,i,T} + \sum_{j=1}^{n_c} A_{c,j} f_{c,j,T} + \sum_{k=1}^{n_a} A_{ak} f_{ak,T} = 0 \quad (5.2.5-2)$$

式中： $M_{u,T}$ ——耐火极限时各截面受弯承载力，分别为跨中截面的 $M_{u,T}^{\text{mid}}$ 、左支座截面的 $M_{u,T}^l$

和右支座截面的 $M_{u,T}^r$ ；

$A_{st,i}$ ——钢筋 i 单元的截面面积(mm²)；

$A_{c,j}$ ——受压混凝土 j 单元的截面面积(mm²)；

A_{ak} ——压型钢板 k 单元的截面面积(mm²)；

$f_{c,j,T}$ ——高温下混凝土抗压强度设计值(N/mm²)，按本规范第 5.2.6 条取值；

$f_{st,i,T}$ ——高温下钢筋抗拉（抗压）强度设计值(N/mm²)，在中和轴受拉一侧取负值，

在中和轴受压一侧取正值，其绝对值按本规范第 5.2.7 条取值；

$f_{ak,T}$ ——高温下压型钢板抗拉（抗压）强度设计值(N/mm²), 在中和轴受拉一侧取负值, 在中和轴受压一侧取正值, 其绝对值按本规范第 3.3.5 条取值;

z_i ——钢筋单元 i 距中和轴的距离, 在中和轴受拉侧取负值, 在中和轴受压侧取正值;

z_j ——混凝土单元 j 距中和轴的距离, 取正值;

z_k ——压型钢板单元 k 距中和轴的距离, 取正值;

i ——钢筋单元编号;

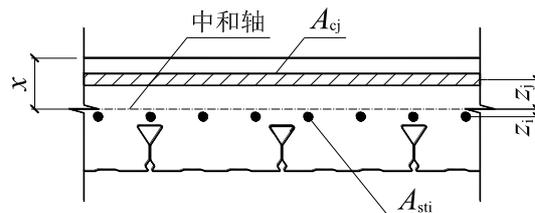
j ——受压混凝土单元编号;

k ——压型钢板单元编号;

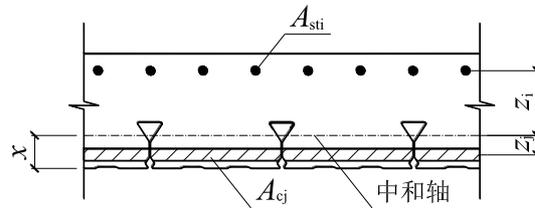
n_s ——钢筋单元总数;

n_c ——混凝土单元总数;

n_a ——压型钢板单元总数。



(a) 正弯矩作用时



(b) 负弯矩作用时

图 5.2.5 耐火承载力计算中的板截面

5.2.6 高温下混凝土抗压强度设计值 $f_{c,T}$ 可按下式计算:

$$f_{c,T} = \eta_{c,T} f_c \quad (5.2.6)$$

式中: $f_{c,T}$ ——高温下混凝土抗压强度设计值(N/mm²);

f_c ——混凝土抗压强度标准值(N/mm²);

$\eta_{c,T}$ ——高温下混凝土轴心抗压强度降低系数, 可按表 5.2.6 取值。

表 5.2.6 高温下混凝土抗压强度降低系数 $\eta_{c,T}$

混凝土的温度(°C)	普通混凝土	轻骨料混凝土
------------	-------	--------

20	1.00	1.00
100	0.95	1.00
200	0.90	1.00
300	0.85	1.00
400	0.75	0.88
500	0.60	0.76
600	0.45	0.64
700	0.30	0.52
800	0.15	0.40
900	0.08	0.28
1000	0.04	0.16
1100	0.01	0.04
1200	0.00	0.00

5.2.7 高温下热轧钢筋抗拉（抗压）强度设计值 $f_{st,T}$ 可按下列式计算：

$$f_{st,T} = \eta_{st,T} \gamma_R f_y \quad (5.2.7-1)$$

当 $20^\circ\text{C} \leq T_s < 300^\circ\text{C}$ 时：

$$\eta_{st,T} = 1.0 \quad (5.2.7-2)$$

当 $300^\circ\text{C} \leq T_s < 800^\circ\text{C}$ 时：

$$\eta_{st,T} = 1.24 \times 10^{-8} T_s^3 - 2.096 \times 10^{-5} T_s^2 + 9.228 \times 10^{-3} T_s - 0.2168 \quad (5.2.7-3)$$

当 $800^\circ\text{C} \leq T_s < 1000^\circ\text{C}$ 时：

$$\eta_{st,T} = 0.5 - T_s / 2000 \quad (5.2.7-4)$$

式中： $f_{st,T}$ ——高温下钢筋抗拉（抗压）强度设计值(N/mm²)；

f_y ——钢筋的抗拉（抗压）强度设计值(N/mm²)；

γ_R ——钢材强度调整系数，取 $\gamma_R = 1.1$ ；

$\eta_{st,T}$ ——高温下热轧钢筋抗拉（抗压）强度降低系数；

T_s ——钢筋温度(°C)。

5.2.8 组合楼板中混凝土内部自迎火面算起，不同深度处（图 5.2.8）的温度可按表 5.2.8 取值。

表 5.2.8 组合楼板中混凝土内温度分布

混凝土内部深度 (mm)	耐火极限 1.5h 时温度分布 (°C)
0	860
10	600

20	445
30	350
40	290
50	245
60	210
70	185
80	165
90	145
100	130
110	120
120	110
130	100
140	95
150	85
160	80
170	75
180	70
190	65
200	61
210	58
220	55
230	52
240	50
250	47

注：介于表中数据之间的情况，可采用线性插值近似求得。

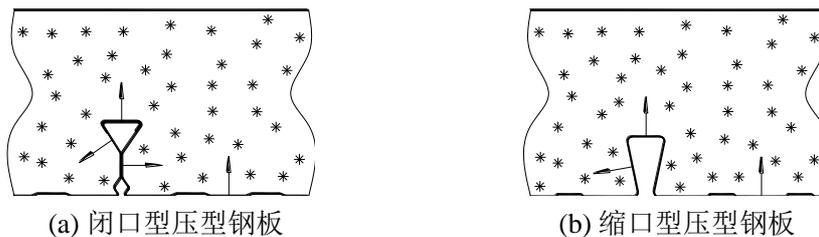


图 5.2.8 混凝土内部深度测量方向

5.2.9 满足耐火极限计算要求的压型钢板组合楼板，还应按现行国家标准《建筑构件耐火试验方法》GB/T 9978 的规定进行试验验证，并应符合下列规定之一：

1 用于测试的无防火保护压型钢板组合楼板，其耐火验证试验应根据实际工程确定参数，试件不应少于 1 个；试件应具有代表性，在边界条件相同的条件下，宜选择板跨较大、板厚较小者。加载不应小于耐火极限状态的设计荷载；

2 非针对本工程进行的无防火保护压型钢板组合楼板耐火极限验证试验，当满足第一

款试件代表性时，可不再另行试验，其试验结果的推广使用应符合现行国家标准《建筑构件耐火试验方法》GB/T 9978 的规定。

5.2.10 无防火保护的压型钢板组合楼板，应满足表 5.2.10 耐火隔热性最小楼板厚度的要求。

表 5.2.10 压型钢板组合楼板的隔热最小厚度(mm)

压型钢板类型	最小楼板计算厚度	隔热极限(h)			
		0.5	1.0	1.5	2.0
开口型压型钢板	压型钢板肋以上厚度	60	70	80	90
其他类型的压型钢板	组合楼板的板总厚度	90	90	110	125

5.3 压型钢板耐候设计

5.3.1 不涂装耐火耐候钢压型板可用于 C1~C4 类大气腐蚀环境，根据设计使用年限按照表 5.3.1 增加腐蚀余量，或按照 5.3.2 条计算腐蚀余量。

表 5.3.1 组合楼板压型钢板设计附加厚度

腐蚀性	环境腐蚀性等级	环境腐蚀性描述	50 年耐久 需要附加厚度 (mm)	100 年耐久 需要附加厚度 (mm)
很低	C1	室内：干燥	0	0.05
低	C2	室内：偶尔冷凝 室外：农村地区室外暴露	0.08	0.10
中	C3	室内：高湿度，略有污染 室外：城市地区或一般沿海地区	0.10	0.15
高	C4	室内：游泳池、化工厂等 室外：工业地区或城市沿海地区	0.15	0.18
很高	C5	室外：高湿度工业地区 或高盐沿海地区	0.15	0.20
极高	CX	室外：极高湿度和高腐蚀工业地区、高盐海滨地区	1.8	3.0

5.3.2 不涂装的耐火耐候钢在大气腐蚀环境下单面暴露的腐蚀厚度可按下列公式计算。

$$C = At^B \quad (5.3.2)$$

式中：C——耐火耐候钢单面的腐蚀量(μm)；

t——使用时间（年）；

A、B——与使用环境和钢材品种相关的系数，可按表 5.3.2 取值。

表 5.3.2 耐火耐候钢板单面暴露的腐蚀厚度计算系数

环境腐蚀性等级	C1	C2	C3	C4	C5	CX

A	2.028	18.370	21.192	30.452	35.707	113.333
B	0.641	0.361	0.213	0. 387	0.365	0.711

5.3.3 不涂装的耐火耐候钢组合楼板不宜在沿海和海滨地区高盐度、高湿度的 C5 和 CX 环境等级使用。

5.3.4 在不易形成表面钝化锈层的环境下，耐火耐候钢压型板宜采用表面预处理方法加速形成表面钝化锈层。

6 连接与构造要求

6.1 一般规定

6.1.1 组合楼板用压型钢板基板的净厚度不应小于 0.75mm，作为永久模板使用的压型钢板基板的净厚度不宜小于 0.5mm。

6.1.2 压型钢板浇筑混凝土面，缩口型和闭口型压型钢板槽口最小浇筑宽度($b_{l,m}$)不应小于 50mm。当槽内放置栓钉时，压型钢板总高 h_s （包括压痕）不宜大于 80mm（图 6.1.2）。

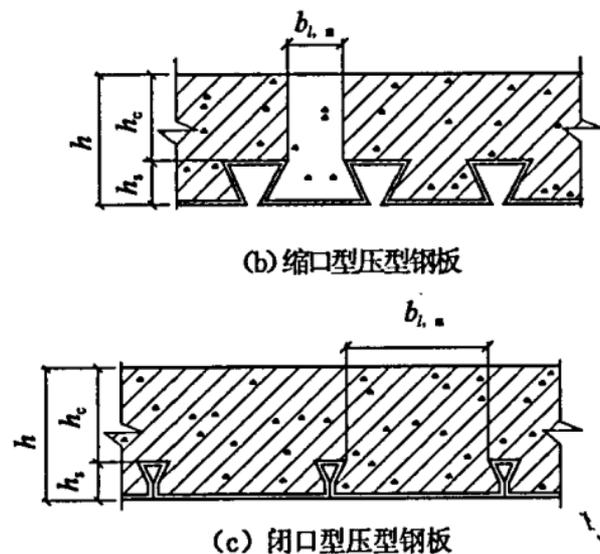


图 6.1.2 组合楼板截面凹槽宽度

6.1.3 组合楼板总厚度 h 不应小于 90mm，压型钢板肋顶部以上混凝土厚度 h_c 不应小于 50mm。

6.2 配筋要求

6.2.1 设计需要提高组合楼板正截面承载力时，可在板底沿顺肋方向配置附加的抗拉钢筋，钢筋保护层净厚度不应小于 15mm。

6.2.2 组合楼板不宜采用钢板表面无压痕的光面压型钢板，若必须采用时，应沿垂直肋方向布置不小于 $\phi 6@200$ 的横向钢筋，并应焊接于压型钢板上翼缘。焊有横向抗剪钢筋的压型钢板组合楼板的剪切粘结系数应按附录 B 试验确定。

6.2.3 组合楼板在有较大集中（线）荷载作用部位应设置横向钢筋，其截面面积不应小于压型钢板肋以上混凝土截面面积的 0.2%，延伸宽度不应小于集中（线）荷载分布的有效宽

度 b_e (图 4.1.9)。钢筋的间距不宜大于 150mm, 直径不宜小于 6mm。

6.2.4 组合楼板支座处构造钢筋及板面温度钢筋配置应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关规定。

6.2.5 组合楼板截面配筋可采用以下几种形式:

1 组合楼板正弯矩区的压型钢板满足受弯承载力要求时, 正弯矩区可不配置钢筋, 可在负弯矩区配置受力钢筋及在楼板顶面配置温度抗裂钢筋 (图 4.1.5a);

2 组合楼板正弯矩区的压型钢板不能满足受弯承载力要求或耐火极限计算不能满足要求时, 可在正弯矩区配置受力钢筋 (图 4.1.5b、图 4.1.5d);

3 当组合楼板内承受较大拉应力时, 可在压型钢板肋顶布置钢筋网片 (图 4.1.5c、图 4.1.5e)。

6.3 端部构造

6.3.1 组合楼板在钢梁上的支承长度, 对边梁不应小于 75mm (图 6.3.1a); 对中间梁, 当压型钢板不连续时不应小于 50mm (图 6.3.1b), 当压型钢板连续时不应小于 75mm (图 6.3.1c)。

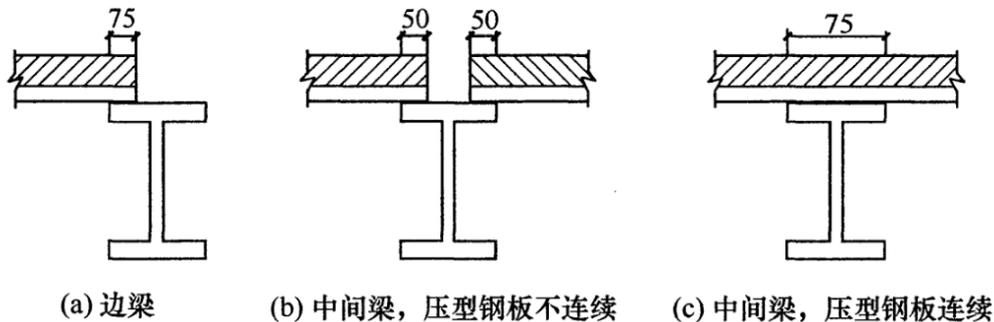


图 6.3.1 组合楼板支承在钢梁上

6.3.2 组合楼板支承于混凝土梁上时, 应在混凝土梁顶设置预埋件, 预埋件设计应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的规定, 不得采用膨胀螺栓固定预埋件。组合楼板在混凝土梁上的支承长度, 对边梁不应小于 100mm (图 6.3.2a); 对中间梁, 当压型钢板不连续时不应小于 75mm (图 6.3.2b), 当压型钢板连续时不应小于 100mm (图 6.3.2c)。

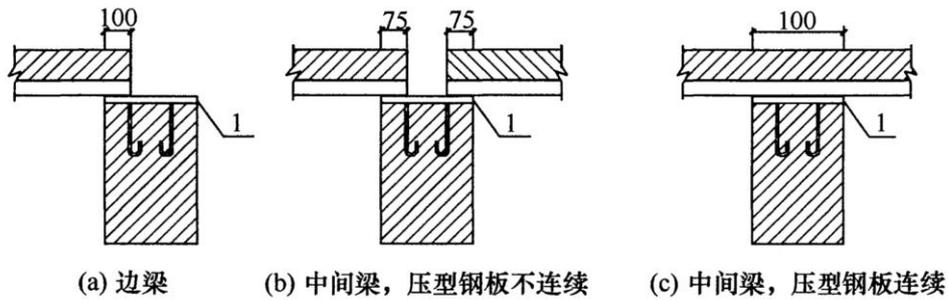


图 6.3.2 组合楼板支承在混凝土梁上

1—预埋件

6.3.3 组合楼板支承于砌体墙上时，可采用在砌体墙上设混凝土圈梁，圈梁上设置预埋件，并应符合第 6.3.2 条的要求。

6.3.4 组合楼板支承于剪力墙侧面时，宜在剪力墙侧面设置预埋件，剪力墙内预留钢筋，并与组合楼板负弯矩钢筋连接。预埋件设置及预留钢筋的锚固长度应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定。

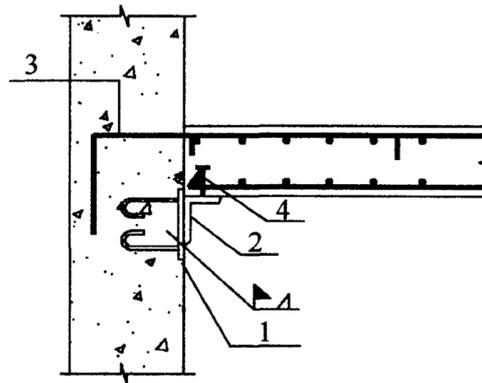


图 6.3.4 组合楼板与剪力墙侧面连接构造

1—预埋件；2—角钢或槽钢；3—剪力墙内预留钢筋；4—栓钉

6.3.5 组合楼板与梁之间应设有抗剪连接件。一般可采用栓钉连接，栓钉的设置应符合以下规定。

1 栓钉沿梁轴线方向间距不应小于栓钉杆径的 6 倍，不应大于楼板厚度的 4 倍，且不应大于 400mm；栓钉在垂直于梁轴线方向的间距不应小于栓钉杆径的 4 倍，且不应大于 400mm；

2 栓钉中心至钢梁上翼缘侧边或预埋件边的距离不应小于 35mm，至设有预埋件的混凝土梁上翼缘侧边的距离不应小于 60mm；

3 栓钉顶面混凝土保护层厚度不应小于 15mm，栓钉钉头下表面高出压型钢板底部钢筋顶面不应小于 30mm；

4 当栓钉位置不正对钢梁腹板时，在钢梁上翼缘受拉区，栓钉杆直径不应大于钢梁上

翼缘厚度的 1.5 倍；在钢梁上翼缘非受拉区，栓钉杆直径不应大于钢梁上翼缘厚度的 2.5 倍；栓钉杆直径不应大于压型钢板凹槽宽度的 0.4 倍，且不宜大于 19mm；

5 栓钉长度不应小于其杆径的 4 倍，焊后栓钉高度 h_d 应大于压型钢板高度加上 30mm，且应小于压型钢板高度加上 75mm。

6.3.6 当组合楼板在与柱相交处被切断，且梁上翼缘外侧至柱外侧的距离大于 75mm 时，应采取加强措施。可采取在柱上或梁上翼缘焊支托方式（图 6.3.6）进行处理。当柱为开口型截面（如 H 型截面）时，可在梁上翼缘柱截面开口处设水平加劲肋。

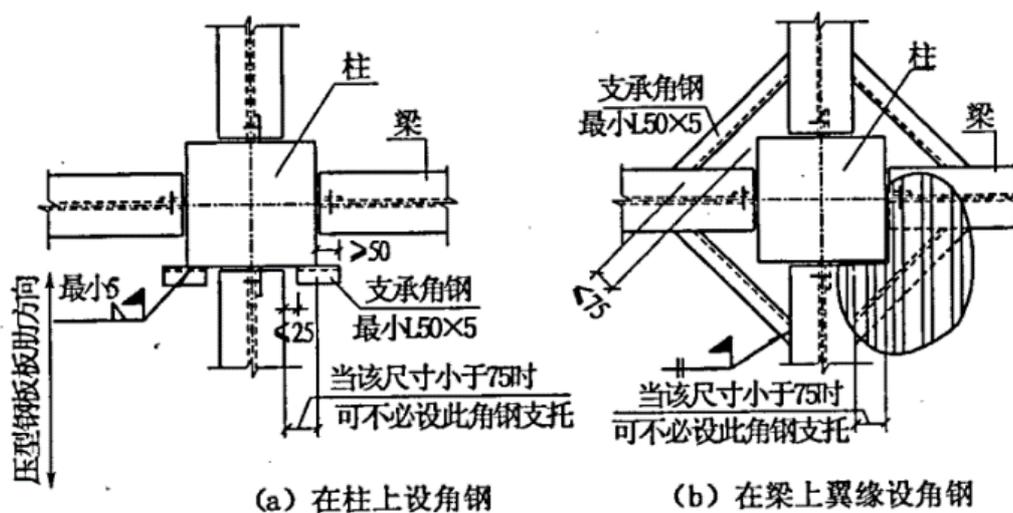


图 6.3.6 柱与梁交接处的压型钢板支托构造

6.4 组合楼板开洞

6.4.1 组合楼板开圆孔孔径或长方形边长不大于 300mm 时，可不采取加强措施。

6.4.2 组合楼板开洞尺寸在 300mm~750mm 之间，应采取有效加强措施。当压型钢板的波高不小于 50mm，且孔洞周边无较大集中荷载时，可按图 6.4.2 在垂直板肋方向设置角钢或附加钢筋。

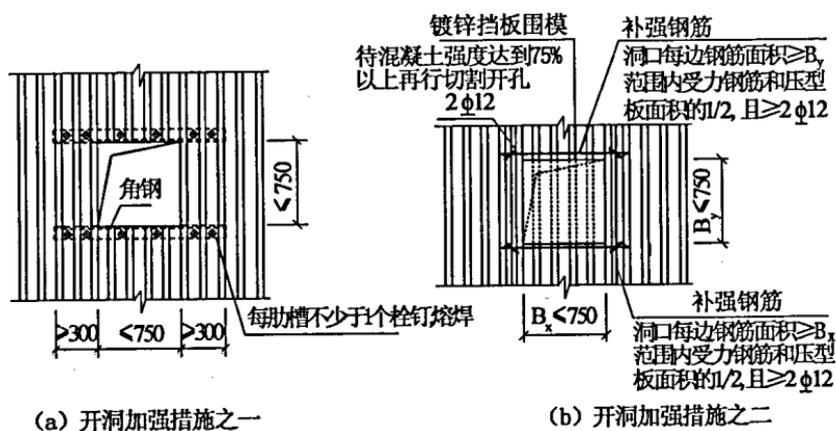


图 6.4.2 组合楼板开洞加强措施

6.4.3 组合楼板开洞尺寸在 300mm~750mm 之间，且孔洞周边有较大集中荷载时或组合楼板开洞尺寸在 750mm~1500mm 之间时，应采取有效加强措施。可按图 6.4.3 沿顺肋方向加槽钢或角钢并与其邻近的结构梁连接，在垂直肋方向加角钢或槽钢并与顺肋方向的槽钢或角钢连接。

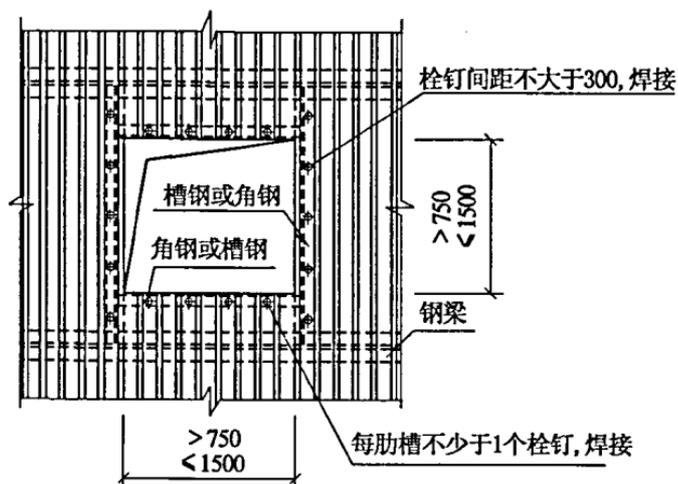


图 6.4.3 组合楼板开洞加强措施

6.4.4 当组合楼板并列开有一个以上洞口，且两洞口之间的净距小于相邻两洞口宽之和时，应验算洞口间板带的承载能力，并根据计算结果采取相应的加强措施。

7 施 工

7.1 一般规定

- 7.1.1** 耐火耐候压型钢板施工前应进行深化设计，对施工阶段承载力进行结构安全验算，并应经施工图设计单位确认。
- 7.1.2** 耐火耐候压型钢板组合楼板工程施工所用的材料应符合设计文件和国家现行有关标准的规定，并应具有质量合格证明文件。
- 7.1.3** 耐火耐候压型钢板组合楼板施工前，应编制专项施工方案，并对作业人员进行技术交底。
- 7.1.4** 耐火耐候压型钢板宜在工厂加工，当受运输条件限制时可在工地现场加工。
- 7.1.5** 材料或零部件在运输、贮存过程中应采取保护措施，防止变形、破损和污染。

7.2 制作、运输

- 7.2.1** 耐火耐候压型钢板加工允许偏差应符合表 7.2.1 的规定。

表 7.2.1 耐火耐候压型钢板加工允许偏差(mm)

项 目		允许偏差
波高 (H)	$H \leq 70$	± 1.0
	$H > 70$	± 1.5
波距		± 1.0
覆盖宽度		+3.0 -2.0
板长		+5.0 0
侧向弯曲		每 m 板长度内 1.0 板长度小于 10m，不大于 3mm； 板长度不小于 10m，不大于 5mm
横向剪切（沿截面宽度）		3.0

- 7.2.2** 压型钢板加工成型后板面不得开裂，应无明显凹凸和褶皱，表面应清洁。
- 7.2.3** 运输时宜在压型钢板下部用方木垫起，卸车时应先抬高再移动，避免板面之间互相摩擦，并确保板的边缘和端部不损坏。
- 7.2.4** 压型钢板堆放场地应基本平整，堆放高度不宜超过 2000mm。

7.2.5 吊装应采用专用吊装带。

7.3 铺 设

7.3.1 钢结构及必要的支承构件验收合格后方可进行楼承板铺设。在楼承板铺设之前，必须将梁顶面杂物清扫干净，并对有弯曲或扭曲的楼承板进行矫正。封口板、边模、边模补强收尾工程应在浇注混凝土前及时完成。

7.3.2 压型钢构板铺设前，应在支承构件上标出压型钢板的位置线。铺设应平整、顺直，相邻压型钢板端部的波形槽口应对准。

7.4 压型钢板边端固定

7.4.1 楼承板端部应采取有效固定措施，固定措施可采用下述两种方法之一：

1 采用点焊焊接固定时，每个焊点的受剪承载力不小于现行国家标准《冷弯薄壁型钢结构技术规范》GB 50018 的规定，计算宽度内焊点承载力之和应满足式(7.4.1)的要求；且压型钢板或底模的每个波谷至少应点焊一处；连续板与中间支承钢梁连接时，可适当减少焊点，但每块板不应少于 2 处。

$$V \leq \sum_i^n N_v^s \quad (7.4.1)$$

式中： V ——施工阶段压型钢板端部剪力设计值(N)，按本规范第 4.2.7 条取用；

N_v^s ——单个焊点的抗剪承载力设计值(N)，按《冷弯薄壁型钢结构技术规范》GB 50018

取值；

n ——压型钢板单边焊点个数。

2 采用栓钉固定时，栓钉应设置在支座的压型钢板凹槽处，每槽不少于 1 个，并应穿透压型钢板或底模与钢梁焊牢，栓钉中心到压型钢板或底模自由边距离不应小于 $2d$ (d 为栓钉直径)，栓钉中心至钢梁上翼缘或预埋件侧边的距离不应小于 35mm。栓钉直径可按表 7.4.1 采用。当固定栓钉作为组合楼板与梁之间的抗剪栓钉使用时，还应符合本规范第 6.3 节的规定。

表 7.4.1 固定压型钢板的栓钉直径

板跨 l (m)	栓钉直径 (mm)
$l < 3$	13
$3 \leq l \leq 6$	16, 19
$l > 6$	19

7.4.2 压型钢板在铺设的起始边部应设置支承结构构件并固定。压型钢板侧边在钢梁上的搭接长度不应小于 25mm，在混凝土梁上的搭接长度不应小于 50mm（图 7.4.2a）；压型钢板铺设的末端距钢梁上翼缘或预埋件边不大于 200mm 时，可用包边板收头（图 7.4.2b）。

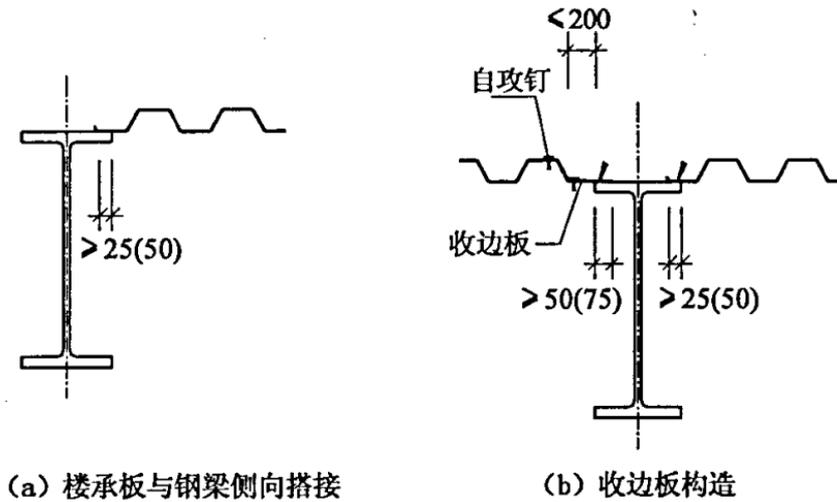


图 7.4.2 楼承板侧向搭接

7.4.3 压型钢板侧向与梁搭接应采取有效固定措施，固定措施应满足下列要求。

- 1 压型钢板与钢梁或与混凝土梁上预埋件搭接采用点焊焊接固定时，点焊间距不宜大于 400mm。
- 2 压型钢板与钢梁或与混凝土梁上预埋件搭接采用栓钉固定时，栓钉间距不宜大于 400mm。栓钉其他要求应符合本规范第 7.4.1 条的规定。
- 3 压型钢板与混凝土梁的横向支撑木方搭接时，可采用铁钉固定，铁钉间距不宜大于 400mm。

7.4.4 压型钢板安装的允许偏差应符合表 7.4.4 的规定。

表 7.4.4 压型钢板安装允许偏差(mm)

项 目	允许偏差
板肋或波峰直线度	$L/800$ ，且不应大于 25.0
相邻两块压型金属板端部错位	5.0
压型钢板与钢梁顶面的间隙	1.0

7.4.5 压型钢板未经计算校核，不应作为安装时的施工通道。当作为施工通道时，应有保护措施。

7.5 包边构造和临时支撑

7.5.1 混凝土浇筑前应采用包边板对楼承板进行封堵。可采用通用 Z 型包边板，也可采用专用封堵件。金属包边板应与压型钢板波峰、波谷处点焊连接。包边板应与压型钢板波距对齐，偏差不大于 3mm。

7.5.2 组合楼板边缘端部宜采用包边板，包边板应与钢梁点焊，包边板的高度宜为楼板结构层厚度。

7.5.3 当设计要求施工阶段设置临时支撑时，应按设计要求在相应位置设置临时支撑。临时支撑可根据具体工程的特点采用设置临时梁或从下层楼面支顶等方式。临时支撑不得采用孤立的点支撑，应设置木材或钢板等带状水平支撑，带状水平支撑与楼承板接触面宽度不应小于 100mm。

7.5.4 临时支撑的承载力和稳定性应满足国家现行有关标准的要求。当临时支撑采用从下层楼面支顶方式时，应保证下一层楼板的承载能力和挠度满足国家现行有关标准要求。

7.5.5 当组合楼板的混凝土未达到设计强度 75% 前，不得拆除临时支撑，对裂缝控制严格的组合楼板或悬挑部位，临时支撑应在混凝土达到设计强度 100% 后方可拆除。

7.6 混凝土浇筑

7.6.1 浇筑混凝土前，必须清除楼承板上的杂物(包括栓钉上的瓷环)及灰尘、油脂等。在人员、小车走动较频繁的楼承板区域应铺设脚手板。

7.6.2 浇筑混凝土时，不得对楼承板造成冲击。倾倒混凝土时，应正对钢梁或临时支撑的部位倾倒，倾倒范围或倾倒混凝土造成的临时堆积不得超过梁或临时支撑左右各 1/6 板跨范围内的楼承板上，并应迅速向四周摊开，避免堆积过高；严禁在楼承板跨中（临时支撑作为支座)部位倾倒混凝土。泵送混凝土管道支架应支撑在梁上。

7.6.3 混凝土强度未达到 75% 设计强度前，不得在楼层面上附加任何其他荷载。

7.7 现场切割

7.7.1 压型钢板切割或开洞，宜采用等离子切割或空心钻孔,不得采用火焰切割。

7.7.2 楼板开洞时，必须待混凝土达到 75% 的设计强度后方可切断楼板。

8 质量验收及维护

8.1 一般规定

8.1.1 耐火耐候钢组合楼板工程施工质量验收，应提供下列文件和资料：

- 1 设计文件；
- 2 原材料产品质量证明、性能检测报告、构配件出厂合格证、进场验收记录；
- 3 检验批的质量验收记录；
- 4 其他必要的文件和记录。

8.1.2 耐火耐候压型钢板的制作和安装可按变形缝、楼层、施工段或与其配套的钢结构安装分项工程检验批划分原则划分一个或若干个检测批。

8.1.3 压型钢板安装应在钢结构安装工程检验批质量验收合格后进行。

8.1.4 组合楼板的钢筋混凝土工程验收应满足《钢筋混凝土施工质量验收规范》GB50204的相关规定。

8.2 原材料及成品进场验收

I 主控项目

8.2.1 压型金属板及制造压型金属板所采用的原材料的材质、牌号、规格、性能等应符合国家现行相关标准和设计要求。

检查数量：全数检查。

检验方法：检查产品的质量合格证明文件、中文标志及检验报告等。

8.2.2 包边板及制造包边板所采用的原材料的品种、规格、性能等应符合国家现行相关标准和设计要求。

检查数量：全数检查。

检验方法：检查产品的质量合格证明文件、中文标志及检验报告等。

II 一般项目

8.2.3 压型钢板、包边板板面平整、无变形，其规格尺寸及允许偏差应符合本标准第7.4.4条的规定。

检查数量：每种规格抽查5%，且不少于10件。

检验方法：观察检查及尺量。

8.2.4 压型钢板、包边板成品，表面应干净，不应有明显凹凸和褶皱。

检查数量：按计件数抽查 5%，且不少于 10 件。

检验方法：观察检查。

8.3 压型钢板安装验收

I 主控项目

8.3.1 压型钢板与支承结构的锚固长度应满足设计要求，端部锚固件连接可靠，设置位置应满足设计要求。

检查数量：沿连接纵向长度抽查 10%，且不应少于 10m。

检验方法：尺量检查。

8.3.2 压型钢板与支承结构的搭接长度、压型钢板长方向的搭接长度应满足设计要求。压型钢板铺设末端包边板收头应满足设计要求。

检查数量：沿连接纵向长度抽查 10%，且不应少于 10m。

检验方法：尺量检查。

II 一般项目

8.3.3 压型钢板侧向搭接连接应严密、连续平整，不得出现扭曲和裂口。

检查数量：侧向搭接部位每 10m 长度抽查 1 处，且不少于 3 处。

检验方法：观察检查。

8.3.4 压型钢板铺设完成后应无起拱、褶皱等变形，完成面表皮效果应符合设计要求。

检查数量：全数检查。

检验方法：观察检查。

8.3.5 压型钢板的焊接连接应符合设计要求，不得有裂纹、气孔等缺陷。

检查数量：焊接部位每 10m 长度抽查 1 处，且不少于 3 处。

检验方法：观察检查。

8.3.6 安装后的压型钢板表面应平整、顺直、洁净，外观色泽应均匀一致，不得有污染和破损。

检查数量：按面积抽查 10%，且不应少于 10m²。

检验方法：观察检查。

8.3.7 压型钢板安装的允许偏差应符合本标准表 7.10.5 的规定。

检查数量：每 20m 长度抽查 1 处，且不少于 3 处。

检验方法：拉线、吊线和钢尺检查。

8.4 维 护

8.4.1 耐火耐候钢组合楼板验收时，应提交使用维护说明书。使用维护说明书宜包括下列内容：

- 1 耐火耐候钢组合楼板主要性能参数及设计使用年限；
- 2 使用注意事项；
- 3 环境条件变化对耐火耐候钢组合楼板耐久性的影响；
- 4 日常与定期的检查、维护要求；
- 5 特殊情况检查维修要求；

8.4.2 耐火耐候钢组合楼板工程交付使用后，应保持钢板底面清洁以利于表面钝化锈层正常形成。使用方宜根据使用维护说明书的相关要求定期进行维护、维修。

8.4.3 检查发现的问题应及时处置，并应对处置情况进行记录。

8.4.4 当发生影响正常使用的情况时，应进行评估、鉴定，并应依据鉴定结果采取维修措施。

8.4.5 对超出设计使用年限的组合楼板应进行评估及鉴定。

附录 A 耐大气腐蚀性能评估方法

A.1 范 围

A.1.1 本附录提供通过化学成分对低合金钢的耐大气腐蚀性进行评估的一种方法。

A.1.2 本方法利用基于钢的化学成分的预测公式计算钢的耐腐蚀性指数。按照本附录，可以对各牌号耐腐蚀性的相对大小进行评估。

A.2 方 法

A.2.1 耐大气腐蚀性指数 (I) 按公式 (A.1) 进行计算：

$$I = 26.01Cu + 3.88Ni + 1.2Cr + 1.49Si + 17.28P - 7.29Cu \times Ni - 9.11Ni \times P - 33.39Cu^2 \quad (\text{A.2.1})$$

式中，化学成分（熔炼分析）应在以下范围内：

Cu: 0.012%~0.51%；

Ni: 0.05%~1.1%；

Cr: 0.10%~1.3%；

Si: 0.10%~0.64%；

P: 0.01%~0.12%。

附录 B 组合楼板剪切粘结系数 m 、 k 试验方法

B.1 说 明

B.1.1 按本规范计算组合楼板的剪切粘结承载力时，应按本附录确定相应的剪切 粘结系数 m 、 k 。

B.1.2 试验应在有资质的实验室进行，并应有国家注册工程师（国家注册监理工程师或国家注册一级结构工程师）全过程见证。

B.2 试件制作

B.2.1 制作材料

压型钢板应符合本规范规定，钢筋与混凝土应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定。

B.2.2 试件尺寸

- 1 长度：试件的长度应取实际工程，且应满足 B.2.3 中有关剪跨的要求；
- 2 宽度：所有构件的宽度应至少等于 1 块压型钢板的宽度，且不应小于 600mm；
- 3 板厚：板厚应按实际工程选择，且应满足本规范的构造要求。

B.2.3 试件数量

1 组合楼板试件总量不应少于 6 个，其中必须保证有两组试验数据分别落在 A 和 B 两个区域（表 B.2.3），每组不应少于 2 个试件。

2 应在 A、B 两个区域之间增加一组不少于 2 个试件或分别在 A、B 两个区域内各增加一个校验数据。

3 A 区组合楼板试件的厚度应大于 90mm，剪跨 a 应大于 900mm；B 区组合楼板试件可取最大板厚，剪跨 a 应不小于 450mm，且应小于试件截面宽度。试件设计应保证试件破坏形式为剪切粘结破坏。

表 B.2.3 厚度及剪跨限值

区域	板厚 h	剪跨 a
A	$h_{\min} \geq 90\text{mm}$	$a > 900\text{mm}$ ，但 $P x a/2 < 0.9M_U$
B	h_{\max}	$450\text{mm} \leq a \leq$ 试件截面宽度

注： M_u 为试件以材料实测强度代入本规范式(5.3.1-1)计算的受弯极限承载力，计算公式改为等号。

B.2.4 剪力件设计

剪力件的设计应与实际工程一致，且满足本规范的要求。

B.3 试验步骤

B.3.1 试件加载

1 试验可采用集中加载方案，剪跨 a 取板跨 l_n 的 $1/4$ ，按图 B.3.1 所示加载测试；也可采用均布荷载加载，此时剪跨 a 应取支座到主要破坏裂缝的距离。

2 施加荷载应按所估计破坏荷载的 $1/10$ 逐级加载，除在每级荷载读仪表记录有暂停外，应对构件连续加载，并无冲击作用。加载速率不应超过混凝土受压纤维极限的应变率(约为 $1\text{MPa}/\text{min}$)。

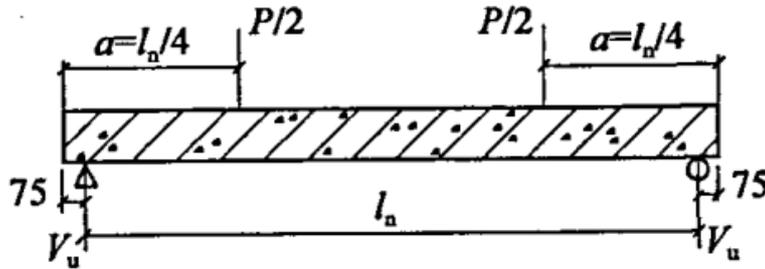


图 B.3.1 集中加载试验

B.3.2 测量精度

荷载测试仪器精度应在 $\pm 1\%$ 内。跨中变形及钢板与混凝土间的端部滑移在每级荷载作用下测量精度应为 0.01mm 。

B.3.3 数据记录

对每个试件记录数据不应少于按附表 A1、附表 A2 的内容，并整理成册。

B.4 试验结果分析

B.4.1 剪切极限承载力应按下式计算：

$$V_u = \frac{P}{2} + \frac{\gamma g_k l_n}{2} \quad (\text{B.4.1})$$

式中： P ——试验加载值(N)；

g_k ——试件单位长度自重(N/mm)；

l_n ——试验时试件支座之间的净距离(mm)；

γ ——试件制作时与支撑条件有关的支撑系数，应按本规范表 4.1.10 取用。

B.4.2 剪切粘结 m 、 k 系数

1 按图 B.4.2 建立坐标系，竖向坐标为 $\frac{V_u}{bh_0f_{t,m}}$ ，横向坐标为 $\frac{\rho_a h_0}{af_{t,m}}$ 。其中， V_u 为剪切极限承载力； b 、 h_0 为组合楼板试件的截面宽度和有效高度； ρ_a 为试件中压型钢板含钢率； $f_{t,m}$ 为混凝土轴心抗拉强度平均值，可由混凝土立方体抗压强度计算 $f_{t,m} = 0.395f_{cu,m}^{0.55}$ ， $f_{cu,m}$ 为混凝土立方体抗压强度平均值。由试验数据得出的坐标点确定剪切粘结曲线，应采用线性回归分析的方法得到该线的截距 k_1 和斜率 m_1 。

2 回归分析得到的 m_1 、 k_1 值应分别降低 15% 得到剪切粘结系数 m 、 k 值，该值可用于本规范第 5.4.1 条的剪切粘结承载力计算。如果数据分析中有多于 8 个试验数据，则可分别降低 10%。

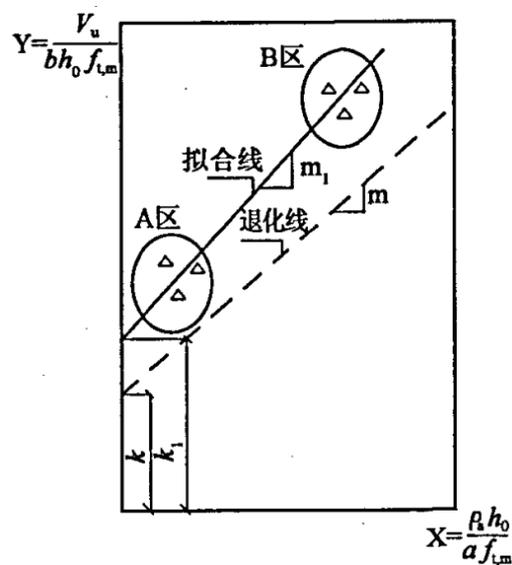


图 B.4.2 剪切粘结试验拟合曲线

B.4.3 当某个试验数据的坐标值 $\frac{V_u}{bh_0f_{t,m}}$ 偏离该组平均值大于 $\pm 15\%$ 时，至少应再进行同类型的两个附加试验并应采用两个最低值确定剪切粘结系数。

B.5 试验结果应用

B.5.1 设计人员应审核确认附表 A1、附表 A2 原始数据，并根据原始数据按本规范要求分析得到 m 、 k 系数。由试验人员分析得到附表 A3 的剪切粘结系数 m 、 k ，应用前应得到设计人员的确认。

B.5.2 试验所得到的系数，可用于试验所针对的工程；当用于其他工程时，应满足 B.5.3 的要求。

B.5.3 已有试验结果

1 对以往的试验数据，若是按本试验方法得到的数据，且满足本附录 B.2.3 试验数据

的要求，其 m 、 k 系数可用于该工程。

2 已有的试验数据如未按本附录表 B.2.3 的要求落入 A 区和 B 区，可做补充试验，试验数据至少应有一个落入 A 区和一个落入 B 区，同以往数据一起分析 m 、 k 系数。

B.5.4 剪力件的影响

试验中没有剪力件的试验结果所得到的 m 、 k 系数可用于有剪力件的组合楼板设计；有剪力件的试验结果所得到的 m 、 k 系数，组合楼板设计中采用的剪力件应与试验采用的剪力件相同。

附表 A1 组合楼板试验

试件编号			试件制作日期	
压型钢板	型号		板厚(mm)	
	正截面惯性矩(cm ⁴)		正截面抵抗矩(cm ³)	
	截面面积(cm ²)		压型钢板高(mm)	
	中心距(mm)			
	实测屈服强度(N/mm ²)		实测抗拉极限强度(N/mm ²)	
压型钢板的其它说明：如表面锈蚀、镀锌量等。				
混凝土龄期(d)			实测混凝土强度立方体抗拉强度平均值 $f_{cu,m}$	
组合楼板试件	试件长度(mm)		试件宽度(mm)	
	板厚(mm)		设计剪跨(mm)	
	组合楼板试件其他说明（如混凝土构件表面质量、配筋、试件支座时支撑、剪力件、构件图、加载图等）：			
注册工程师		（签字、注册章）	试验负责人	（签字）
试验单位		（公章）		

附表 A2 组合楼板试验

试件编号				试验日期			
试验时板跨度(mm)				试验时剪跨(mm)			
构件自重荷载(kN/m ²)				其他荷载			
加载 试验 记录	荷载级数	荷载值(kN)	裂缝(mm)	跨中挠度(mm)	端部滑移(mm)		
试验过程及破坏形态等描述（附试件裂缝和破坏照片）							
注册工程师		（签字、注册章）		试验负责人		（签字）	
试验单位		（公章）					

附表 A3 组合楼板试验数据分析

剪切粘结试验拟合曲线：

剪切粘结系数:

$m=$

$k=$

数据分析人

校核人

数据分析单位

(公章)

本规范用词说明

1 为便于在执行本规程条文时区别对待，对要求严格程度不同的用词说明如下：

1) 表示很严格，非这样做不可的：

正面词采用“必须”，反面词采用“严禁”；

2) 表示严格，在正常情况下均应这样做的：

正面词采用“应”，反面词采用“不应”或“不得”；

3) 表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做的：

正面词采用“宜”，反面词采用“不宜”；

4) 表示有选择，在一定条件下可以这样做的，采用“可”。

2 条文中指明应按其他有关标准执行的写法为“应符合.....的规定”或“应按.....执行”。

引用标准名录

- 《建筑结构荷载规范》 GB 50009
- 《混凝土结构设计规范》 GB 50010
- 《钢结构设计规范》 GB 50017
- 《冷弯薄壁型钢结构技术规范》 GB 50018
- 《建筑结构可靠度设计统一标准》 GB 50068
- 《耐火耐候结构钢》 GB/T xxxx
- 《建筑用压型钢板》 GB/T 12755
- 《低合金高强度结构钢》 GB/T 1591
- 《碳钢焊条》 GB/T5117
- 《低合金钢焊条》 GB/T5118
- 《建筑构件耐火试验方法》 GB/T 9978
- 《电弧螺柱焊用圆柱头焊钉》 GB 10433
- 《钢结构防火涂料应用技术规范》 CECS 24
- 《栓钉焊接技术规程》 CECS 226

中国工程建设标准化协会标准

耐火耐候钢压型板-混凝土
组合楼板技术规程

条文说明

T/CECS XXX : 202X

(征求意见稿)

目 录

1 总 则.....	56
2 术语和符号.....	57
2.1 术 语.....	57
3 材 料.....	58
3.1 混凝土.....	58
3.2 钢 筋.....	58
3.3 压型钢板.....	58
4 压型钢板组合楼板承载力及变形计算.....	61
4.1 一般规定.....	61
4.2 施工阶段承载力及变形计算.....	61
4.3 使用阶段荷载效应组合及变形计算.....	62
4.4 使用阶段受弯承载力计算.....	64
4.5 使用阶段受剪承载力计算.....	65
4.6 正常使用极限状态验算.....	66
5 组合楼板耐火和耐候设计.....	69
5.1 一般规定.....	69
5.2 无防火保护的压型钢板组合楼板极限状态.....	69
5.3 压型钢板耐候设计.....	75
6 压型钢板组合楼板构造要求.....	77
6.1 一般规定.....	77
6.2 配筋要求.....	77
6.3 端部构造.....	78
6.4 组合楼板开洞.....	79
7 施 工.....	80
7.1 吊装及堆放.....	80
7.2 放 样.....	80

7.3 铺 设.....	80
7.4 压型钢板边端固定.....	80
7.5 封口板、收边构造和临时支撑.....	80
7.6 混凝土浇筑.....	82
7.7 现场切割.....	82
附录 B 组合楼板剪切粘结系数 m 、 k 标准试验方法.....	83
B.1 说 明.....	83
B.2 试件制作.....	83
B.3 试验步骤.....	83
B.4 试验结果分析.....	84
B.5 试验结果应用.....	84

1 总 则

1.0.1 本条规定是制订本标准的基本方针和原则。

1.0.2 本条规定了本规范的适用范围。

压型钢板组合楼板未见有关疲劳试验报告，对直接承受动力荷载作用的楼板，本规范不推荐采用压型钢板组合楼板。

压型钢板组合楼板用于高温、高湿或露天环境除应满足本规范要求外，还应满足有关专门标准的要求。

1.0.3 本规范立足于我国组合楼板设计与施工的具体条件编制而成，凡本规范未规定的部分应符合其他相关国家现行标准。

2 术语和符号

2.1 术语

术语一节仅给出了本规范中专有的术语，其他术语与现行国家标准《工程结构设计基本术语和通用符号》GBJ 123、《建筑结构设计术语和符号》GB/T 50083、《建筑结构设计可靠度统一标准》GB 50068、《建筑结构荷载规范》GB 50009、《混凝土结构设计规范》GB 50010、《钢结构设计规范》GB 50017、《冷弯薄壁型钢结构技术规范》GB 50018 等标准规范相同。

2.1.2 楼承板

楼承板是指施工阶段承受全部施工荷载作为混凝土模板，使用阶段与混凝土共同组合承载的压型钢板。

2.1.3 耐火耐候钢压型板组合楼板 profiled steel deck-concrete slabs

在耐火耐候钢压型板上浇筑混凝土，混凝土硬结后楼承板与混凝土共同工作，由楼承板和混凝土组合在一起的楼板，如图 1。

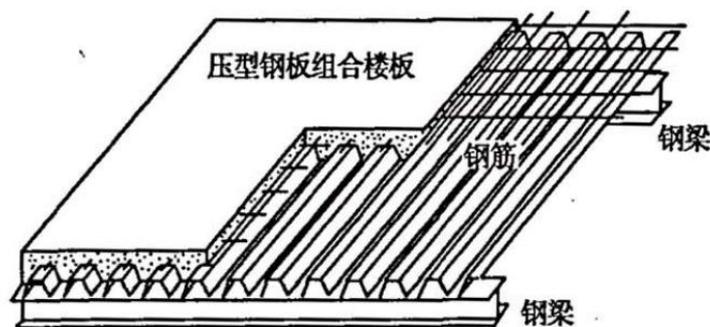


图 1 压型钢板组合楼板

2.1.4~2.1.6 开口型、缩口型、闭口型压型钢板是我国工程实践中的惯称，图 2~图 4 为我国常用的几种压型钢板。



图 2 开口型压型钢板图示



图 3 缩口型压型钢板图示

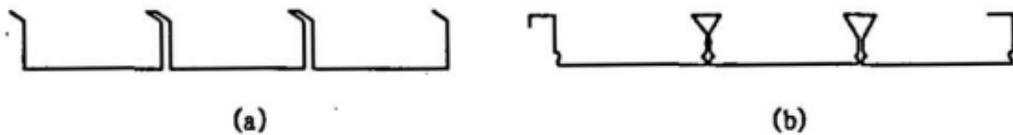


图 4 闭口型压型钢板

3 材 料

3.1 混凝土

在组合楼板的工程实践中，早期采用 C20 混凝土较多，近年来则更多采用高强度等级混凝土，一般多在 C30~C40 之间。为了方便使用，本节给出了 C20~C50 混凝土的物理力学性能，这些规定与现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010—2010 完全相同，当国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 修订时，应按修订后标准执行。

3.2 钢 筋

为方便设计者使用给出了钢筋的物理力学性能指标，这些指标取自现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010—2010。当国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 修订时，应按修订后标准执行。

根据国家低碳环保的要求，提倡应用高强、高性能钢材，楼板的受力钢筋不再采用级钢筋，本标准只列出 400MPa 级以上的钢筋的物理力学指标。

3.3 压型钢板

3.3.1~3.3.3 现行国家标准《耐火耐候结构钢》GB/T xxxx—202x 给出了 Q235FRW、Q355FRW、Q390FRW、Q420FRW、Q460FRW、Q500FRW、Q550FRW 和 Q690FRW 等各

牌号耐火耐候钢热轧钢板和钢带、热轧型钢的尺寸、外形、技术要求、试验方法、检验规则等。从实际应用考虑及强度层级的配合，本标准给出了 355、460、550MPa 三种强度级别牌号的耐火耐候钢的物理力学性能指标。

国家标准《耐火耐候结构钢》GB/T xxxx—202x 中的钢板是热轧钢板，其性能与以往组合楼板中使用的冷轧薄板有较大的区别（见表 1、表 2）。热轧耐火耐候钢板的屈强比较小，均可满足不大于 0.85；断后伸长率较大，实测的 Q550FRW 薄钢板的断后伸长率为 12.0%~19.5%；高温 600℃ 时的屈服强度不低于常温时屈服强度的 2/3；耐大气腐蚀指数达到 6.0 以上。因此热轧耐火耐候钢材的延性、辊轧加工性能、耐火性能、耐大气腐蚀性能都有较大的提高。

表 1 连续热镀锌薄钢板力学性能

牌号	$R_{P0.2}$ N/mm ² 不小于	R_m N/mm ² 不小于	R_p/R_m	$A_{80m}/\%$ 不小于
S250	250	330	0.76	19
S280	280	360	0.78	18
S320	320	390	0.82	17
S350	350	420	0.83	16
S550	550	560	0.98	—

表 2 耐火耐候结构钢板力学性能指标

牌号	室温 $R_{P0.2}$ N/mm ² 不小于	室温 R_m N/mm ² 不小于	R_p/R_m	A_{50m} % 不小于	600° C 时 $R_{P0.2}$ N/mm ² 不小于
Q235FRW	235	370	0.83	20	157
Q355FRW	355	490	0.83	16	237
Q390FRW	390	510	0.85	14	260
Q420FRW	420	520	0.85	12	280
Q460FRW	460	570	0.85	10	307
Q550FRW	550	670	0.85	7	367

关于耐火耐候钢材设计强度取值，根据首钢提供的试验资料及第三方试验结果，所有试件的屈服或抗拉极限强度均比材料标准中的公称强度大，试验屈服强度为公称屈服强度 1.12~1.23 倍，试验抗拉极限强度高于公称抗拉极限强度 1.05~1.12 倍。本标准将耐火耐候钢板的抗拉强度标准值取为现行国家标准《耐火耐候结构钢》GB/T xxxx 标准的公称抗拉强度。

耐火耐候钢比一般碳钢的生产技术难度高，均由国内知名大型钢铁企业生产，其质量稳定性有保证。目前对于耐火耐候钢材料的力学性能试验数据不多，耐火耐候钢材料分项

系数及强度设计值采用现行国家标准《钢结构设计标准》GB50017 和行业标准《高强钢结构设计标准》JGJ/T483 中的相关规定。

3.3.4~3.3.5 表 3 为按本规范有关公式计算的各温度下耐火耐候钢压型钢板的名义屈服强度折减系数 η_{sT} 和弹性模量折减系数 χ_{sT} 。本条公式均根据 SQ410FRW 牌号的母材进行横向取样的高温材性试验和非线性回归分析得出。材性试验方法参考如下标准进行：《金属材料 拉伸试验 第 1 部分：室温试验方法》(GB/T 228.1-2010)、《金属材料 拉伸试验 第 2 部分：高温试验方法》(GB/T 228.2-2015)、《Metallic materials – Tensile testing – Part 1: Method of test at room temperature》(ISO 6892-1: 2016)和《Metallic materials – Tensile testing – Part 2: Method of test at elevated temperature》(ISO 6892-2: 2018)

表 3 耐火耐候钢压型钢板高温下的名义屈服强度折减系数 η_{sT} 和弹性模量折减系数 χ_{sT}

温度 (°C)	20~300	350	400	450	500	550	600	650	700	750	800	850	900	950	1000
χ_{sT}	1.000	0.976	0.945	0.907	0.858	0.793	0.702	0.566	0.339	0.236	0.183	0.151	0.129	0.113	0.102
$\eta_{sT, 0.2}$	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.840	0.680	0.262	0.161	0.114	0.087	0.068	0.054	0.043	0.034
$\eta_{sT, 0.5}$	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.875	0.749	0.262	0.159	0.114	0.087	0.070	0.057	0.047	0.039
$\eta_{sT, 1.0}$	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.884	0.768	0.251	0.153	0.110	0.086	0.071	0.059	0.051	0.044
$\eta_{sT, 1.5}$	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.888	0.775	0.238	0.145	0.106	0.084	0.070	0.060	0.053	0.047
$\eta_{sT, 2.0}$	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.883	0.765	0.227	0.139	0.103	0.083	0.070	0.061	0.054	0.049

4 压型钢板组合楼板承载力及变形计算

4.1 一般规定

4.1.1 现行国家标准《冷弯薄壁型钢结构技术规范》GB 50018 中设置了压型钢板一章。压型钢板截面特性计算应注意该规范中关于受压翼缘有效宽度及腹板有效高度的规定。

4.1.2 本规范遵循现行国家标准《建筑结构可靠性设计统一标准》GB 50068，采用以概率理论为基础的极限状态设计法，以分项系数表达式进行设计。

4.1.7 正交各向异性板可采用有限元方法计算。本条是正交各向异性板的近似分析法，采用有效边长比替代实际边长比，并以此对有关边长作修正，将正交异性双向板简化成等效的各向同性双向板。

4.1.8 连续组合楼板支座负弯矩调幅的目的是为了充分发挥组合楼板正弯矩抗弯承载力的潜力。

4.1.9 当压型钢板组合楼板上有较大的集中荷载或沿顺肋方向有较大的集中线荷载时，局部范围内组合楼板受力较大，因此应对该部分承载力进行单独验算。

4.1.10 按本标准第 4.1.6 条，当 $\lambda_e > 2.0$ 或 $0.5 < \lambda_e < 2.0$ 时，需验算组合楼板弱边方向的承载力。

4.2 施工阶段承载力及变形计算

4.2.1 在施工阶段计算时，压型钢板的临时支撑可作为一个支座考虑。压型钢板在施工阶段作为模板承受荷载，属临时结构，根据现行国家标准《建筑结构可靠性设计统一标准》GB 50068 的规定，结构重要性系数取为 0.9。

4.2.2 在均布荷载下，压型钢板的承载力基本上由受弯控制。

4.2.3 施工阶段压型钢板的挠度应按结构力学的方法计算，特别需注意惯性矩应采用截面有效惯性矩。施工阶段当挠度过大时，附加的“坑凹”效应较大，因此规定施工阶段挠度不应大于 20mm。原冶金部标准《钢—混凝土组合楼板设计与施工技术规程》YB 9238—92 及现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99—98 均采用了此限值，多年的工程实践表明，这个限值是可行的。

4.2.4 施工荷载系指施工人员和施工机具等，并考虑施工过程中可能产生的冲击和振动。若有过量的冲击、混凝土堆放以及管线等应考虑附加荷载。由于施工习惯和方法的不同，

施工阶段的可变荷载也不完全相同，因此测量施工时的施工荷载是十分重要的。楼承板施工阶段的承载力和挠度，应按实际施工荷载计算。

4.2.5 本条单独作为一个条款，主要是强调第 4.2.4 条的重要性。在测量施工荷载有困难时，参考现行国家标准《冷弯薄壁型钢结构技术规范》GB 50018 给出了施工均布荷载 1.0kN/m^2 。原冶金工业部标准《钢—混凝土组合楼盖设计与施工技术规范》YB 9238—92 和现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138—2016 均取施工均布荷载 1.0kN/m^2 。

4.2.6 验算舒适度时采用的荷载值是结构可能承担的实际荷载，为楼盖自重标准值与本条给定的有效可变荷载之和。本条给定的有效可变荷载值是国际上通用的数值。

4.2.7 混凝土在浇筑过程中，处于非均匀的流动状态，可能造成单块楼承板受力较大，适当提高了混凝土在湿状态下的荷载分项系数。

4.3 使用阶段荷载效应组合及变形计算

4.3.1 组合楼板内力计算不仅与支座条件有关，同时也与其加载史、施工时临时支撑条件有关。参考现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 中叠合构件设计的有关规定给出了荷载组合。

1 不设置临时支撑，组合楼板正弯矩正截面，无论是压型钢板还是钢筋桁架，始终承受着施工阶段的混凝土自重荷载，两阶段荷载组合后，计算组合楼板正弯矩区正截面极限承载力时，认为压型钢板全部屈服，因此加载史的影响不大，本标准给出了(4.3.1-1)式；压型钢板组合楼板在支座断开处的连接钢筋负弯矩区正截面，在混凝土硬结前，负弯矩钢筋与混凝土没有粘结，负弯矩区钢筋不承受荷载，负弯矩区钢筋承受的是混凝土硬结后，除楼承板和混凝土自重以外的荷载，因此本规范给出了(4.3.1-2)式。

2 当设置临时支撑时，拆除临时支撑时混凝土已经硬结，虽然加载史对结构受力有一些影响，但影响较小。因此本标准规定按普通钢筋混凝土现浇板组合弯矩设计值。

实际设计时，也可按一次加载计算弯矩设计值，即按(4.3.1-3)式计算，这样是偏于安全的。

4.3.2 组合楼板剪力设计值与加载史关系非常密切，不设置临时支撑时，在楼承板上浇筑的混凝土硬化前，包括楼承板自重在内的全部荷载由楼承板单独承担。对于压型钢板，混凝土自重不会在压型钢板与混凝土之间产生粘结应力，竖向剪力由压型钢板腹板承担；对于钢筋桁架板，竖向剪力则由钢筋桁架腹杆承担。另一方面如果施工中使用了临时支撑且为满支撑，混凝土硬化后才拆除支撑，对于压型钢板组合楼板自重和其他附加永久荷载及

可变荷载都产生粘结应力，而竖向剪力则全部由组合楼板承担，因此给出了与支撑有关的剪力设计值组合式(4.3.2)。

4.3.3 组合楼板挠度与加载史关系密切，施工阶段楼承板受荷，当施工活荷载除去之后，组合楼板自重留下永久变形 Δ_{1GK} ，一般称为施工阶段变形或第一阶段变形；使用阶段由 $\gamma_d g_k$ 和其他永久荷载及可变荷载产生的变形称为第二阶段变形，两个阶段的变形之和是使用阶段组合楼板总的变形，即式(4.3.3-1)和(4.3.3-2)。无支撑情况下，组合楼板自重在施工阶段已经完成，即组合楼板自重留下永久变形 Δ_{1GK} ，组合楼板自重不再产生新的变形，因此取 $\gamma_d = 0$ ；有支撑情况下，当支撑移去后，全部自重又重新作用在楼板上，因此取 $\gamma_d = 1$ 。

4.3.4 本条是现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 对楼板的要求。原冶金部标准《钢—混凝土组合楼板设计与施工技术规程》YB 9238—92 及现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99—98 都采用了组合楼板永久荷载及可变荷载一次加载计算挠度，挠度限值为板跨 l 的 $1/360$ 。从组合楼板的受力过程来看，这种计算方法不尽合理，但计算非常简单方便。

施工完成后，活荷载移除，留下的永久挠度约为 $l/270 \sim l/240$ 。组合楼板厚度（换算厚度）通常为 $110\text{mm} \sim 130\text{mm}$ ，楼面可变荷载为 2.0kN/mm^2 ，按一次加载计算，并取挠度限值 $l/360$ ；根据上述条件，按本规范两阶段挠度叠加反算，其挠度值在 $l/180 \sim l/210$ 左右，基本满足现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的要求。但按一次加载方式计算，当施工荷载中混凝土较厚，即施工永久荷载远大于施工可变荷载时，施工控制挠度仍为 $l/180$ 时，留下的永久挠度则可能会接近甚至超过 $l/200$ ，使用阶段组合楼板的挠度将不满足现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的要求，虽然这种挠度不存在安全隐患，但感观较差。为了避免这种情况的发生，本规范采用了两阶段叠加计算挠度，虽然计算较为繁琐，但由于目前计算机非常普及，按两阶段叠加计算亦不会有较大的困难。

4.3.5 连续组合楼板负弯矩区段与普通钢筋混凝土板性能完全一样，因此应符合相应的标准规范的要求。

4.3.6 原冶金部标准《钢—混凝土组合楼板设计与施工技术规程》YB 9238—92 及现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99—98 对组合楼板舒适度验算，均采用了 $f = 1/0.178\sqrt{\Delta} \leq 15\text{Hz}$ （ Δ 为按简支板计算的挠度，以 cm 计，将 cm 化成 mm ，则公式变为 $f = 18/\sqrt{\Delta}$ ），该公式来源于日本。

国外对楼板舒适度进行了大量的研究工作，近年来我国也开展了这方面的研究工作，试验和理论分析表明，楼板对舒适度的贡献较小，而梁布置的疏密、刚度的大小对舒适度

贡献较大，也就是舒适度取决于楼盖。试验还表明，楼盖自振频率在 4Hz~8Hz 时，相同自振频率的楼盖，人们对楼盖的舒适程度的感觉并不一样，而是对峰值加速度相同的楼盖则感觉相同，因此，舒适度并不取决于自振频率的大小，而主要取决于楼盖的峰值加速度。目前包括日本在内的国外发达国家均采用在限制组合楼盖自振频率的基础上，验算楼盖的峰值加速度。本规范参考了 *Evaluation of human exposure to whole —Body vibration —Part 2 : human exposure to continuous and shock —induced vibration buildings (1 to 8 Hz) IS02631—1989*、*AISC steel design guide series 11: floor vibrations due to human activity* 和 *ATC design guide 1 :minimizing floor vibration* 的相关要求，给出了组合楼盖峰值加速度的要求。图 5 是 IS02631—2 楼盖自振频率与峰值加速度的关系。

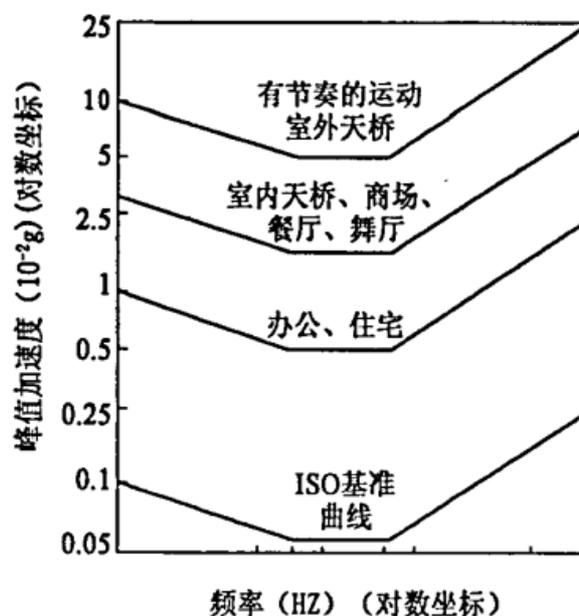


图 5 人体舒适度可接受的楼盖振动峰值加速度

当楼盖自振频率小于 3Hz 时，频率过低、周期过长，人会有不舒适的感觉；当自振频率超过 9Hz 时，虽然不会与人步行频率重合而产生明显的共振现象，但步行产生的振动仍然令人不安，因此本标准对组合楼盖限定 4Hz~8Hz 的当超出这些范围时，应做专门研究。

4.4 使用阶段受弯承载力计算

4.4.1 组合楼板受弯计算时认为压型钢板全部屈服，并以压型钢板截面重心为合力点。当配有受拉钢筋时，则受拉合力点为钢筋和压型钢板截面的重心。

4.4.2 当 $x > h_c$ 时，表明压型钢板肋以上混凝土受压面积不够，还需部分压型钢板内的混凝土连同该部分压型钢板受压，这种情况一般在压型钢板截面面积很大时出现，当遇到这

种情况时，首选应重新选择压型钢板。

4.5 使用阶段受剪承载力计算

4.5.1 剪切粘结破坏（也称纵向受剪）是组合楼板最常见的破坏形式，剪切粘结承载力是组合楼板设计最重要的部分之一。组合楼板剪切粘结承载力与压型钢板截面面积、形状、表面加工情况、剪跨、剪力件、混凝土强度等级等诸多因素有关。美国学者 Porter M.L 和 C. E. Ekgerg 根据 455 块组合楼板试验得出回归剪切粘结承载力的计算公式：

$$V_u = m \frac{A_a h_0}{a} + k \sqrt{f'_c} b h_0$$

目前，美国、英国、欧洲等规范基本上都采用了上述公式，但我国没有 $\sqrt{f'_c}$ 这一特征值，实质上在美国规范中， $\beta \sqrt{f'_c}$ 即相当于混凝土抗拉强度特征值（ β 为系数），我国混凝土抗拉强度为 $f_t = \beta \cdot f'_c^{0.55}$ ，为此规范组用 f_t 替代 $\sqrt{f'_c}$ 对不同种类、不同型号的压型钢板组合楼板进行了大量的试验，给出了剪切粘结承载力的计算公式：

$$V_u = m \frac{A_a h_0}{a} + k f_t b h_0$$

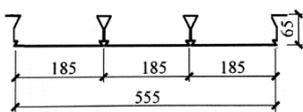
试验表明，剪切粘结承载力与 f_t 有良好的相关性。

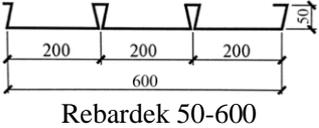
特别注意的(4.5.1)式第一项，剪切粘结承载力与是否配置正弯矩受拉钢筋无关，剪切粘结承载能力仅取决于压型钢板的面积和表面形状等因素，因此第一项中与压型钢板相关的参数为 A_a 。 m 、 k 是与压型钢板截面形状和混凝土强度等级有关的参数，由试验得到。本标准采用的试验方法是国际上通用的标准试验方法。

试验确定 m 、 k 时采用的是简支板，没有考虑连续板的有利作用，我国试验证实连续板剪切粘结计算时可采用反弯点之间的距离作为 l_n ，美国规范 *standard for the structural design of composite slabs* ASCE—3 也有同样的规定。

对于 Econdok 65-555 闭口板和 Rebardek 50-600 缩口板， m 、 k 值可按下表取值。

表 4 常用压型钢板组合楼板 m 、 k 系数

压型钢板截面及型号	试验时栓钉	适用板跨	适用板厚	m 、 k
 Econdok 65-555	无栓钉	2400mm~ 3800mm	115mm~ 180mm	$m=118.34\text{N/mm}^2$; $k=0.2148$
		2600mm~ 5000mm	200mm	$m=115.76\text{N/mm}^2$; $k=0.2835$

 Rebardek 50-600	无栓钉	3200mm~ 6200mm	250mm	$m=125.21\text{N/mm}^2$; $k=0.3168$
		2400mm~ 3800mm	115mm~ 180mm	$m=133.49\text{N/mm}^2$; $k=0.2121$
		2600mm~ 5000mm	200mm	$m=222.56\text{N/mm}^2$; $k=0.0897$
		3200mm~ 6200mm	250mm	$m=157.83\text{N/mm}^2$; $k=0.2280$

4.5.2 将组合楼板简化为 T 形截面，组合楼板斜截面承载能力主要由腹板承担，实际上这是组合楼板最小截面的要求。

4.5.3 组合楼板受冲切验算，按板厚为 h_c 的普通钢筋混凝土板计算，不考虑压型钢板槽内混凝土和压型钢板的的作用，计算简单且偏于安全。

4.6 正常使用极限状态验算

4.6.1 组合楼板负弯矩区性能与普通钢筋混凝土楼板相同。

4.6.2~4.6.5 目前我国组合楼板刚度计算，在不同的计算手册中给出了不同的计算方法，本条给出的计算方法是 ASCE—3 标准中给出的方法，即将压型钢板换算成混凝土的单质未开裂换算截面及开裂换算截面。中冶集团建筑研究总院对建筑物中在用组合楼板的测试表明，ASCE—3 计算方法与实测值符合较好。对于 Econdek 65-555 闭口板和 Rebardek 50-600 缩口板，其截面特性可按下表取值。

表 5 常用压型钢板的截面特性表

压型钢板截面型号	Econdek 65-555				Rebardek 50-600			
	厚度 t (mm)	宽度 b (mm)	肋高 h_s (mm)	肋顶宽度 b_u (mm)	厚度 t (mm)	宽度 b (mm)	肋高 h_s (mm)	肋顶宽度 b_u (mm)
	0.8	555	65	34	0.8	600	52	33
	0.9	555	65	34	0.9	600	52	33
	1.0	555	65	34	1.0	600	52	33
	1.2	555	65	34	1.2	600	52	33
相邻两肋肋顶之间的距离 b_t (mm)	185	185	185	185	200	200	200	200
相邻两肋肋底之间的距离 b_b (mm)	183	183	183	183	188	188	188	188
相邻两肋之间钢板截面面积 A_1 (mm ²)	286	321	357	428	254	286	318	382
总截面面积 A_a (mm ²)	1544	1737	1930	2316	1272	1431	1590	1908

相邻两肋之间的部分绕 x 轴截面惯性矩 I_{x1} (mm^4)	163801	184279	204758	245720	89693	100905	112108	134540
绕 x 轴总截面惯性矩 I_a (mm^4)	885411	996103	1106800	1328216	448465	504525	560540	672700
中和轴到肋顶的距离 y_{ct} (mm)	46.3	46.4	46.4	46.5	38.9	39.0	39.0	39.1
中和轴到板底的距离 y_{cb} (mm)	19.5	19.5	19.6	19.7	13.9	13.9	14.0	14.1
相邻两肋之间的部分绕 x 轴截面抵抗矩 W_{x1y1} (mm^3)	3538	3972	4413	5284	2306	2587	2875	3441
绕 x 轴总截面抵抗矩 W_{xly1} (mm^3)	19123	21468	23853	28564	11529	12937	14373	17205
相邻两肋之间的部分绕 x 轴截面抵抗矩 W_{x1y2} (mm^3)	8400	9450	10447	12473	6453	7259	8008	9542
绕 x 轴总截面抵抗矩 W_{xly2} (mm^3)	45406	51082	56469	67422	32264	36297	40039	47709

注：表中数据均为单位宽度压型钢板的截面特性。

4.6.6 在考虑混凝土徐变等影响的长期荷载作用下的挠度，由于是混凝土软化，刚度计算时将混凝土弹性模量乘以 0.5 的折减系数，但压型钢板换算成的混凝土不考虑钢软化，因此采用本规范 5.5.4、5.5.5 条时，将 α_E 改用 $2\alpha_E$ 。

4.6.7~4.6.8 对组合楼盖峰值加速度和自振频率的验算，是保证组合楼盖使用阶段的舒适度验算。楼盖舒适度验算，原冶金部《钢—混凝土组合楼板设计与施工技术规程》(YB 9238—92)及现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》(JGJ 99—98)采用了早期日本关于舒适度验算的方法，即仅限制组合楼板的自振频率。事实上仅限制楼板的振动，不能解决楼盖舒适度的问题，因为楼板只是楼盖体系的一部分，楼板和梁一起振动，因此本标准给出的是组合楼盖的舒适度验算。主、次梁均参与振动，振动体系如图 6 所示。

特别注意的是，本标准自振频率计算式 (4.6.8—1) 中的 Δ_j 、 Δ_g 仅适用于简支梁或等跨连续梁的情况，对于不等跨或悬挑梁应对 Δ_j 、 Δ_g 进行修正，由于刚度修正较为繁琐，本标准并未给出修正公式。实际工程中如果跨度相差不超过 10% 的连续梁则可按等跨计算，如跨度差超过 10% 或是悬挑梁，则可按动力有限元计算。也可参考 AISC *Steel design guide series 11: floor vibrations due to human activity* 进行修正，经专家评审后确认。

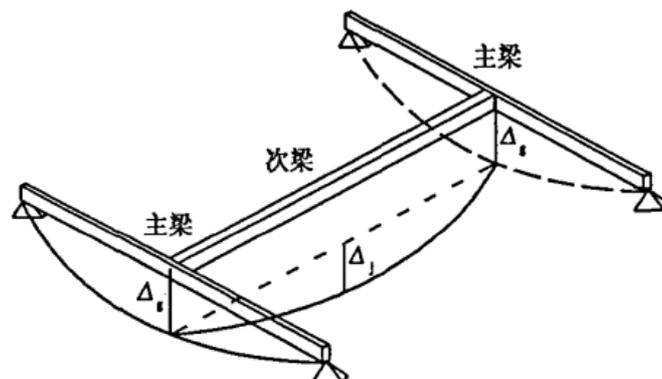


图 6 楼盖振动体系

需要指出的是组合楼盖舒适度验算已超出了本标准的内容，因为楼盖的振动涉及组合梁，且主要取决于组合梁。考虑到国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010（2009年征求意见稿）给出了舒适度要求，组合楼盖自振频率限制在4Hz~8Hz；房间功能限制在住宅、办公、商场和餐饮；结构类型限制在简支梁或等跨连续梁。虽然进行了限制，但大部分工程都在这个范围内。该部分内容主要参考美国 AISC steel design guide series 11 floor vibrations due to human activity。

4.6.9 楼盖振动是主次梁双方向振动（图7），计算板格内两个方向由于参与振动的有效荷载并不相同，有效荷载按主梁、次梁的挠度取加权平均值。

板带是参与到一个板格内楼盖振动的，由梁板构成的一个区域，并不仅仅是在计算板格内，在计算板格外也有部分参与到该板格的振动，参与振动的板带宽度称之为板带有效宽度 b_{Ej} 、 b_{Eg} 。板带有效宽度取决于楼盖两个方向的单位截面惯性矩。次梁板带有效宽度 b_{Ej} ，取决于组合楼板单位截面惯性矩（一般情况下是顺肋方向单位惯性矩） D_s 和次梁板带单位截面惯性矩 D_j ，即式(4.6.9-4)，次梁板带单位截面惯性矩 D_j 是将次梁板带上的次梁按组合梁计算的惯性矩平均到次梁板带上，当次梁截面和间距相等时，则等于次梁惯性矩（可按组合梁考虑）除以次梁间距；主梁板带有效宽度 b_{Eg} ，取决于次梁板带单位截面 D_j 和主梁板带单位截面惯性矩 D_g ，即式(4.6.9-5)，主梁板带单位截面惯性矩 D_g 是将计算板格内的主梁惯性矩（符合组合梁要求时按组合梁考虑）平均到板格内，当主梁为中间梁时等于 I_g/l_j ，当主梁为边梁时等于 $2I_g/l_j$ 。

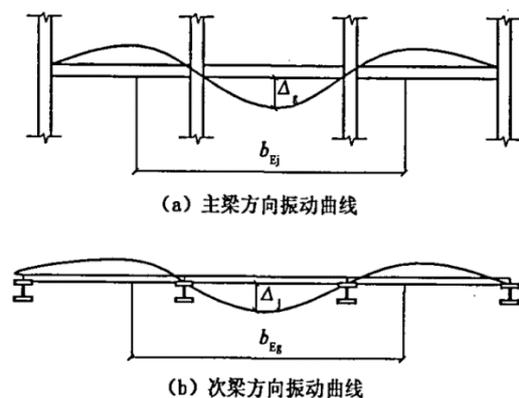


图7 楼盖振动曲线

式(4.6.9-6)中的系数1.35是考虑了人行走为瞬时振动，将混凝土弹性模量放大。

在第4.6.8条中，主次梁挠度均按简支板计算，梁的连续性对峰值加速度有一定的影响，在计算有效荷载时通过系数 α 给予考虑。

有效荷载 g_{Ej} 、 g_{Eg} 并不相同， g_{Ej} 中的自重部分不含主梁，而 g_{Eg} 中的自重部分则应包括主梁自重。

5 组合楼板耐火和耐候设计

5.1 一般规定

5.1.1 本条是组合楼板耐火性能的基本要求，当组合楼板用于特定的建筑物时，如高层建筑，尚应满足其相应的标准。

5.1.2 压型钢板作为永久模板的非组合楼板，其使用阶段与普通钢筋混凝土板相同，其耐火极限按普通钢筋混凝土板考虑。

5.1.3 组合楼板依靠正弯矩区配置钢筋耐火，则同普通混凝土楼板一样，因此其钢筋的混凝土保护层厚度应满足耐火极限的要求。

5.1.4 耐火耐候钢压型钢板组合楼板耐火设计可采用试验测试确定或计算确定，这两种方法在国际上都是通行的。压型钢板组合楼板采用耐火测试方法确定耐火极限时，应按现行国家标准《建筑构件耐火试验方法》GB/T 9978 进行。测试试件参数应与工程实际一致，且应对不同参数的组合楼板（荷载、配筋、混凝土强度、板跨、板厚等）分别测试。

5.2 无防火保护的压型钢板组合楼板极限状态

5.2.1 无防火保护的压型钢板组合楼板耐火性能与组合楼板端部边界条件有关，试验表明组合楼板耐火极限主要是利用了构件负弯矩区的极限承载能力，也就是结构的塑性设计方法。组合楼板耐火极限的设计计算是针对构件整体或结构进行的设计计算，不是针对截面的计算。当连续构件某一截面失去承载能力时，将进行内力重分配，直至构件屈服截面的数量使结构形成机构，结构才宣布破坏。

对简支板，当跨中截面屈服后即形成机构，因此其耐火极限远低于超静定构件。国内外试验表明，简支组合楼板耐火极限在 0.5h 左右，参考国内试验数据和英国规范 *Code of practice for fire resistant design BS 5950 Part 8* 中的规定，本规范给出了 0.5h 的耐火极限。欲提高其耐火极限可考虑增加正弯矩区钢筋。

5.2.2 本条给出了耐火极限计算相应的条件。由于火灾下允许组合楼板发生大变形（一般在耐火极限状态，都允许大变形，即允许变形不超过板跨 l 的 $1/20$ ），可假定其内力重分布不受限制。试验表明火灾下压型钢板组合楼板已发生剪切粘结破坏，但结构并不因为剪切粘结破坏而达到火灾时的楼板破坏条件。

5.2.3 考虑到火灾是小概率事件，因此在进行荷载效应组合时，楼面或屋面活荷载给予了

折减，本条取自上海市工程建设规范《建筑钢结构防火技术规程》DG/T J08—008—2000。本条没有采用现行协会标准《建筑钢结构防火技术规程》CECS 200: 2006 的规定，其原因是该规范在荷载效应组合时采用荷载频遇值组合，由于“频遇值”在建筑工程中还不常见，也不易理解。经规范组试算，本规范式(5.2.3)与现行协会标准《建筑钢结构防火技术规程》CECS 200 中式(6.5.1-1)的计算结果相差很小，式(5.2.3)的计算结果略大一些。

5.2.4 耐火极限承载能力计算采用了板塑性铰线理论上限定理。图 8 是火灾下单向组合楼板均布荷载作用下的弯矩示意图，据此可建立式(5.2.4)的极限平衡方程；承受其他形式的荷载或按 4.1.6 满足双向板条件时，可按虚功原理建立平衡方程。

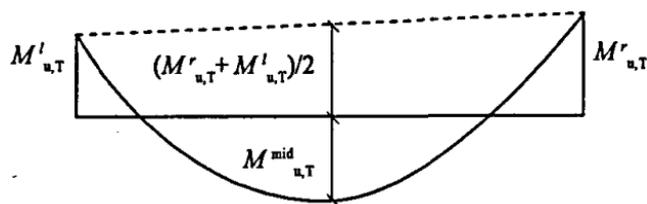


图 8 组合板耐火极限时极限平衡计算

由式(5.2.4)知，提高压型钢板组合楼板耐火极限可采取在正弯矩区配置一定的钢筋，提高正弯矩区承载能力(提高 $M_{u,T}^{mid}$)；也可以采取提高负弯矩区承载能力(提高 $M_{u,T}^l, M_{u,T}^r$)的方式，设计人员可按经济的原则采取相应的措施。

上限定理：假设各塑性铰处的弯矩等于屈服弯矩且满足边界条件，若板对于位移的微小增量所作的内功等于给定荷载对比位移的微小增量所作的外功，则此荷载为实际承载能力的上限值。

采用塑性铰线法求得板的极限荷载是其上限值，即对于已知受弯承载能力的板，计算所得的破坏荷载可能比实际值高。采用塑性铰线法关键在于塑性铰线的设定，试验表明，塑性铰线设定比较符合实际时，按塑性铰线法求得的极限荷载和板的实际破坏荷载非常接近，采用塑性铰线法求出的结果是令人满意的。本规范计算的是超静定单向板，塑性铰线明确，板的塑性铰出现在支座处和跨中（均布荷载）或集中荷载作用点下。

本标准给出的耐火极限设计方法与现行协会标准《建筑钢结构防火技术规程》CECS 200 的设计原理和应用范围不同。在设计原理方面，现行协会标准《建筑钢结构防火技术规程》CECS 200 考虑了双向钢筋网的薄膜效应，是目前对组合楼板耐火研究取得的新成果；而本规范是采用经典的板塑性铰线理论上限定理。在应用条件上，现行协会标准《建筑钢结构防火技术规程》CECS 200 计算板块（板格）为长宽比不大于 2 的矩形，火灾条件下的板块与常温下的单向板、双向板并不一定是一个区域；板块四周应有梁支撑，该支

撑梁要满足防火要求；板块内可以有一根以上的次梁，板块内的次梁不涂装防火涂料。而本规范没有长宽比的限制，但要求次梁必须采用防火防护来满足耐火极限的要求，计算区域与常温下相同。

5.2.5 本条给出了火灾下组合楼板各截面极限承载能力的计算。计算时由于截面内钢筋和混凝土所受的温度不同，因此要划分成不同的单元，单元越细，计算精度越高。根据试算结果，一般情况下可每 10mm 划分为一个单元。式 (7.2.4-2) 两次计算的误差小于 5% 即可认为达到计算精度。

截面单元划分时，对承受负弯矩区截面，在负弯矩钢筋与组合楼板截面下表面之间划分单元；对承受正弯矩的截面，由于正截面有不同形式的配筋，可按图 9 划分单元：

(1) 在组合楼板未配正弯矩受力钢筋时，可在楼板顶面抗裂钢筋至楼板混凝土上表面之间划分单元（图 12a）；

(2) 在组合楼板配置了正弯矩受力钢筋时，可在受拉钢筋至楼板混凝土上表面之间划分单元（图 12b）；

(3) 压型钢板肋顶部构造钢筋，可在肋顶部钢筋至楼板混凝土上表面之间划分单元（图 10c）。

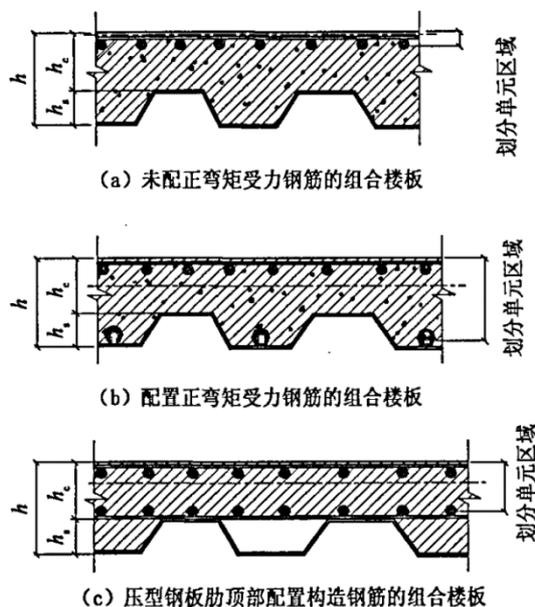


图 9 组合楼板正弯矩区单元划分区域

5.2.6~5.2.7 取自现行协会标准《建筑钢结构防火技术规范》CECS 200。

5.2.8 取自现行协会标准《建筑钢结构防火技术规范》CECS 200。当组合楼板的耐火极限为 1.0h、2.0h 或 3.0h 时，混凝土内部温度可按表 6 取值。

表 6 组合楼板中混凝土内温度分布

混凝土内部深度 (mm)	耐火极限 1.0h 时温度	耐火极限 2.0h 时温度	耐火极限 3.0h 时温度
--------------	---------------	---------------	---------------

	分布 (°C)	分布 (°C)	分布 (°C)
0	740	940	1060
10	500	715	830
20	360	550	645
30	280	440	525
40	230	365	440
50	190	310	375
60	160	265	325
70	140	230	285
80	125	205	255
90	110	185	230
100	100	165	210
110	90	150	190
120	80	135	175
130	75	125	160
140	70	115	145
150	65	105	135
160	60	100	125
170	55	90	120
180	50	85	110
190	47	80	105
200	44	74	96
210	42	69	90
220	39	65	85
230	37	61	80
240	35	58	76
250	34	55	72

注：介于表中数据之间的情况，可采用线性插值近似求得。

以下是对于闭口（Econdek 65-555）和缩口（Rebardek 50-600）组合楼板中压型钢板自迎火面算起，不同高度处（图 10）的表面温度可按下式计算：

对于闭口型截面（Econdek 65-555）：

$$T_s = \begin{cases} -8h_s + 800 & t_d = 60 \text{ min} \\ -8h_s + 900 & t_d = 90 \text{ min} \\ -8h_s + 1000 & t_d = 120 \text{ min} \\ -8h_s + 1100 & t_d = 180 \text{ min} \end{cases} \quad (5.2.8-1)$$

对于缩口型截面（Rebardek 50-600）：

处是，按测试方法确定耐火极限要对工程中不同参数（荷载、配筋、混凝土强度、板跨、板厚等）以及边界条件各类组合楼板一一进行试验（现行国家标准《建筑构件耐火试验方法》GB/T 9978 的规定），测试试验量非常大，而本条的测试试验仅要求做一个构件具有代表性的试验或满足代表性要求的以往试验结果替代测试试验。

5.2.10 现行国家标准《建筑构件耐火试验方法》GB/T 9978 对楼板背火面的温度有一定的要求，当背火面超过所要求的温度时，则构件的耐火性能不能满足要求。表 5.2.10 是组合楼板满足隔热性要求的楼板最小厚度，现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99-98 也有类似的规定，本条主要取自于英国规范 *Code of practice for fire resistant design* BS 5950 Part 8 中的相关内容，我国试验对此也进行了证实。

5.3 压型钢板耐候设计

5.3.1~5.3.2 耐火耐候钢的腐蚀与钢材的防腐蚀性能及服役环境条件有关，表 5.3.1 的腐蚀环境等级的规定与 EN ISO 12944-2-2017 的表 1 相同。

为了预测实验钢在更长的服役时间内的腐蚀减薄量，对腐蚀减薄量曲线进行拟合，拟合公式按照 $C = A \cdot t^B$ ，式中 C 为腐蚀量， t 为腐蚀时间， A 、 B 为常数。根据拟合曲线及结果即可计算得到耐候钢腐蚀 50 年的减薄量预测值。表 5.3.2 中的参数 A 和 B 是依据“国家材料腐蚀与防护科学数据中心”网站中耐候钢大气曝晒 1、2、4、8 年的腐蚀失厚（表 8），进行幂函数的拟合，并考虑 1.1 的安全裕度计算所得。

表 5.3.1 和表 5.3.2 中环境腐蚀性等级分为 C1、C2、C3、C4、C5 和 CX 共六个等级，其中 C1 为干燥的室内环境，其他均为室外环境。当在 C2~CX 的室内采用耐火耐候钢组合楼板时，可以按照降一级的室外环境考虑，例如，在 C4 环境的室内应用时，可以按照表中的 C3 环境取值。

表 8 耐候钢不同地域大气曝晒数据

环境腐蚀性等级	曝晒地点	腐蚀失厚率（微米/年）			
		1 年	2 年	4 年	8 年
C1	漠河	5	5	4	3.5
	拉萨	3	1	1	1
C2	北京	30	24	11	8
	武汉	32	27	13	9
	琼海	32	22	13	10
C3	沈阳	38	24	11	8
C4	广州	55	36	23	15.5
C5	青岛	61	40	23	18
	江津	68	48	23	18
CX	万宁	204	167		

5.3.3 耐候钢是否能形成稳定锈层，是否能免涂装使用，与环境、气候条件密切相关。决定耐候钢适用与否的主要因素有三个：氯离子沉淀量、SO₂ 含量和湿润度。日本建设省土木研究所编制的《无涂装耐候钢桥梁设计施工要领》中规定的可使用耐候钢的区域见表 9，日本《耐候钢桥梁的适用性》中明确指出：在钢材首年腐蚀厚度大于 0.03mm 的环境中不应采用耐候钢；若桥区有温泉或局部硫化物、水蒸气较多时，也应慎用耐候钢。

表 9 日本可使用耐候钢的地区

地区		与海岸线的距离/km
日本海沿岸	I（北部）	> 20
	II（南部）	> 5

太平洋沿岸	> 2
濑户内海沿岸	> 1

英国标准《Dedign Manual for Roads and Bridges — Weathering Steel for Highway Structures》BD7/01-2001 规定，氯离子含量高于 $300\text{mg}(\text{m}^2\cdot\text{d})^{-1}$ ， SO_2 含量超过 $200\text{mg}(\text{m}^2\cdot\text{d})^{-1}$ 或 $250\mu\text{g}\cdot\text{m}^{-3}$ 时不适合采用耐候钢。

5.3.4 在不易形成表面钝化锈层的环境下，应根据材料、工艺、外观要求及经济性等多方面综合考虑选择表面预处理方法加速形成表面钝化锈层。为了促进耐候钢桥在裸露使用时稳定锈层的快速形成，防止早期锈液流挂问题，目前常采用表面稳定化处理技术，即在耐候钢使用前对其表面进行处理，形成一种透气透水的膜。随后的腐蚀过程在膜下进行，钢表面则能产生稳定致密锈层从而自我保护。目前国内外常采用的表面稳定化处理技术主要有 5 种。

(1) 耐候性涂膜处理。对钢基体进行底膜处理，使钢表面形成以复合磷酸盐为主要成分的无机复合盐膜，随后在盐膜上涂丙烯类涂料，形成透气透水性较好的多孔栅格涂层。稳定化锈层产生后，此有机涂层会逐渐消失，表面外观无明显变化。

(2) 氧化物涂层处理。在染色剂中添加氧化物颜料和添加剂以促进其锈化作用，将其涂在耐候钢表面形成有机膜。有机膜在早期对耐候钢表面具有保护作用，且涂层中的成分与耐候钢表面发生作用，能促进稳定锈层的形成，从而防止腐蚀介质对钢基体的侵蚀。

(3) 涂装氧化铁—磷酸盐系漆。在钢表面上涂含有磷酸（磷酸盐）和氧化铁等组成的底漆和面漆，组合形成的氧化铁—磷酸盐漆，使其产生的锈层趋于稳定化。磷酸使 Fe^{2+} 沉淀后通过涂膜被氧化成 Fe^{3+} ，从而促进了 $\alpha\text{-FeOOH}$ 的形成。

(4) 新型表面稳定化处理技术。这种方法是由日本学者研究出的一种新型表面稳定化处理技术，主要技术为在聚乙烯缩丁醛树脂中加少量的硫酸铬制成表面复合处理剂，并涂在钢表面上使其形成稳定化锈层。

(5) 环保型无铬锈层促生处理技术。这种技术由日本川崎制铁公司研发，其核心技术是运用微细铁氧化物腐蚀形成的锈核来促进保护性锈层的产生，抑制锈层中氯离子的穿透作用。

6 压型钢板组合楼板构造要求

6.1 一般规定

6.1.1 本条是对组合楼板用压型钢板从构造上对其基板最小厚度的要求。本标准未对压型钢板基板厚度做上限要求,但工程实践表明,采用栓钉穿透焊时,当基板净厚度大于 1.20mm,有必要采取相应的措施保证栓钉穿透焊接质量。

6.1.2 保证一定的凹槽宽度,可使混凝土骨料容易浇入压型钢板槽口内,从而保证混凝土密实。由于目前还未见到总高度 h_s 大于 80mm 的压型钢板用于组合楼板,对其性能没有试验数据。如开发出 $h_s > 80\text{mm}$ 的压型钢板时,应有足够的试验数据证明其形成组合楼板后的性能满足本标准各项要求。

6.1.3 本条是从构造上对组合楼板的最小厚度要求,合理的厚度应考虑承载力极限状态和正常使用极限状态以及耐火性能等前提下,按经济合理的原则确定。

6.2 配筋要求

6.2.1 组合楼板正截面受弯承载能力不足是不多见的,组合楼板正截面配筋仅能提高受弯承载力,而不能提高剪切粘结承载能力。当考虑大量吊挂可能对压型钢板的损坏、压型钢板锈蚀、局部可能有较大集中荷载、可能的火灾等影响时,可在板底适当附加配置一些受拉钢筋,以提高安全储备。考虑到压型钢板具有防腐性能,保护层厚度可以适当减少,但不应小于 15mm,以保证钢筋与混凝土的粘结。

6.2.2 压型钢板表面有凹凸压痕的通常称为有压痕的压型钢板,反之则称为无压痕光面压型钢板。组合楼板采用光面开口型压型钢板时,压型钢板与混凝土之间的粘结力较低,组合作用较差,一般在组合楼板中不宜采用。若必须采用时,为提高混凝土和压型钢板的组合作用,可在压型钢板肋顶上配置抗滑移横向钢筋。

6.2.3 配置横向钢筋可起到分散板面荷载,扩大集中荷载或线荷载的分布范围,改善组合楼板的工作性能。

6.2.5 组合楼板截面配筋形式:

1 组合楼板正弯矩区的压型钢板满足受弯承载力要求时,相当于用压型钢板取代了钢筋,正弯矩区可不配置钢筋。负弯矩区受力钢筋和楼板顶面构造配筋同普通钢筋混凝土楼板。

2 组合楼板正弯矩区的压型钢板不能满足受弯承载力要求时,应在正弯矩区配置受力

钢筋，以使其受弯承载力满足要求。当耐火极限计算不能满足要求时，也可以通过在正弯矩区配置受力钢筋解决。

3 当组合楼板中的拉应力超过混凝土的抗拉强度时，因组合楼板中压型钢板在弱边方向连接较弱，组合楼板弱边方向底部将可能出现裂缝，可通过在压型钢板肋顶布置双向钢筋网片抵抗拉应力。

(1) 通常情况下，由楼板传递水平力，特别是在楼板开洞较多情况下，可能在楼板中产生较大拉应力。

(2) 温度和混凝土收缩将在楼板中产生拉应力，特别是超长楼板将会在板中产生较大的拉应力。在温度、收缩应力较大或对裂缝要求较高的组合楼板区域，除从材料、施工等方面采取必要措施，如降低混凝土水灰比、采用低水化热水泥、留后浇带、加强养护外，尚应在压型钢板肋顶和组合楼板顶配置构造钢筋。目前温度和收缩应力尚不易准确计算，对温度和收缩应力较大的工程，建议进行必要的计算分析，并结合已有工程经验确定温度和收缩钢筋的配筋量。

6.3 端部构造

6.3.1~6.3.3 本条是对组合楼板在钢梁和混凝土梁上的支承长度提出的最低要求。当组合楼板支承在混凝土构件上时，可在混凝土构件上设置预埋件，固定方式则同钢梁；组合楼板支承于砌体墙上时，可采用在砌体墙上设混凝土圈梁，将组合楼板支承在砌体墙上转换为支承在混凝土圈梁上。由于膨胀螺栓不能承受振动荷载，因此预埋件不得用膨胀螺栓固定。

6.3.4 组合楼板支承于剪力墙侧面时，宜利用预埋件传递剪力，本条规定了节点构造做法。

6.3.5 为了保证梁板结构的整体性，形成可靠的组合楼盖，组合楼板与梁之间应设有抗剪连接件。目前栓钉广泛应用于建筑工程，本规范主要推荐采用栓钉作为抗剪连接件。栓钉高度是指焊后高度，栓钉焊接后通常会使其长度减少 5mm 左右。当梁按组合梁设计时，栓钉的外侧边缘至混凝土翼板边缘的距离不应小于 100mm。

当压型钢板端部与梁采用栓钉固定，且栓钉固定件满足本条规定时，可作为组合楼板和梁之间的抗剪连接件。当压型钢板端部与梁采用焊接固定时，组合楼板与梁之间应另设抗剪连接件。压型钢板在梁上连续布置也应设置抗剪连接件。

6.3.6 压型钢板在与柱相交处被切断，将造成压型钢板局部悬臂，当被切断的压型钢板宽度小于 75mm 时，对组合楼板的承载力影响较小，当被切断的压型钢板宽度大于 75mm 时，对组合楼板的承载力影响将会逐步加大，应采取避免压型钢板悬臂的措施。对柱为开口型

截面，如 H 型截面，当梁柱连接按铰接设计时，按计算梁柱连接处可能不需设置水平加劲肋，但为了防止楼板空缺，一般在梁上翼缘柱截面开口处设水平加劲肋。

6.4 组合楼板开洞

6.4.2~6.4.3 组合楼板开洞较大时，应采取相应的加强措施，特别注意图中的表述，当一个方向满足条件时即应采取加强措施。

6.4.4 在相近的位置同时开两个或两个以上的洞口，且相邻两个洞口相距较近时，此时两个洞口间的板带承载力变化较大，较难用通用构造来满足设计，因此应对该板带进行承载力验算。当在相近的位置同时开两个或两个以上孔径小于 300mm 的圆洞或边长小于 300mm 的矩形洞，且相邻两个洞口相近时，可把几个洞口的外包尺寸作为 1 个大洞按本规范第 6.4.2 条、第 6.4.3 条规定进行处理。

7 施 工

7.1 吊装及堆放

7.1.1 楼承板被污染将影响楼承板与混凝土的组合性能。

7.1.3 为防止楼承板堆积过高，自身重量将板压至变形。

7.2 放 样

7.2.2 支承梁上弹设基准线易于保证楼承板支撑长度，施工安装整齐、美观。

7.3 铺 设

7.3.2 本条就关键的安全措施提出两点要求，但不限于该两点要求，施工过程必须满足国家相关法律法规和标准规范的安全要求。

7.4 压型钢板边端固定

7.4.1 压型钢板或底模端部可采用焊接固定，也可以采用栓钉固定。当采用焊接固定时，为了保证组合楼盖的整体性，组合楼板与梁之间还应按本规范 6.3 节设置抗剪连接件。当采用栓钉固定，且固定栓钉满足本规范 6.3 节要求时，组合楼板和梁之间的抗剪连接件可结合设置。若按组合梁设计，尚应符合现行国家标准《组合结构设计规范》JGJ138 的规定。表 7.4.1 给定的栓钉直径仅是采用栓钉固定压型钢板楼承板的要求。

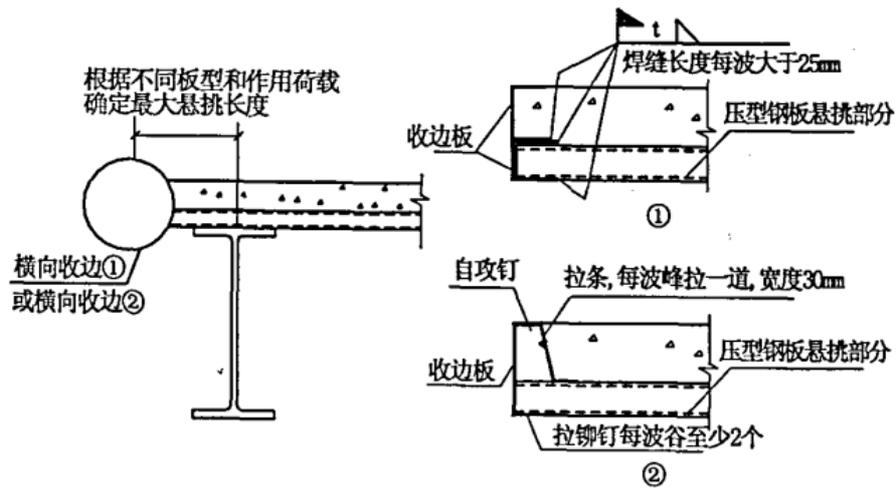
7.4.2~7.4.4 这三条是分别对楼承板侧向与钢梁搭接宽度、侧向与钢梁搭接固定及压型钢板纵边连接提出的要求。

7.5 封口板、收边构造和临时支撑

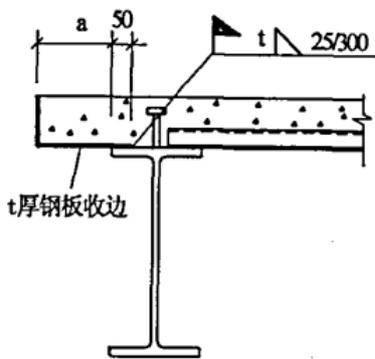
7.5.1 本条是浇筑混凝土时，为防止跑浆漏浆应采取的施工措施。我国工程实践创造了多种不同的方法，无论采取什么方法，都应起到防止跑浆漏浆的作用。

7.5.2 本条是对我国目前工程实践中常用的收边板构造要求。工程实践中也可采取如支边摸等其他方法。国内常见做法如图 11。

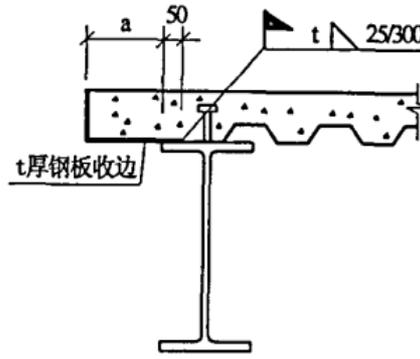
当施工阶段永久荷载不超过 3kN/m^2 、钢板材质为 Q235 时，图 14(b)、(c)中收边钢板厚度可按表 10 确定。



(a) 板肋与梁垂直收边构造措施之一



(b) 板肋与梁垂直收边构造措施之二



(c) 板肋与梁平行收边构造措施

图 11 组合楼板边缘端部收边构造措施

表 10 收边钢板厚度

悬挑长度(mm)	收边板厚度(mm)
0~80	1.2
80~120	1.5
120~180	2.0
180~250	2.6

7.5.3 当楼承板跨度较大时，往往施工阶段承载力或变形不满足要求，通常通过设置临时支撑解决。临时支撑位置与组合楼板计算有关，应按设计图纸要求设置。临时支撑可采用临时梁或从下层楼面支顶方式。临时梁可以周转使用，为了便于拆卸，临时梁一般采用螺栓连接，在永久钢构件加工时应将临时梁的端部节点板一并加工。当采用从下层楼面支顶的临时支撑时，采用孤立的点支撑将可能造成楼承板局部损坏，应将支撑柱顶紧木材或钢板等宽度不小于 100mm 的带状水平支撑。如果支撑柱下层着力点是楼承板，下支撑点亦应设置带状水平支撑。

7.5.4 临时支撑应通过计算确定。当临时支撑采用从下层楼面支顶方案时，必须保证其下各层楼面承载力和挠度满足规范要求。

7.6 混凝土浇筑

7.6.1 楼承板铺设完成后，在楼承板上还要继续各种施工作业，难免留下各种杂物，浇筑混凝土前必须清理干净。楼承板铺设完成后，施工人员行走、小车等移动可能会造成压型钢板翼缘板被压出坑凹、肋板被压弯、钢筋桁架侧向失稳，为了防止这些现象的出现，要求铺设垫板。

7.6.2 浇筑混凝土时应尽可能在钢梁上倾倒，不能保证在钢梁上倾倒时亦应在其周围倾倒。在楼承板跨中倾倒混凝土是危险的，容易造成楼承板破坏，施工人员受到伤害，工程中出现过此类事故。为了保证人员安全，本规范规定严禁在楼承板跨中倾倒混凝土。

7.7 现场切割

7.7.1 采用火焰切割，易造成压型钢板或底模板边卷边、毛刺，烧伤镀锌层等。

附录 B 组合楼板剪切粘结系数 m 、 k 试验方法

B.1 说 明

国内外大量的试验证明，该试验方法所得剪切粘结系数的相关性非常好，只要将工程实际限制在试验的范围内，采用这种少量的试验取得的试验数据，可以满足设计的需要。本规范采用的试验方法是国际通行的标准试验方法，试验结果仅可用于本规范剪切粘结承载能力计算。

本试验为见证试验，应有国家注册监理工程师或国家注册一级结构工程师全过程见证，见证试验是否符合本附录的各项要求，这也是国际上通行的做法。

B.2 试件制作

B.2.1 对材料的基本要求。

B.2.2 试件尺寸对剪切粘结承载力有一定的影响，将试件尺寸限定在一个范围内，使构件制作标准化。

B.2.3 试验数据应具有一定的代表性，本规范规定试件总量不应少于 6 个，其中最大、最小剪跨区内的数据对剪切粘结承载力影响较大，因此须保证各有一组试验数据分别落在 A 和 B 两个区域。为了对试验数据进行校核，保证数据可靠性，本规范规定需增加两个试验数据，可以在 A、B 两个区域各增加一个，也可在 A、B 两个区域之间增加一组。

当 $P \times a/2 > 0.9M_u$ 时，理论上可能会出现弯曲破坏，试验应保证是剪切粘结破坏。

B.2.4 本规范没有采用 $V \leq m \frac{A_a h_0}{1.25a} + k f_t b h_0 +$ （栓钉贡献）形式的公式，而是采用了美国 ASCE—3 规范的形式，将剪力件对剪切粘结承载能力的贡献隐含在 m 、 k 系数中，因此要求试件剪力件的设计应与实际工程一致。

B.3 试验步骤

B.3.1 一般楼板多承受均布荷载作用，但试验采用均布荷载是比较困难的。剪跨 a 取板跨 l_n 的 1/4 是最近似与均布荷载的情况。施加荷载的规定是将加载对试验结果的影响降到可以接受的程度。

B.3.2 本条规定对测量仪器精度的要求，将仪器对试验结果的影响降到可以接受的程度。

B.3.3 保存试验必要的的数据记录，可以对试验结果进行追溯。

B.4 试验结果分析

B.4.1 极限荷载应考虑试件制作过程对承载能力的影响。

B.4.2 剪切粘结 m_1 、 k_1 系数由回归分析得到，由于这种试验试件数量偏少，因此本规范规定试验回归得到的剪切粘结系数用于本规范设计时，应降低 15%，当试件数量多于 8 个时，可降低 10%。

m 、 k 系数从物理意义上讲， m 大致可以理解为机械咬合效应的度量， k 可以理解为摩擦效应的度量。当压型钢板板型对跨度敏感时， k 可能会出现负值，这是正常的。

B.4.3 当试验数据值偏离该组平均值大于 $\pm 15\%$ 时，说明数据离散性较大，为了保证数据的准确性，本规范规定至少应再进行同类型的 2 个附加试验，为保证安全应用两个最低值确定剪切粘结系数。

B.5 试验结果应用

B.5.1 设计人员审核确认的附表 A1、附表 A2 的原始数据，其中附表中的“工程师”一栏并不一定是设计人员本人，可以是其他的国家注册监理工程师或国家一级注册结构工程师。这里要求设计人员审核确认，是要求设计人员确认试验符合所设计的工程，设计人员有权判定试验是否满足所设计的工程的需要。

一般情况下，剪切粘结试验由压型钢板供货商进行委托，被委托方的专业人员按要求分析得到 m 、 k 系数并按附表 A3 给出，该数值使用前应得到设计人员的确认。设计人员也可根据原始数据自行分析确定 m 、 k 系数。

B.5.3 试验要求针对所设计的实际工程进行。但以往非针对本工程的试验数据，工程条件满足本规范 B.2.3 的要求，说明该设计与原试验条件基本一致，因此其系数可用于该工程。如果已有的试验数据未按 B.2.3 的要求落入 A 区和 B 区，可以做少量满足 B.2.3 要求的补充试验，然后同以往数据一起分析 m 、 k 系数，如果相关性仍然满足要求，则系数可用于该工程。

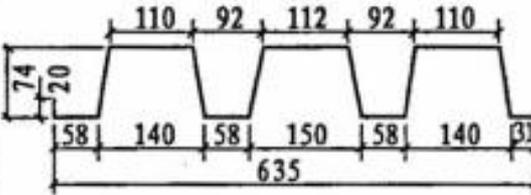
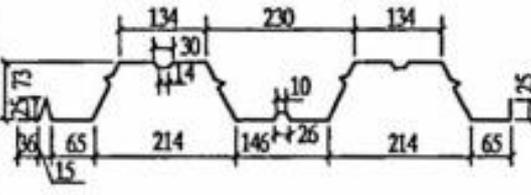
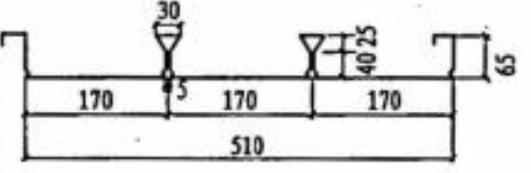
本条的提出源于 ASCE—3 标准，英国、欧洲规范并未提出该项要求，原因是这种标准试验复现性较好，而实际工程中组合楼板基本上都在大致相同的范围内。由于本规范是在国内首次采用该方法，对不同类型的压型钢板组合楼板试验数据不多，因此采用了 ASCE—3 的要求。

B.5.4 没有剪力件的试验结果所得到的 m 、 k 系数，如果用于有剪力件的工程是偏于保守的，因此可用在有剪力件的组合楼板设计；有剪力件的试验结果所得到的系数，由于剪力件的影响包含在系数中，因此要求组合楼板设计中采用的剪力件应与试验采用的剪力件完

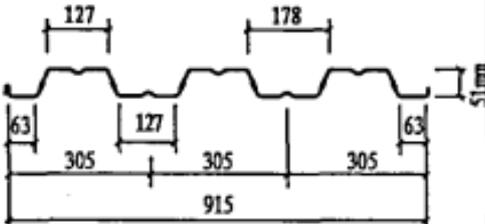
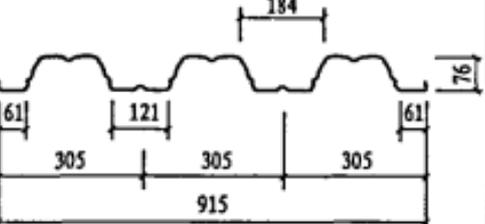
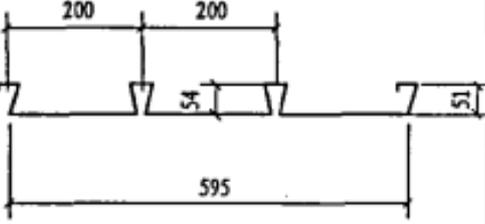
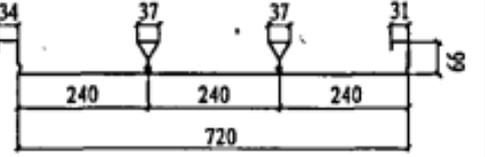
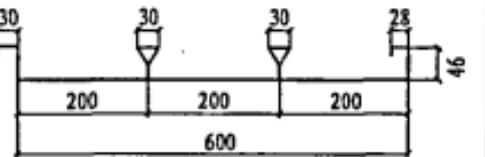
全相同。

编制组对目前工程中常用的压型钢板按本附录 A 进行了试验并将试验结果列于表 4，表 4 的数据完全符合本规范要求，设计人员在无试验条件时可参考使用。使用表 4 中 m 、 k 系数时，应符合本规范 B.5.3、B.5.4 条的要求。

表 B.5 常用压型钢板组合楼板 m 、 k 系数

压型钢板截面及型号	试验时栓钉	适用板跨	m 、 k
 <p data-bbox="395 667 635 698">YX 75-200-600</p>	<p data-bbox="805 302 1008 817">当板跨小于 2700mm 时,栓钉为 13mm;当板跨大于 2700mm 时,栓钉直径为 16mm;栓钉焊后高度为 135mm。一个压型钢板宽度内每边栓钉个数为 4 个,且穿透压型钢板</p>	<p data-bbox="1040 526 1165 593">1800mm~ 3600mm</p>	<p data-bbox="1200 504 1353 616">$m=203.92$ N/mm^2; $k=-0.022$</p>
 <p data-bbox="395 1254 635 1285">YX 76-344-688</p>	<p data-bbox="805 878 1008 1393">当板跨小于 2700mm 时,栓钉为 13mm;当板跨大于 2700mm 时,栓钉直径为 16mm;栓钉焊后高度为 135mm。一个压型钢板宽度内每边栓钉个数为 4 个,且穿透压型钢板</p>	<p data-bbox="1040 1102 1165 1169">1800mm~ 3600mm</p>	<p data-bbox="1200 1079 1353 1191">$m=213.25$ N/mm^2; $k=-0.0016$</p>
 <p data-bbox="363 1668 667 1700">DWYX 65-170-510</p>	<p data-bbox="805 1556 896 1590">无栓钉</p>	<p data-bbox="1040 1534 1165 1601">1800mm~ 3600mm</p>	<p data-bbox="1200 1512 1353 1624">$m=182.25$ N/mm^2; $k=0.1061$</p>

续表 B.5

压型钢板截面及型号	试验时栓钉	适用板跨	m, k
 <p style="text-align: center;">Lysaght-2W</p>	无栓钉	1800mm~ 3600mm	$m=101.58$ N/mm^2 ; $k=-0.0001$
 <p style="text-align: center;">Lysaght-3W</p>	无栓钉	1800mm~ 3600mm	$m=137.08$ N/mm^2 ; $k=-0.0153$
 <p style="text-align: center;">Lysaght-Bondek</p>	无栓钉	1800mm~ 3600mm	$m=238.94$ N/mm^2 ; $k=0.0178$
 <p style="text-align: center;">YJ66-240-720</p>	无栓钉	1800mm~ 3600mm	$m=245.54$ N/mm^2 ; $k=0.0527$
 <p style="text-align: center;">YJ46-200-600</p>	无栓钉	1800mm~ 3600mm	$m=137.79$ N/mm^2 ; $k=0.0577$