

# SP 预应力空心板技术手册

## 总 目 录

前 言

设 计 部 分

施 工 部 分



# 前言

尽管预应力空心板是在世界范围内应用得最广泛的一种预制钢筋混凝土构件，但无论是国内还是国际上，还没有一套公认的预应力空心板的设计方法，这主要是因为空心板是一种 I（或□）字型受弯构件，当跨度小，板高较低时，它接近于板式结构，而当跨度大，板高较大时，它更接近于梁式构件，而它涉及到以下三方面的特殊问题：

- 它既缺乏一般梁式构件中应有的剪力钢筋，又无板式构件中应有的横向分布钢筋。
- 断面形状及其接缝和节点的构造方法对板本身和整体受力的影响。
- 采用高强预应力钢绞线对板受力的影响。

这些问题所以特殊，是因为一方面在混凝土结构设计规范中对上述问题没有明确规定，另一方面又与板的制作生产方式和设计应用方法有密切关系。而且这些问题的解决主要是靠专题试验研究和实践经验的积累。

美国 SPANCRETE 机械制造公司创制的 SPANCRETE 预应力混凝土空心板生产设备(以下简称“SP”板生产线)是一种干硬性混凝土冲捣挤压成型生产工艺，该公司从 1952 年开始，经过了不断实践和改进，使这套生产线在世界上比较流行的多种空

心板生产工艺中始终保持领先地位。在四十年中，SPANCRETE 公司已向德国，日本，瑞士，以色列，墨西哥，埃及，土耳其等国出口了数十套这种设备，在各国都已收到良好的效果。我国自 1993 年美国福霖公司在中国市场引进 SP 板产品及相关技术以来，已先后引进了 18 条 SP 预应力空心板的生产线，已经具备年生产力 648 万平米的能力，对 SP 板的基本性能也作了一系列的试验，国内已有 SP 板的最大跨度已达到 18m。因此，可以说我国已经对 SP 板的生产、设计和研究积累了一定的经验，但无可否认的是我国对使用大跨度预应力空心板还是缺少经验，无论在使用方法还是在使用范围方面，与国外都还存在较大差距，有待我们进一步研究和解决。

基于上述国内既缺乏统一设计方法，又与国外有较大差距的情况，我们认为我们有必要也完全有条件在近年来我国对 SP 预应力空心板实践的基础上，以美国预制/预应力混凝土协会空心板设计手册 (Manual for the design of Hollow Core Slab; PCI) 和 SPANCRETE 公司及其制造商协会的试验研究资料为主要依据，并参考其它有关资料。编制一本适用于我国情况的“SP 预应力空心板技术手册”。手册由设计和施工两大部分组成。编制手册的目的和范围如下：

## 目的

- 说明设计依据及其和现行规范的关系。
- 介绍国外空心板的设计方法，充分发挥空心板的优势。

## 范围

- 全面介绍选用预应力空心楼板和屋面板体系所必需的基础知识和资料。
- 介绍预应力空心板的设计和计算方法。
- 介绍预应力空心板的特殊设计和构造方法。
- 介绍预应力空心板的制造和施工方法。

本技术手册设计部分的第四章“空心板的隔板作用”，基本上是按美国 PCI 空心板设计手册翻译过来的，例证中的数据是英制的，采用美国标准，我国的房屋建筑和抗震设计规范和国外有所差别，应注意不能直接对比使用。但它们对空心楼板的隔板设计方法和思路很有参考价值，因此按原貌将其全部介绍给读者，以供参考。

本技术手册还没有涉及空心板的防火问题和隔声问题，这主要是我国还缺少这方面的试验资料，有待以后补充。

鉴于我国还缺少大跨度预应力空心板整体楼(屋)盖结构性能的试验研究资料，工程实践经验积累不多，再加上第一次编写这种类型的技术手册，不妥之处在所难免。欢迎广大读者批评指正，便于不断总结经验，增补充实。



# SP 预应力空心板技术手册

## 设计部分

主编单位： 中国建筑标准设计研究所

协编单位： SP 板及其系统技术协作会

主 编： 庄 国 伟

参 编： 王 学 东 朱 宝 霞

编 排： 任 利 平

审 核： 陈 幼 璠



# 目 录

## 第一章 SP 预应力空心板体系

1.1 生产方式·····	5
1.2 材料·····	5~6
1.3 SP 空心板的优点·····	6~7
1.4 楼板的选择和布置·····	7
1.5 设计分工责任制·····	7~8
1.6 SP 空心板的横断面和允许荷载·····	8~11
1.7 质量检验·····	12~16

## 第二章 空心板的设计

2.1 总 则·····	17
2.2 受弯设计·····	17
2.2.1 放张应力·····	17~18
2.2.2 预应力损失值·····	18~19
2.2.3 正截面受弯承载力·····	19~20
2.3 受剪设计·····	20~21
2.3.1 增强受剪承载力措施·····	21~22
2.3.2 板端削弱对受剪承载力的影响·····	22~23
2.4 正截面抗裂验算·····	23

2.5 反拱及挠度验算·····	23~25
2.6 叠合板设计·····	25
2.6.1 叠合板正截面受弯承载力·····	25~26
2.6.2 叠合板受剪承载力·····	26~27
2.6.3 叠合板正截面抗裂验算·····	27~28
2.6.4 叠合板反拱及挠度验算·····	28
2.6.5 叠合板的构造要求·····	28~29

## 第三章 特殊设计考虑

3.1 总 则·····	30
3.2 荷载分配·····	30
3.2.1 荷载分配机理·····	30~31
3.2.2 实用设计方法·····	31~32
3.2.3 多个荷载的组合·····	33~44
3.3 开洞孔问题·····	44
3.3.1 开洞孔的影响·····	44~47
3.3.2 开洞处钢托梁设计·····	47~48
3.4 连续板问题·····	48
3.5 悬臂板问题·····	48

3.5.1 板端悬臂·····	48~49
3.5.2 板侧边悬臂·····	49~53
3.6 水平节点·····	54~57

## 第四章 空心板体系的隔板作用

4.1 概 述·····	59
4.2 设计荷载·····	59
4.3 横向力的分配·····	59~61
4.4 结构整体性·····	61
4.5 隔板结构的组成部分·····	61~63
4.6 隔板的承载力·····	64
4.6.1 纵向板缝·····	64~65
4.6.2 横向板缝·····	65~66
4.7 集力器·····	66~67
4.8 有现浇面层和无现浇面层的对比·····	67
4.9 设计例证·····	67~79

## 第五章 空心板楼板的联接

5.1 总 则·····	80
5.2 板缝·····	80~81
5.3 连接节点·····	81

5.4 连接节点典型详图·····	82~106
-------------------	--------

# 第一章 SP 预应力空心板体系

## 1.1 生产方式

用美国 SPANCRETE 机械制造公司的挤压机生产的预应力空心板，在美国的注册商标为 SPANCRET 空心板，或简称为 SP 空心板。SP 空心板生产线采取的工艺为干硬式混凝土冲捣和挤压成型工艺，可连续大批量叠层生产，不需模板，不需蒸汽养护，一次成型。

SP 空心板的标准宽度为 1200mm，需要时也可生产 2400mm 宽的板，在 1200mm 范围内可以生产多种宽度。在我国板的标准厚度为 100、120、150、180、200、250、300 和 380mm，各地也可根据需要进行调整。板的长度可以根据设计任意切割，最大可达 18m 左右。

空心板是在长线台座上生产的，首先是将预应力钢绞线布放在台座上，按规定张拉值进行张拉。

钢绞线张拉完毕后，将 SP 板挤压成型机放到台座上，该成型机一次完成六个工序，挤压出底板，板肋和面板三层混凝土；捣实混凝土；孔芯成型；板边嵌锁式键槽的成型及最后抹平和挤压成型机退出作业。

挤压出的底板，板肋和面板三层混凝土各有不同的配合比，由机械自动控制，以保持稳定均匀的质量。

挤压成型机行进时保持稳定的速度，行进速度根据板的高度而定，在 2.5-4.5 m/min 之间，挤压成型机由升降式运料机或单轨运料斗补充混凝土，以保证不断的有足够的混凝土。

浇筑好后的空心板，就在生产台座上保持湿润情况下养护一段时间，当达到一定强度后，即可进行叠层生产，或进行切割，并将空心板移出生产台座。

空心板移到露天堆放场地后，继续进行养护和干燥，直至运送去建筑工地之前。

SP 空心板可以用于砖、砌块和混凝土墙上，也可用于钢或混凝土框架结构上。SP 空心板吊装速度快，吊上一块板后，板本身即可成为工人操作平台，施工方便，可全天候施工。

SP 空心板吊装就位后，板缝用水泥砂浆灌缝，板边有一条纵向嵌锁式键槽，一旦板缝的键槽灌满砂浆并达到规定强度后，空心板即可起整体性楼板作用，可以将楼板上的集中荷载分配到相邻的板上去。

## 1.2 材料

SP 空心板采用混凝土强度等级为 C40~C50 的零塌落度细石混凝土，即所谓的干硬性混凝土。这种混凝土的含水量仅仅够水泥水化作用所需的水。其优点是比一般塌落度较大的混凝土的收缩和徐变值小。

由于 SP 空心板板肋尺寸较小，其粗骨料的最大粒径为 10mm，加上其特殊的成型工艺，需配制上层、中层和底层三种不同的混凝土，与普通混凝土相比有很大的不同。因此，必需在给定砂石条件下，找出适合于 SP 空心板生产的混凝土配合比。值得注意的是，我国砂石原料的质量，特别是粒度分布很难达到 SP 板所需要的砂石原材料的要求，而且不同砂源，不同供应时间，砂石粒度变化很大，在这种情况下，不固定合理的原料供应点，不及时调整混凝土配合比将难以保证 SP 板的混凝土质量。

SP 空心板主要采用低松弛预应力钢绞线，1×7 标准型，强

度级别为 1860MPa，直径为  $\phi 9.5$ 、 $\phi 11.1$ 、 $\phi 12.7$ 。板高较小的板宜采用普通松弛预应力钢绞线，1×3 标准型，强度级别为 1570MPa，直径为  $\phi 8.6$ 。

我国对一般空心板板缝材料的要求是用强度不小于 C20 的细石混凝土或相应强度的水泥砂浆灌实，但在美国，板缝灌浆用的是典型的 1:3 水泥砂浆，一般不加添加剂，加水量是根据其和易性要求而定，而其和易性是要保证便于操作，能将板边嵌锁式键槽灌满为原则。当需要用砂浆泵输送砂浆时，则有时需要加添加剂以增加其和易性。灌缝砂浆的强度为 2000psi(14MPa) 到 5000psi(35MPa)。由用水量的多少而定，工程使用一般不应低于 2500 psi(17.5MPa)。

从上述情况可以看出，在灌缝的做法上，我国和美国有明显的不同，我国《混凝土结构设计规范》(GBJ10-89)中对板缝未作具体规定，但要求楼屋盖应连成整体，确保其刚度。但在《钢筋混凝土高层建筑结构设计施工规程》(JGJ3-91)中规定，当框架-剪力墙结构采用装配式楼面时，板缝拉开的宽度不宜小于 40mm，板缝大于 40mm 时在板缝内应配筋，形成板缝梁，并宜贯通整个结构单元。因此我国比较习惯于将板缝拉开的做法。但在美国，无论是非地震区还是地震区，都不将板缝拉开，他们强调灌缝砂浆的和易性，重点在保证能将板边嵌锁式键槽灌满为原则。他们常常在板缝及芯孔中配置钢筋，以保证楼、屋盖隔板的整体性，和达到将作用于隔板上的水平力传递给承力构件的目的。

### 1.3 SP 空心板的优点

总的讲来，预应力空心板是公认的经济和有效的楼板和屋面板体系。但与国外应用情况相比，预应力空心板还有许多优点在国内还未得到充分发挥，因此，只要应用得当，预应力空心板还可以有以下一些优点：

- 生产工艺先进，无需模板和蒸气养护，可以叠层生产，生产效率高，可以减少生产人员 70%左右。
- 顶部作适当处理，即可与顶部后浇混凝土共同组成叠合结构，可增强楼板刚度，加大房屋结构整体性，扩大其适用范围和经济性。
- SP 空心板尺寸误差小，仅在 1.5mm 以内，因此其表面平整均匀，外观质量好。可不加面层材料，直接用作楼面和顶棚的面层。既可省去抹灰工序，省工省钱，又可避免顶板抹灰经常出现的规则裂缝。
- SP 空心板的突出优点是，楼板组合灵活，开洞方便，可满足各种建筑平面的需要。特别是在大跨度建筑中，SP 空心板可以简化建筑结构，减少承重墙体和梁柱，降低建筑造价。
- 楼板的孔洞可用作布置电线和水暖管道。
- 国外的经验证明，SP 空心板的耐火时限，最大可以做到 4 小时。
- 根据国外的资料介绍，经过处理后，SP 空心板也可以做到隔音性能良好。
- 抗震性能好

在美国，有许多建筑商使用 SP 空心板在加利福尼亚的地震带上建造房屋。经过 1989 年美国旧金山地震和 1992 年洛杉矶地震，均无破坏裂缝。美国已在强地震

烈度区的拉芙端将 SP 空心板用于 23 层的建筑。日本神户地区用于 40 层的建筑。在 1995 年 1 月的神户大地震中，凡使用 SP 空心板的建筑物，基本上完好无损。以上资料充分证明，只要设计合理，构造得当，SP 空心板是可以做出抗震性能十分优越的建筑物的。

- SP 空心板既可作为楼板还可作为墙板使用。

#### 1.4 楼板的选择和布置

板的初步选择，一般是根据板的跨度和荷载，按板的允许荷载表选用，但实际选用时，还需考虑以下一些因素：

- 跨高比

美国预制/预应力混凝土协会 (PCI) 空心板设计手册推荐“跨度/板高”比宜小于下列数值：

屋面板 50

楼 板 40

实际设计中，当防火、开洞或荷载不控制时一般可用到“45”。

但在最后确定板型以前，还须考虑以下一些影响板高度的因素：

楼面荷载的大小，例如重量大的隔墙或较大活荷载，一般需要较小的跨高比。开洞情况，多而大的开洞需要提高板的承载能力。耐火要求。为了提高结构耐火时间，要加大钢绞线的混凝土保护层，往往也需要较小的跨高比。

- 泄水孔

楼板长时间暴露在寒冷天气条件下，板可能由于孔芯内的积水而受到损害，板孔芯内的积水主要是在施工过程中从板端对接缝中进入，解决这个问题一个办法是在板端的孔芯下部留“泄水孔”。至于是否需留泄水孔，需由施工单位确定。

- 起拱

布置板时必须对板的起拱，挠度及其发展进行综合考虑，特别是：

不同跨度和不同方向的板引起的起拱差异；

板面后浇混凝土对起拱的影响；（对楼板面要求特别水平时，面层需按最高点找平，否则，可随坡找平。）

起拱对门的影响。

一般讲来，SP 空心板的经济适用跨度为 6m~12.6m，但对经济跨度不能作反面理解，即不能理解为不在经济跨度范围内就一定不经济，不适用。

#### 1.5 设计分工责任制

我国的习惯做法，空心板的设计全部由房屋设计单位负责，也就是说，由设计单位根据空心板的设计图集选出合适荷载等级的板，作出板的布置。而生产厂家只负责提供合格的板材，这样做对于板的跨度不大，开洞等情况简单的情形下有一定的优点，但随着建筑业的发展，一方面板的跨度越来越大，板面荷载和要求开洞的情况越来越复杂，而另一方面对板的起拱和挠度的一致性也要求越来越高，而房屋设计单位常常不直接掌握板的设计和施工，对调整板的细部设计有一定困难，又费

时费力，一旦发生问题，还存在着一定的责任不清的问题。

在国外，空心板的生产厂家，根据房屋设计的要求，负责板的最终设计，即板的选择和布置，其中包括要满足板的承载能力，开洞，预埋件的设置，以及防火等级等要求，同时也要对板的运输和安装负责。当然，在进行楼板设计前，应先有一个根据房屋设计，对楼板(屋面板)系统提出明确要求的合同。

在合同文件中应对空心板提出明确无误的设计要求，特别是当板需与其它建筑结构连接时，必需明确规定连接的要求和传递的力。

为了试行国外行之有效的设计方式，SP 空心板协会已邀请了有关部门承接 SP 空心板的最终设计。

## 1.6 SP 空心板的横断面和允许荷载

我国已经对在我国生产的 SP 预应力空心板进行了必要的试验，并根据我国有关规范，对板的性能进行了核对。在此基础上，编制了“SP 预应力空心板”的专用标准图集，作为选用 SP 预应力空心板的技术文件。SP 预应力空心板的截面形状及截面特征见图 1.6.1 和表 1.6.1。

图集是按规范对板在承载能力极限状态和正常使用极限状态的要求，编制出 SP 板的允许荷载表。表中给出下列数值：

$[M_d]$ —允许弯矩设计值，包括板自重和灌缝重；

$[M_s]$ —按荷载短期效应组合计算的允许弯矩值，包括板自重和灌缝重；

$[M_l]$ —按荷载长期效应组合计算的允许弯矩值，包括板自重和灌缝重；

$[M_{cr}]$ —正截面开裂弯矩值，包括板自重和灌缝重；

$[q_u]$ —允许板面均布荷载设计值，不包括板自重和灌缝重；

$[q_s]$ —按荷载短期效应组合计算的允许板面均布荷载代表值，不包括板自重和灌缝重；

$[q_l]$ —按荷载长期效应组合计算的允许板面均布荷载代表值，不包括板自重和灌缝重。

对标准型 SP 板，当板面为均布荷载时，可根据上述 SP 板的允许荷载表选用，选用时，需同时满足三种允许均布荷载值，即

$$\gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k \leq [q_u]$$

$$G_k + Q_k \leq [q_s]$$

$$G_k + \psi_Q Q_k \leq [q_l]$$

式中

$\gamma_G$ —永久荷载的分项系数；

$\gamma_Q$ —可变荷载的分项系数；

$G_k$ —外加永久荷载的标准值；

$Q_k$ —可变荷载的标准值；

$\psi_Q$ —可变荷载的准永久值系数。

板面荷载为非均布荷载，SP 板的允许荷载表中给出的允许弯矩值和剪力值，可以作为初步选定板型时的参考，但不能作为最后确定板型的依据，因为最后还应按实际情况分别核算板的允许弯矩，允许剪力及允许挠度值。为了便于说明，图 1.6.2 表示了 SP20A 空心板的允许荷载表等。



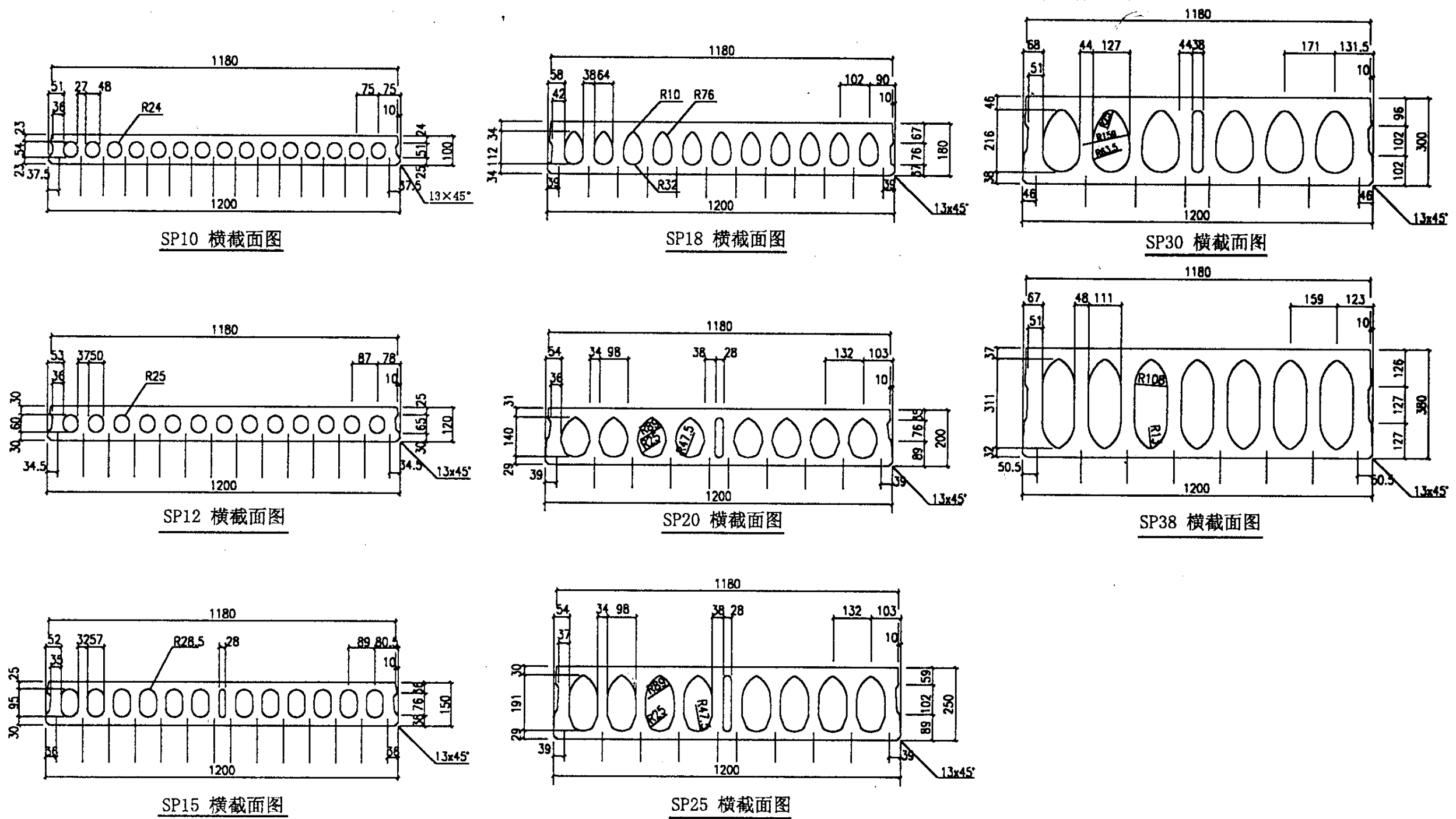


图 1.6.1 SP 预应力空心板截面

SP 预应力空心板及叠合板截面特征表

表 1.6.1

板截面 宽(mm)×高(mm)	SP 空心板				SP 叠合板		
	截面面积	重心到底 边距离	惯性矩	自重	截面面积	重心到底 边距离	惯性矩
	$A_o$ $\text{mm}^2$	$Y_b$ mm	$I$ $\text{mm}^4$	$q_{k1}$ $\text{kN/m}^2$	$A_{od}$ $\text{mm}^2$	$Y_{bd}$ mm	$I_d$ $\text{mm}^4$
1200×380	247000	192	4.22E+09	5.14	319000	237.1	6.67E+09
1200×300	215000	156	2.24E+09	4.47	287000	196.1	3.76E+09
1200×250	169000	129	1.26E+09	3.52	241000	170.7	2.34E+09
1200×200	151000	103	6.80E+08	3.14	223000	141.0	1.43E+09
1200×180	150000	92	5.28E+08	3.12	222000	127.5	1.17E+09
1200×150	118000	74	3.08E+08	2.95	178000	105.6	6.97E+08
1200×120	110000	60	1.64E+08	2.29	170000	87.9	4.37E+08
1200×100	86200	50	9.30E+07	1.80	146200	78.8	2.92E+08

附注：1.表中叠合板的预制空心板高度等于小于 150mm 时，叠合层厚度为 50mm。

2.表中叠合板的预制空心板高度大于 150mm 时，叠合层厚度为 60mm。

SP20A板允许荷载表

预应力筋	8 - 12.7			10 - 12.7		
张拉控制应力	$0.65 f_{ptk}$			$0.65 f_{ptk}$		
混凝土强度等级	C45			C45		
$[M_{cr}]$ kN-m	126.9			150.0		
板 轴 跨  m	$[M_u]$	$[M_s]$	$[M_l]$	$[M_u]$	$[M_s]$	$[M_l]$
	kN-m	kN-m	kN-m	kN-m	kN-m	kN-m
	139.7	114.1	101.2	169.7	137.1	124.2
	允许均布荷载 (不包括板自重及灌缝重)kN/m <sup>2</sup>					
	$[q_u]$	$[q_s]$	$[q_l]$	$[q_u]$	$[q_s]$	$[q_l]$
6.6	18.2	14.8	12.8	19.7	16.4	16.4
6.9	16.3	13.2	11.4	18.7	15.6	14.7
7.2	14.6	11.9	10.2	17.7	14.8	13.2
7.5	13.2	10.7	9.1	16.8	13.5	11.9
7.8	11.9	9.6	8.2	15.2	12.2	10.8
8.4	9.7	7.8	6.6	12.6	10.1	8.8
9.0	7.9	6.4	5.3	10.4	8.1	7.2
9.6	6.5	4.7	4.3	8.3	6.0	6.0
10.2	5.2	3.7	3.4	6.7	4.8	4.8

截面特征及材料用量表

混凝土 保护层 厚度 $c$ mm	板 肋 宽 度 $b_1$ mm	截 面 面 积 $A_0$ mm <sup>2</sup>	重心到下 底边距离 $Y_d$ mm	惯性矩 $I$ mm <sup>4</sup>
20	352	151000	103	$6.8 \times 10^8$
混凝土用量		预应力钢绞线用量		
m <sup>3</sup> /m	cm/m <sup>2</sup>	根数-直径	kg/m	kg/m <sup>2</sup>
0.15	12.58	8-12.7	6.19	5.16
		10-12.7	7.74	6.45

说 明

1. 生产厂家应负责采取有效措施防止放张时板面开裂,对配有10根钢绞线的板,更应采取特殊防止放张时板面开裂措施后方能采用。
2.  $[q_s]$ 格中涂 时,是指该 $[q_s]$ 值由允许挠度控制的短期效应组合均布荷载值。
3. SP20A空心板,在均布荷载作用下的斜截面受剪承载力设计值 $[V_u]=92.0\text{kN}$ 。
4. 板的自重为 $3.14\text{kN/m}^2$ ,板缝不拉开时的灌缝重量为 $0.07\text{kN/m}^2$ 。

图 1.6.2 SP20A 预应力空心板的允许荷载表

## 1.7 质量检验

在美国不要求厂商进行 SP 板本身的结构性能试验，这是因为，美国对板的生产过程和原材料的质量管理都比较严，包括砂石在内，都严格按标准供货，因此，其产品质量比较稳定(混凝土强度显著高于设计强度)，不需要对生产出来的成品板进行试验。

我国情况不同，原材料的质量变化大，这都会影响到成品的质量制造工艺，因此，一般讲来，应对成品板进行质量检验，作为保证质量的补充手段。

### 允许偏差

我国生产的预制构件均应遵照国家标准《预制混凝土构件质量检验评定标准》(GBJ321-90)中的有关规定。但美国预制/预应力混凝土协会空心板设计手册中规定的空心板尺寸允许偏差是根据美国实际情况而制定的，和我们的相比有松有严，不尽相同。现将美国的规定以图 1.7.1 和 1.7.2 表示，供设计选用时参考。

当然，在我国 SP 板各生产厂商也都会提供该厂的制作偏差值，各工程项目，还应根据具体情况确定允许制作和安装偏差。

### 钢绞线回缩值检验

空心板端预应力钢绞线的回缩值(缩入板端混凝土切割面的数值)应符合下列规定：

每块板各端的所有钢绞线回缩值的平均值，不得大于 2mm；并且单根钢绞线的回缩值不得大于 3mm。这是保证 SP 板的重要环节，必须执行。

我国生产的 SP 板，还应根据我国国家标准《预制混凝土

构件质量检验评定标准》(GBJ321-90)的规定进行结构性能检验，并应根据具体情况确定加荷方法，应优先采用荷重块均布加荷方式。当采用均布加荷方式时，板的检验系数计算如下：

### 板承载力检验系数

$$\gamma_u^0 = (q_u + q_{k1}) / \{ [q_u] + 1.2(q_{k1} + q_{k2}) \} \geq [\gamma_u] \quad (1.7-1)$$

式中

$\gamma_u^0$ —板承载力检验系数实测值；

$[\gamma_u]$ —板承载力检验系数允许值；

$q_u$ —板承载能力极限状态检验均布荷载实测值，不包括板自重；

$[q_u]$ —允许板面均布荷载设计值，不包括板自重和灌缝重；

$q_{k1}$ —板自重；

$q_{k2}$ —板灌缝重。

### 板抗裂检验系数

$$\gamma_u^0 = M_{cr}^0 / [M_{cr}] \geq 0.95 \quad (1.7-2)$$

式中

$\gamma_u^0$ —板抗裂检验系数实测值；

$M_{cr}^0$ —板开裂弯矩实测值；

$[M_{cr}]$ —板开裂弯矩计算值。

### 板短期挠度检验指标

$$a_s^0 \leq a_s^c \quad (1.7-3)$$

式中

$a_s^0$ —板在加载为  $[q_s]$  值时跨中挠度实测值(mm)；

$a_s^c$ —板在加载为  $[q_s]$  值时跨中短期挠度计算值(mm)；

当采用均布加荷方式时， $a_s^{\circ}$ 可按下式计算：

$$a_s^{\circ} = 5 \times 1.2 \times [q_s] \times l_0^4 / 384 B_s \text{ (mm)} \quad (1.7-4)$$

式中

$[q_s]$ —按荷载短期效应组合计算的允许板面均布荷载标准值，不包括板自重和灌缝重；

$l_0$ —板的计算跨度；

$B_s$ —预应力空心板的短期刚度。

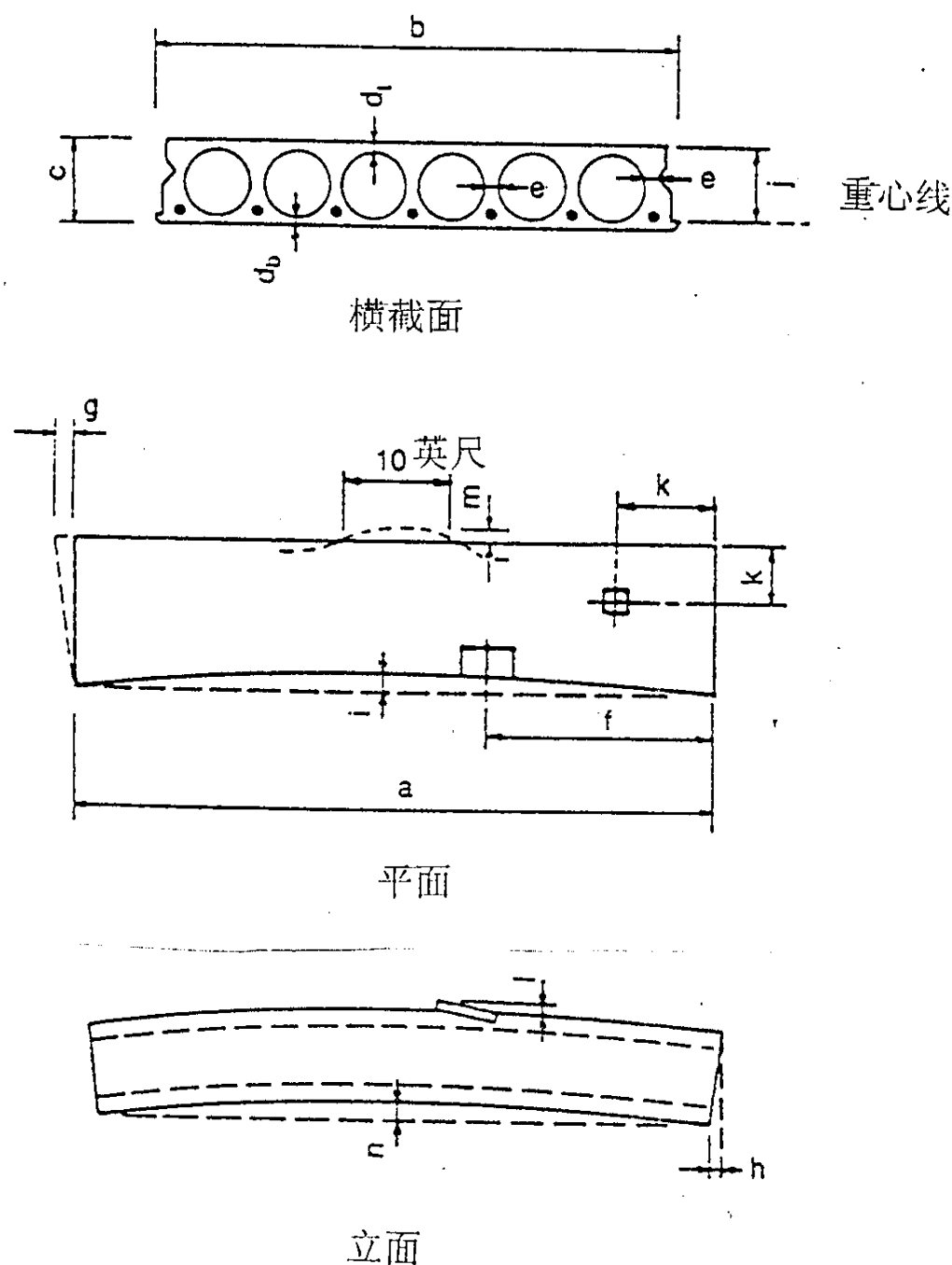


图 1.7.1 空心板允许偏差

$a$  = 板长 -----  $\pm 1/2$  英寸  
 $b$  = 板宽 -----  $\pm 1/4$  英寸

$c$  = 板高 -----  $\pm 1/4$  英寸

$d_t$  = 顶板厚度

由实测平均值  $d_t \times b$  算出的顶板面积，应不小 85% 的由标志值  $d_t$  和  $b$  算出的标志顶板面积。

$d_b$  = 底板厚度

由实测平均值  $d_b \times b$  算出的底板面积，应不小 85% 的由标志值  $d_b$  和  $b$  算出的标志底板面积。

$e$  = 肋宽

由实测  $\Sigma e$  算出的肋宽平均值，应不小 85% 的由标志值  $e$  算出的标志肋宽。

$f$  = 标识位置 -----  $\pm 2$  英寸， $g$  = 翼缘倾角 -----  $1/8$  英寸每 12 英寸，最大  $1/2$  英寸

$h$  = 对角线或歪斜差 -----  $\pm 1/2$  英寸

$i$  = 侧向弯曲 (偏离通过构件中心的平行线) -----  $\pm 3/8$  英寸

$j$  = 全部预应力钢绞线的重心相对于板顶的距离偏差小于  $\pm 1/4$  英寸，单根预应力钢绞线的垂直位置偏差应小于  $\pm 1/2$  英寸，而水平位置小于  $\pm 3/4$  英寸，混凝土保护层不小于  $3/4$  英寸。

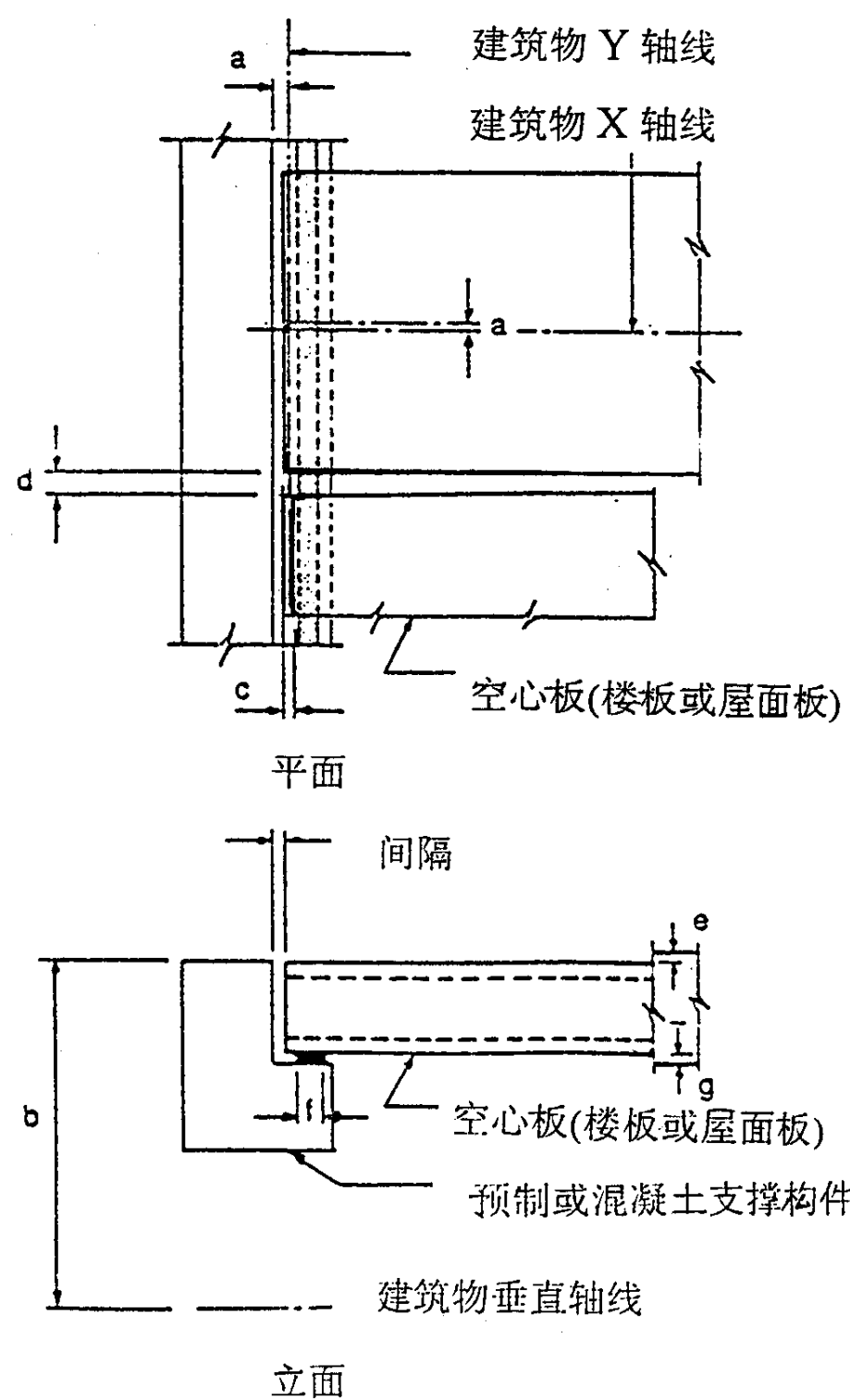
$k$  = 预埋件位置 -----  $\pm 2$  英寸

$l$  = 预埋件的歪斜或不平 -----  $\pm 1/4$  英寸

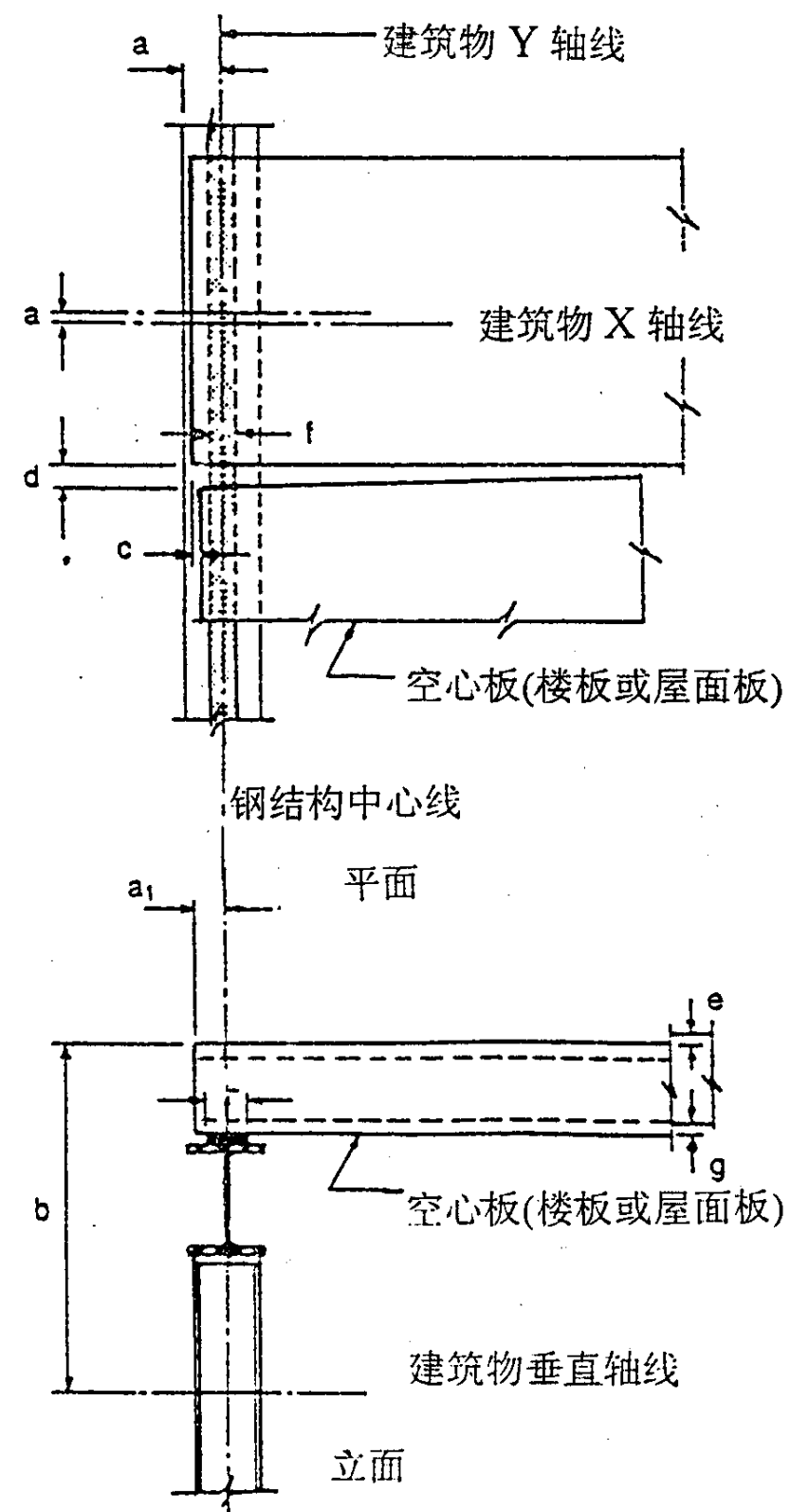
板自重

实测重量不超过计算用的标志重量 110% 时，可认为合格。

$n$  = 需要严格控制相邻板的起拱值时，应与生产厂商详细讨论可控制的误差。



预制构件放在预制(现浇)混凝土或砌体上



预制构件放在钢结构上

图 1.7.2 空心板和屋顶构件的允许安装偏差

\*\*\*\*有后浇层时可能需要较大的误差。

$a$  = 平面位置, 相对于房屋轴线 ----  $\pm 1$  英寸

$a_1$  = 平面位置, 相对于钢结构中心线\* ---  $\pm 1$  英寸

$b$  = 相对于端头构件顶部的构件顶部

有后浇层的顶部 ---  $\pm 3/4$  英寸

无后浇层楼板 -----  $\pm 1/4$  英寸

无后浇层屋顶 -----  $\pm 3/4$  英寸

$c$  = 边沿最大凹凸点(包括有无后浇层的建筑) ----  $\pm 3/4$  英寸

$d$  = 节点宽度

构件长 0-40 英尺 ---  $\pm 1/2$  英寸

构件长 41-60 英尺 --  $\pm 3/4$  英寸

长于 61 英尺 -----  $\pm 1$  英寸

$e$  = 安装后的顶部高差

有后浇层的顶部 ---  $\pm 3/4$  英寸

无后浇层楼板 -----  $\pm 1/4$  英寸

无后浇层屋顶\*\* ---  $\pm 3/4$  英寸

$f$  = 支座长度\*\*\*

(跨度方向) ----  $\pm 3/4$  英寸

$g$  = 外露空心板的

底部标高差\*\*\*\* ---  $\pm 1/4$  英寸

---

\*对安装在钢结构上的预制混凝土结构, 还应加上“ $a_1$ ”的偏差。

\*\*可能需要先将有些屋顶构件的边缘误差限制在  $\pm 1/4$  英寸。

\*\*\*这是安装误差, 不要与建筑师/工程师确定的结构功能允许误差混淆。



## 第二章 空心板的设计

### 2.1 总 则

预应力空心板的设计应遵照我国下列规范的有关规定:

1. 建筑结构荷载规范 GBJ 9-87。
2. 混凝土结构设计规范 GBJ 10-89。
3. 建筑抗震设计规范 GBJ 11-89。
4. 预应力混凝土用钢绞线 GB 5224-95。
5. 混凝土结构工程施工及验收规范 GB 50204-92。
6. 预制混凝土构件质量检验评定标准 GBJ 321-90。
7. 建筑设计防火规范 GBJ 16-87。

一般讲来,空心板应对其从制作、运输安装到使用全过程,进行承载力、变形及抗裂验算。空心板在制作、运输安装过程和承受均布荷载时,空心板是作为单独的预应力构件进行验算的,标准图就是按照这种情况,在一定的假定条件下,给出板的允许荷载的。本章主要是介绍有关的计算方法及其前提条件。

应当指出,空心楼板在使用情况下其受力情况是和单块板的受力情况不一样的,在这方面,美国预制/预应力混凝土协会做了大量的研究工作,并对空心板在非均布荷载或有较大开洞时的计算方法作出了一套行之有效的计算方法,我们将根据美国预制/预应力混凝土协会空心板设计手册(第二版)在第三章中给予介绍。

还应当指出的是本章中介绍的计算方法,都是在一定的前提条件下给出的,实际应用时还应根据具体情况加以修正。

### 2.2 受弯设计

#### 2.2.1 放张应力

钢绞线放张后,空心板上受到预加力的偏心压力,与之起平衡作用的只有板的自重。而放张时的混凝土强度一般只有设计的混凝土强度等级的 75%左右,因此必须验算放张时空心板截面边缘的混凝土应力,以确定空心板的拉应力和压应力是否超过设计允许值。

空心板截面边缘的混凝土法向应力应符合下列规定:

$$\sigma_{ct} \leq (0.7 \sim 1.0) \gamma f_{tk}' \quad (2.2.1-1) *$$

$$\sigma_{cc} \leq 1.2 f_c' \quad (2.2.1-2)$$

\*注:规范中为  $\sigma_{ct} \leq 0.7 \gamma f_{tk}'$ ,但 SP 板实际制作中,大多数  $\sigma_{ct} \leq \gamma f_{tk}'$  时即可保持板面不出现裂缝,因此,设计时,可根据具体生产条件,在 0.7~1.0 之间确定一个系数。

空心板截面边缘的混凝土法向应力可按下列公式计算:

$$\sigma_{cc} \text{ 或 } \sigma_{ct} = N_f / A_0 \pm (-M_f + M_g) / W_0 \quad (2.2.1-3)$$

式中

$\sigma_{cc}$ 、 $\sigma_{ct}$  —放张阶段计算截面边缘纤维的混凝土压应力、拉应力;

$f_{tk}'$ 、 $f_c'$  —与放张阶段混凝土抗压强度  $f_{cu}'$  相应的抗拉强度标准值、抗压强度设计值;

$\gamma$  —受拉区混凝土塑性影响系数 1.5;

$N_f$  —预加力对空心板计算截面产生的轴向力值;

$$N_f = A_p (\sigma_{con} - \sigma_{l1} - \sigma_{l4}) \quad (2.2.1-4);$$

$M_f$  —预加力对空心板计算截面产生的弯矩值

$$M_f = N_f e_0 \quad (2.2.1-5);$$

$M_g$  —板自重对空心板计算截面产生的弯矩值;

$W_0$  —验算边缘的换算截面的弹性抵抗矩;

- $A_p$ —纵向预应力钢筋的截面面积;
- $e_0$ —预应力钢绞线合力点对截面重心的偏心距;
- $\sigma_{11}$ —锚具损失;
- $\sigma_{14}$ —松弛损失。

当验算放张时空心板截面边缘混凝土法向应力时,应考虑预应力钢绞线的预应力传递长度  $l_{tr}$  的影响。一般应取预应力传递长度末端处的截面,作为验算放张时最大截面边缘混凝土应力的验算截面。

当计算中充分利用预应力钢绞线受拉承载力时,应考虑预应力钢绞线的锚固长度  $l_a$  的影响,只有预应力锚固长度末端处开始的截面,才能在计算中充分利用预应力钢绞线受拉承载力。

预应力钢绞线的预应力传递长度  $l_{tr}$  和锚固长度  $l_a$  见表 2.2.1。

预应力钢绞线的锚固长度  $l_a$  和传递长度  $l_{tr}$  表 2.2.1

	锚固长度 $l_a$ (mm)	传递长度 $l_{tr}$ (mm)	
混凝土强度等级	$\geq C40$	C30	$\geq C40$
三股钢绞线	100d	85d	70d
七股钢绞线	120d	100d	85d

\*确定预应力传递长度  $l_{tr}$  时,表中混凝土强度按放张时的混凝土立方体抗压强度确定。

当空心板端的验算截面顶部混凝土拉应力超过允许值时,可用取消部分钢绞线端部与混凝土的锚固,加大支点和验算截面间的距离的办法,加以解决。

为了避免制作上的困难,空心板端截面处的顶部混凝土拉力值应有所限制。建议空心板端部截面边缘的混凝土法向拉应力控制在下列规定数值:

$$\sigma_{ct} \leq 1.4 \gamma f_{tk}' \quad (2.2.1-6)$$

在标准图集中,由于没有确切的空心板的跨度,因此是用上述规定控制空心板端部截面边缘的混凝土法向拉应力,但要再次强调的是用上述公式计算,并不表示允许放张时板面出现裂缝,而是要求生产部门根据各自的具体条件,用提高放张时的混凝土强度,或取消部分钢绞线端部与混凝土锚固等办法,生产出板面无裂缝的空心板。

## 2.2.2 预应力损失值

预应力钢绞线中的各种预应力损失值分别叙述如下:

### 锚具损失 $\sigma_{11}$

由于张拉端锚具变形和钢绞线内缩引起的预应力损失值可按式计算。

$$\sigma_{11} = (\alpha / l) E_s \text{ N/mm}^2 \quad (2.2.2-1)$$

式中

$\alpha$ —张拉端锚具变形和钢绞线内缩值按具体情况确定,一般可取  $\alpha = 5 \text{ mm}$ ;

$l$ —张拉端至锚固端之间的距离 mm;

$E_s$ —钢绞线的弹性模量,按  $1.8 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$  计算。

预应力钢绞线与承力台座的温差不予考虑。

### 松弛损失 $\sigma_{14}$

由于预应力钢绞线的应力松弛引起的预应力损失值可按下列式计算。

低松弛钢绞线:

$\sigma_{\text{con}}/f_{\text{ptk}} \leq 0.7$  时,

$$\sigma_{14} = 0.125 (\sigma_{\text{con}}/f_{\text{ptk}} - 0.5) \sigma_{\text{con}} \text{ N/mm}^2 \quad (2.2.2-2)$$

$0.7 < \sigma_{\text{con}}/f_{\text{ptk}} \leq 0.8$  时,

$$\sigma_{14} = 0.2 (\sigma_{\text{con}}/f_{\text{ptk}} - 0.575) \sigma_{\text{con}} \text{ N/mm}^2 \quad (2.2.2-3)$$

普通松弛钢绞线:

$$\sigma_{14} = 0.4 \phi (\sigma_{\text{con}}/f_{\text{ptk}} - 0.5) \sigma_{\text{con}} \text{ N/mm}^2 \quad (2.2.2-4)$$

式中

$\sigma_{\text{con}}$ —预应力钢绞线张拉控制应力;

$f_{\text{ptk}}$ —钢绞线强度标准值;

$\phi$ —一次性张拉  $\phi=1$ , 超张拉  $\phi=0.9$ 。

### 收缩徐变损失 $\sigma_{15}$

混凝土收缩徐变引起的预应力损失值可按下列式计算。

$$\sigma_{15} = [45 + 220 (\sigma_{\text{pc}}/f_{\text{cu}}')] / (1 + 15 \rho) \text{ N/mm}^2 \quad (2.2.2-5)$$

当  $0.5 < \beta \leq 0.6$  时

$$\sigma_{15} = \{ [45 + 220 (\sigma_{\text{pc}}/f_{\text{cu}}')] / (1 + 15 \rho) \} [1 + (\beta - 0.5) \times 5] \text{ N/mm}^2 \quad (2.2.2-6)$$

式中

$\beta = \sigma_{\text{pc}}/f_{\text{cu}}'$  一般不宜大于 0.5, 最大不得大于 0.6;

$\sigma_{\text{pc}}$ —预应力钢绞线合力点处混凝土法向压应力;

$f_{\text{cu}}'$ —施加预应力时的混凝土立方体抗压强度;

$\rho$ —预应力钢绞线的配筋率。

### 2.2.3 正截面受弯承载力

空心板是一个工字形的受弯构件, 其正截面受弯承载力可按下列公式计算。

#### 受弯承载力:

混凝土受压区高度按下列公式确定:

$$f_{\text{cm}} [bt_b + b_w(x - t_b)] = f_{\text{py}} A_p \quad (2.2.3-7)$$

式中,  $x > t_b$ , 表示混凝土受压区高度大于混凝土顶板厚度, 此时, 板的受弯承载力设计值为:

$$M_u \leq \Psi_m f_{\text{cm}} [bt_b + b_w(x - t_b)] (h_0 - x_0) \quad (2.2.3-8)$$

$$\text{或 } M_u \leq \Psi_m f_{\text{py}} A_p (h_0 - x_0) \quad (2.2.3-9)$$

同时应符合规范规定的  $x \leq \xi_b h_0$

当混凝土受压区高度小于混凝土顶板厚度, 即  $x < t_b$  时, 则混凝土受压区高度公式变为:

$$f_{\text{cm}} bx = f_{\text{py}} A_p \quad (2.2.3-7A)$$

而板的受弯承载力设计值公式变为:

$$M_u \leq \Psi_m f_{\text{cm}} bx (h_0 - x/2) \quad (2.2.3-8A)$$

$$\text{或 } M_u \leq \Psi_m f_{\text{py}} A_p (h_0 - x/2) \quad (2.2.3-9A)$$

同时, 为了保证预应力空心板的破坏极限弯矩, 与板的开裂弯矩之间有一定的间距, 防止板在破坏前缺乏明显预兆, 空心板的(未乘抗弯折减系数)受弯承载力设计值宜控制为:

$$M_u / \Psi_m \geq M_{\text{cr}} \quad (2.2.3-10)$$

$$M_{\text{cr}} = (1.5 f_{\text{tk}} + \sigma_{\text{pc}}) W_0 \quad (2.2.3-11)$$

式中

$f_{\text{cm}}$ —混凝土弯曲抗压强度设计值;

$f_{py}$ — 预应力钢绞线的抗拉强度设计值;

$f_{tk}$ — 混凝土轴心抗拉强度标准值;

$\sigma_{pc}$ — 扣除全部预应力损失后在抗裂验算边缘的混凝土预压应力;

$b$  — 空心板顶部宽度;

$t_b$  — 空心板面板厚度;

$b_w$  — 空心板各肋宽之和;

$x_0$  — 混凝土受压区中心到空心板顶部的距离;

$x$  — 混凝土受压区高度;

$h_0$  — 空心板截面有效高度, 即预应力钢绞线中心到空心板顶部的距离;

$W_0$  — 预制构件换算截面受拉边缘的弹性抵抗矩;

$\Psi_m$  — 空心板受弯承载力折减系数 0.9;

$M_{cr}$  — 空心板开裂弯矩值。

上述公式中的受弯承载力折减系数 0.9 是考虑到 SP 空心板的跨度大, 在开洞大和非均布荷载情况下受力比较复杂, 同时也考虑了预应力空心板在极限受弯状态下, 其刚度往往不易满足要求, 因此而采取的受弯承载力折减系数。

从上述公式可以看出, 当混凝土受压高度超过面板厚度时, 首先需要根据空心板的截面形状, 求出受压区的高度  $x$  和受压区中心到空心板顶部的距离  $x_0$ , 这在理论上虽然没有什么问题, 但计算时比较繁琐, 而实用意义不大, 因为实际上空心板的受压区高度一般不会超出面板厚度很多, 板高较大时, 假如超出 20mm, 我们仍按 (2.2.3-8A) 公式计算, 与按 (2.2.3-8) 计算的结果相比较, 其误差也仅 2% 以内。因此, 实际上当受压区高度超出板面厚度很小时, 一般说来均可采用 (2.2.3-8A) 公式计算。

## 2.3 受剪设计

由于 SP 预应力空心板中没有剪力钢筋和横向分布钢筋。无法直接采用现行规范中的计算公式, 因此, 以下介绍的计算方法, 都是根据国内外试验资料与我国现行规范中的计算公式对比, 乘以折减系数而形成的。

空心板的受剪承载力可按下列公式计算:

### 对均布荷载

$$V_u \leq \Psi_v 0.07 f_c b_w h_0 \quad (2.3-1)$$

对集中荷载 (包括集中荷载占总剪力值 75% 以上的多种荷载)

$$V_u \leq \Psi_v [0.2 / (\lambda + 1.5)] f_c b_w h_0 \quad (2.3-2)$$

式中

$V_u$  — 空心板在均布荷载下受剪承载力设计值;

$V_c$  — 空心板在集中荷载下受剪承载力设计值;

$\lambda$  — 计算截面的剪跨比, 可取  $\lambda = a/h_0$ ,  $a$  为计算截面至支座截面的距离, 计算截面取集中荷载作用点处的截面; 当  $\lambda < 1.4$  时, 取  $\lambda = 1.4$ ; 当  $\lambda > 3$  时, 取  $\lambda = 3$ 。

$b_w$  — 空心板各肋宽之和;

$\Psi_v$  — 空心板受剪承载力折减系数见表 2.3-1。

SP 预应力空心板受剪承载力折减系数 表 2.3-1

板高 $h$ (mm)	$\leq 200$	250	300	380
$\Psi_v$	1.0	0.85	0.75	0.6

为了防止过大的集中荷载对空心板产生纵向劈裂、冲剪破坏或过大的扭矩等不利情况, 对 SP 板上的集中荷载值应有所限

制，美国 SP 空心板制造商协会在一系列的试验基础上，对板缝灌浆后的楼板体系上的集中荷载，建议最大不能超过表 2.3-2

中所列数值。

SP 板上作用一个或两个集中荷载时，每个集中荷载的最大限值 表 2.3-2

SP 板高	4" (10cm)	6" (15cm)	8" (20cm)	10" (25cm)	12" (30cm)	15" (38cm)
一个集中荷载	3.4k (15.0kN)	7.5k (33.0kN)	10.1k (44.4kN)	13.5k (59.4kN)	16.8k (73.9kN)	21.8k (95.9kN)
两个集中荷载间 距 $\geq 0.5L$	2.3k (10.1kN)	5.0k (22.0kN)	6.8k (29.9kN)	9.0k (39.6kN)	11.3k (49.7kN)	14.6k (64.2kN)
两个集中荷载间 距 $< 1'$ (30cm)	1.7k (7.5 kN)	3.7k (16.3kN)	5.0k (22.0kN)	6.7k (29.5kN)	8.4k (37.0kN)	10.9k (48.0kN)

附注：

- 1、表中限值为设计值。
- 2、表中的两个集中荷载，是指作用在沿板跨方向同一直线上的两个荷载。因此，每个集中荷载的最大限值，有所降低。
- 3、当两个集中荷载的间距在 1'(30cm)和 0.5L 之间时，仍可按上表用插入法求其允许值。
- 4、集中荷载下应设置支承垫板，支承垫板的尺寸应不小于 10cm×10cm。
- 5、尚应注意一点，美国荷载设计值所采用的荷载项系数比我国的分项系数大。

应当指出，以上介绍的对集中荷载的剪力计算方法，都是根据一定条件下做的试验得出的简化结论，上述计算方法并不能涵盖设计空心板楼板体系承受集中荷载时需要考虑的全部问题。因此，在利用上述资料时必须慎重从事。

空心板楼板体系承受集中荷载时需要考虑的问题是比较复杂的，整个楼板体系的跨宽比，集中荷载作用的位置，空心板本身的构造等会对空心板承受能力有所影响。国外虽然做了一些试验，但相对来讲，试验的数量还是较少的，而且不同试验的结论也不尽一致。我国目前还没有进行过这方面的试验。因此，建议在参考上述资料的同时，考虑下述措施：

- 1. 位于楼板体系自由边缘处的边板上，一般不宜设置集中荷载。
- 2. 对大于 30kN 的集中荷载，应与制作厂商联系，进行专门的设计。
- 3. 根据实际荷载情况，进行试验核对。

2.3.1 增强受剪承载力措施

应该说，空心板的薄弱环节是剪力问题，尤其是遇到开洞，

大集中荷载等情况时，由于扭矩的影响，常常使空心板在设计过程中会遇到受剪承载力不足，需要加强的情况。

由于工艺的原因，在 SP 空心板肋中难以加剪力钢筋，因此加强空心板承受剪力的办法只有提高混凝土的强度等级，或者增加肋的有效宽度两个办法。

增加肋宽有两个办法，一是在板的制造过程中取消一两个芯孔，对需要加强的范围比较大的板，这种做法可能是比较简单易行，也是比较经济的。

当需要加强的范围较小(例如板端，较大集中荷载或开洞附近)，则用后灌细石混凝土(或砂浆)将芯孔填满的办法加强比较经济。其做法是将空心板的顶板打开，用细石混凝土(或砂浆)将芯孔填实。

根据试验，空心板芯孔填实部分的受剪承载力可按上列(2.3-1)和(2.3-2)同样的公式计算，只是将公式中的肋宽和混凝土强度换成填孔混凝土的宽度和混凝土强度即可，即：

#### 对均布荷载

$$V_{uk} = \psi_v 0.07 f_{ck} b_{wk} h_0 \quad (2.3-1A)$$

对集中荷载(包括集中荷载占总剪力值 75%以上的多种荷载)

$$V_{ck} = \psi_v [0.2 / (\lambda + 1.5)] f_{ck} b_{wk} h_0 \quad (2.3-2A)$$

式中

$V_{uk}$ —空心板填孔混凝土在均布荷载下受剪承载力设计值；

$V_{ck}$ —空心板填孔混凝土在集中荷载下受剪承载力设计值；

$b_{wk}$ —空心板填孔混凝土宽之和；

$f_{ck}$ —填孔混凝土轴心抗压强度设计值。

其余符号均同原公式。

因此，填孔空心板的最后受剪承载力等于板和填孔混凝土受剪承载力之和，即

#### 对均布荷载

$$V_u = V_{ub} + V_{uk} \quad (2.3-1B)$$

对集中荷载(包括集中荷载占总剪力值 75%以上的多种荷载)

$$V_u = V_{cb} + V_{ck} \quad (2.3-2B)$$

式中  $V_{ub}; V_{uk}$  和  $V_{cb}; V_{ck}$  可分别按(2.3-1); (2.3-1A)和(2.3-2) (2.3-2A)求得。

为了保证后灌细石混凝土(或砂浆)填实部分能充分发挥其受剪承载能力，应注意以下事项：

- 后灌细石混凝土(或砂浆)的强度等级不宜低于 C30。
- 后灌细石混凝土的填实长度应超出理论计算截面不少于一个板高。

### 2.3.2 板端削弱对受剪承载力的影响

当需将 SP 板支承在钢梁的腹板部位，而不是放在钢梁顶部时的节点做法如下图所示：

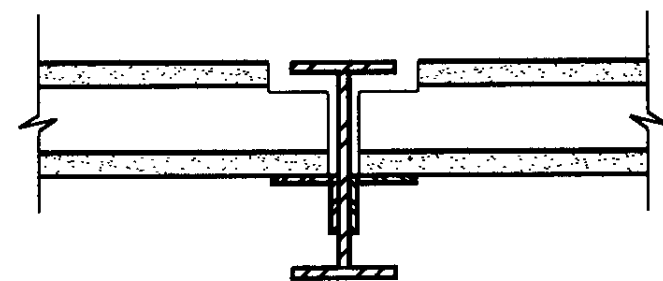


图 2.3.2

这种情况一般是为了尽量减少层高，同时也为了使板底和梁底之间保持一定的通行管道空间，因此一般是将板面和钢梁顶部做平。因此如上图所示，需将 SP 板端的顶部削低。为了研究顶部削低对板的受剪承载力的影响，美国 SP 板协会对此做了专题试验研究，试验结果表明，当板端切除高度不大于板高的一半时，可得出下列结论：

1. 当板面切口切除长度不大于板高时，对板的受剪承载力没有影响，仍可按无切口板计算其受剪承载力。
2. 当板面切口切除长度大于板高时，板的受剪承载力必须按削低后的截面，计算其受剪承载力。
3. 板端削低后的截面受剪承载力不足时，可用在芯孔内填灌细石混凝土的办法予以加强。
4. 板端削低后的截面受剪承载力仍可参照本节中上述各公式进行计算。

## 2.4 正截面抗裂验算

根据我国规范，结构构件的抗裂性，是用控制构件受拉边缘混凝土拉应力进行验算的。而混凝土拉应力的控制值则是由裂缝控制等级确定的。正常情况下，预应力空心板通常是按一般要求不出现裂缝的构件验算。也就是说，板按长期效应组合进行验算时，板受拉边缘混凝土不应产生拉应力，而按短期效应组合进行验算时，板受拉边缘混凝土拉应力不得超过  $\alpha_{ct} \gamma f_{tk}$ 。

根据以上规定，预应力空心板在荷载短期组合下应符合下列规定：

$$\sigma_{sc} - \sigma_{pc} \leq \alpha_{ct} \gamma f_{tk} = 0.75 f_{tk} \quad (2.4-1)$$

因此，预应力空心板在荷载短期组合下的允许弯矩应为

$$M_s \leq (0.75 f_{tk} + \sigma_{pc}) W_0 \quad (2.4-2)$$

同样，预应力空心板在荷载长期组合下应符合下列规定：

$$\sigma_{lc} - \sigma_{pc} \leq 0 \quad (2.4-3)$$

因此，在荷载长期组合下的允许弯矩为：

$$M_l \leq \sigma_{pc} W_0 \quad (2.4-4)$$

式中

$\sigma_{sc}$ —荷载短期效应组合下抗裂验算边缘的混凝土法向应力；  
 $\sigma_{sc} = M_s / W_0$ ；

$\sigma_{lc}$ —荷载长期效应组合下抗裂验算边缘的混凝土法向应力；  
 $\sigma_{lc} = M_l / W_0$ ；

$\sigma_{pc}$ —扣除全部预应力损失后在抗裂验算边缘的混凝土预压应力；

$\alpha_{ct}$ —混凝土拉应力限制系数，等于 0.5；

$\gamma$ —受拉区混凝土塑性影响系数，1.5。

## 2.5 反拱及挠度验算

预应力空心板一方面受到预加应力对截面重心的偏心产生的反向弯矩的影响，使板产生向上拱起的变形称之为板的反拱。另一方面由于板的自重和板面荷载的影响，使板产生向下挠曲的变形，称之为板的挠度。实际上，单纯由预加应力产生的反拱值在使用时是看不见的，因为板一旦反拱，板自重产生的向下挠曲变形也会同时产生作用，因此，板在生产过程中，人们见到的反拱值，实际上是板的反拱值和板自重产生的挠度值两

者之和。

无论是板的预加应力值还是其对截面重心的偏心距的大小，都是由板的设计截面和跨度等主要参数确定的，因此，与其说板的反拱是设计的直接要求，还不如说是设计产生的间接后果。规范中，一般对板的反拱值也不作任何规定。但反拱虽然不会引起什么安全问题，有时却会引起使用问题，例如，对大跨度板，一般希望楼板底部没有下垂的感觉，由于视觉的关系，这就要求板保持一定的向上反拱数值，又如必须考虑反拱对楼板面安装轻质隔墙的影响等等。因此，根据实际需要，也常常会对板的反拱提出一定的要求。

根据我国规范，预应力空心板用作屋面板和楼板时的最大挠度值(以计算跨度  $l_0$  计算)不应超过下列允许值：

当  $l_0 < 7\text{m}$  时  $l_0/200$  ( $l_0/250$ )

$7\text{m} \leq l_0 \leq 9\text{m}$   $l_0/250$  ( $l_0/300$ )

$l_0 > 9\text{m}$   $l_0/300$  ( $l_0/400$ )

上述允许最大挠度值等于最大挠度计算值减去预加应力所产生的反拱值，括号中数值适用于对挠度有较高要求的空心板。

预应力空心板在正常使用极限状态下的变形，是根据空心板的刚度用结构力学的方法计算。而空心板的刚度是一个随着预加应力情况，受力情况和时间的变化而改动的变值，因此，预应力空心板变形计算的关键问题是如何确定它的刚度。根据我国规范，空心板的刚度取值如下：

预应力空心板的短期刚度应按规范第(5.3.3-2)条计算：

$$B_s = 0.85 E_c I_0 \quad (2.5-1)$$

预应力空心板的长期刚度应按规范第(5.3.2)条计算：

$$B_l = \{M_s / (M_1 (\theta - 1) + M_s)\} B_s \quad (2.5-2)$$

预应力空心板计算预加应力反拱值时的刚度应按规范第(5.3.5)条中的规定取  $E_c I_0$ 。而考虑预压应力长期作用对反拱值增大的影响，一般可乘以增大系数 2.0。在计算中，预应力钢筋的应力应扣除全部预应力损失。

根据上述规定，在均布荷载下，预应力空心板变形值的计算公式如下：

预应力引起的反拱值

$$\begin{aligned} \text{短期 } a_p &= (-) M_f l_0^2 / 8 E_c I_0 \\ &= (-) N_f e_0 l_0^2 / 8 E_c I_0 \quad (2.5-3) \end{aligned}$$

$$\text{长期 } a_{p1} = (-) 2 N_f e_0 l_0^2 / 8 E_c I_0 \quad (2.5-4)$$

因此，

短期起拱值为

$$\begin{aligned} a_g &= a_p + 5 M_g l_0^2 / 48 B_s \\ &= (-) N_f e_0 l_0^2 / 8 E_c I_0 + 5 g l_0^4 / 384 B_s \quad (2.5-5) \end{aligned}$$

短期挠度值为

$$\begin{aligned} a_s &= a_p + 5 M_s l_0^2 / 48 B_s \\ &= (-) N_f e_0 l_0^2 / 8 E_c I_0 + 5 (g + q_s) l_0^4 / 384 B_s \quad (2.5-6) \end{aligned}$$

长期挠度值为

$$\begin{aligned} a_L &= a_{p1} + [(M_1 + M_s) / M_s] a_s \\ &= (-) 2 N_f e_0 l_0^2 / 8 E_c I_0 + [(M_1 + M_s) / M_s] * 5 (g + q_s) l_0^4 / 384 B_s \quad (2.5-7) \end{aligned}$$

以上式中

$a_p$ —预应力引起的短期反拱值，(-)表示向上；

$a_{p1}$ —预应力引起的长期反拱值，(-)表示向上；

$a_g$ —板的短期起拱值，即自重挠度减去短期反拱值；

$a_s$ —板的短期挠度值，即短期效应荷载挠度减去短期反拱



值;

$a_L$ —板的长期挠度值, 即长期效应荷载挠度减去长期反拱值;

$M_f$ —扣除全部预应力损失后的预加应力对空心板计算截面产生的弯矩值;

$N_f$ —扣除全部预应力损失后的预加力总值;

$g$ —板的单位长度的自重;

$q_s$ —板的单位长度的短期效应荷载。

## 2.6 叠合板设计

空心板顶部现浇混凝土层作为与板共同起作用的结构层考虑时, 称之为叠合板。叠合板作用可以增加楼板体系承受垂直荷载和传递水平荷载时所需的整体性刚度和强度。

叠合空心板的设计应按生产、施工和使用三个阶段进行验算:

**生产阶段** 即预应力空心板的生产制作到安装前的整个阶段, 对生产制作过程中的预制预应力空心板进行验算。

**施工阶段** 即预应力空心板从安装到叠合层混凝土未达到强度设计值前的阶段。施工阶段的验算, 就是根据施工过程中可能产生的最大荷载, 包括预制空心板自重, 叠合层自重以及本阶段的施工活荷载, 对预制预应力空心板产生的弯矩和剪力进行验算。

**使用阶段** 叠合层混凝土达到强度设计值后的阶段, 也就是根据最大荷载(包括全部呆荷载和使用阶段的最大可变荷载)对叠合空心板进行整体结构验算。

在上述三个阶段的验算中, 对预制预应力空心板的验算,

可按上面 2.2 节到 2.5 节的方法进行。

对整体叠合空心板的验算, 仍可参照上述无叠合层空心板的方法计算, 但要考虑叠合构件换算截面的影响, 叠合层和预制空心板的混凝土强度不同的影响, 及施工阶段有无设置支撑(标准图中叠合空心板是按施工阶段设有可靠支撑考虑的)。同时要验算叠合面的受剪承载力。

叠合层的施工方式, 即浇筑面层混凝土时, 是否在预制空心板下部设置支撑, 以及如何设置支撑, 对整体叠合空心板的抗裂和变形验算都有很大的影响。因此, 在应用下列计算方法时, 必须根据具体施工情况, 分清施工阶段和使用阶段的荷载。

具体计算方法如后。

### 2.6.1 叠合板正截面受弯承载力

受弯承载力:

由于叠合层的混凝土强度和预制空心板的混凝土强度不同, 上述公式(2.2.3-8、8A、9、9A)应改为

当受压区高度小于叠合层混凝土厚度, 即  $x \leq d_d$  时

$$M_{ud} \leq \Psi_m f_{cmd} b x_d (h_{0d} - x_d/2) \quad (2.6-1)$$

或

$$M_{ud} \leq \Psi_m f_{py} A_p (h_{0d} - x_{0d}) \quad (2.6-2)$$

当受压区高度大于叠合层混凝土厚度, 但小于叠合层混凝土厚度和空心板面板厚度之和, 即  $d_d + t_b > x > d_d$  时,

$$M_{ud} \leq \Psi_m [f_{cmd} b d_d (h_{0d} - d_d/2) + f_{cm} b x_1 (h_0 - x_1/2)] \quad (2.6-3)$$

或

$$M_{ud} \leq \Psi_m f_{py} A_p (h_{0d} - x_{0d}) \quad (2.6-4)$$

式中

$f_{cmd}$  — 叠合层混凝土弯曲抗压强度设计值;

$f_{cm}$  — 预应力空心板混凝土弯曲抗压强度设计值;

$d_d$  — 叠合层混凝土厚度;

$t_b$  — 空心板面板厚度;

$x$  — 混凝土受压区高度;

当  $x \leq d_d$  时,  $x = x_d$ ;

当  $x > d_d$  时,  $x_d = d_d$   $x = x_d + x_1$ 。

$x_d$  — 叠合层混凝土受压区高度;

$x_1$  — 空心板混凝土受压区高度;

$x_{od}$  — 混凝土受压区压力中心到叠合空心板顶部的距离。

当  $x_d \leq d_d$  时,  $x_1 = 0$   $x_{od} = x_d/2$ ;

当  $d_d + t_b > x > d_d$  时,  $x_d = d_d$ 。

$x_{od} = [(d_d^2/2) f_{cmd} + (d_d + x_1/2) x_1 f_{cm}] / (d_d f_{cmd} + x_1 f_{cm})$

$f_{py}$  — 预应力钢绞线的抗拉强度设计值;

$b$  — 空心板顶部宽度;

$h_o$  — 空心板截面有效高度, 即预应力钢绞线中心到空心板顶部的距离;

$h_{od}$  — 叠合板有效高度, 即预应力钢绞线中心到叠合板顶部的距离;

$\Psi_m$  — 叠合空心板抗弯强度折减系数 0.9。

## 2.6.2 叠合板受剪承载力

### 受剪承载力

叠合空心板的受剪承载力设计, 应对预制空心板, 叠合空心板的受剪承载力和叠合面的受剪承载力分别进行验算。

叠合空心板的受剪承载力可将叠合空心板截面有效高度  $h_{od}$

代替公式 (2.3-1) 和 (2.3-2) 中的空心板截面有效高度  $h_o$  即可。

由此, 叠合空心板的受剪承载力计算公式如下:

### 对均布荷载

$$V_{ud} \leq \Psi_v 0.07 f_c b_w h_{od} \quad (2.6-7)$$

对集中荷载 (包括集中荷载占总剪力值 75% 以上的多种荷载)

$$V_{cd} \leq \Psi_v [0.2 / (\lambda + 1.5)] f_c b_w h_{od} \quad (2.6-8)$$

叠合空心板的叠合面受剪承载力按下列公式计算:

$$V / b h_{od} \leq 0.4 \text{ N/mm}^2 \quad (2.6-9)$$

式中

$V_{ud}$  — 叠合空心板在均布荷载下受剪承载力设计值;

$V_{cd}$  — 叠合空心板在集中荷载下受剪承载力设计值;

$h_{od}$  — 叠合空心板截面有效高度, 即预应力钢绞线中心到叠合空心板顶部的距离;

$f_c$  — 预应力空心板的混凝土轴心抗压强度设计值;

$\lambda$  — 计算截面的剪跨比, 可取  $\lambda = a / h_{od}$ ,  $a$  为计算截面至支座截面的距离, 计算截面取集中荷载作用点处的截面。当  $\lambda < 1.4$  时, 取  $\lambda = 1.4$ ; 当  $\lambda > 3$  时, 取  $\lambda = 3$ 。

$\Psi_v$  — 空心板受剪承载力折减系数见表 2.3-1;

$b_w$  — 空心板各肋宽之和;

$b$  — 空心板宽度。

美国 SP 空心板制造商协会在试验基础上, 建议叠合空心板承受集中荷载时, 最大不能超过表 2.3-3 中所列数值。

SPD 板上作用一个或两个集中荷载时，每个集中荷载的最大限值 表 2.3-3

SP 板高	4" (10cm)	6" (15cm)	8" (20cm)	10" (25cm)	12" (30cm)	15" (38cm)
一个集中荷载	5.9 k (26.0kN)	10.3 k (45.3kN)	12.7 k (55.9kN)	15.9 k (70.0kN)	19.2 k (84.5kN)	24.1 k (106.1kN)
两个集中荷载间 距 $\geq 0.5L$	4.0 k (17.6kN)	6.8 k (29.9kN)	8.5 k (37.4kN)	10.6 k (46.6kN)	12.9 k (56.8kN)	16.1 k (70.9kN)
两个集中荷载间 距 $\leq 1'$ (30cm)	3.0 k (13.2kN)	5.1 k (22.4kN)	6.3 k (27.7kN)	7.9 k (34.8kN)	9.6 k (42.3kN)	12.0 k (52.8kN)

附注：

1. 表中限值为设计值。应注意美国荷载分项系数大于我国。
2. 表中的两个集中荷载，是指作用在沿板跨方向同一直线上的两个荷载。因此，每个集中荷载的最大限值，有所降低。
3. 当两个集中荷载的间距在 1' (30cm) 和 0.5L 之间时，仍可按上表用插入法求其允许值。
4. 叠合面层混凝土强度(圆柱体)为 4000psi (28MPa)， $E=3000\text{ksi}$ 。
5. 叠合面层厚度为 2" (5.1 cm)。
6. 集中荷载下应设置支承垫板，支承垫板的尺寸应不小于 10cm  $\times$  10cm。

从以上介绍可以看出，增加叠合面层对板的受剪承载力会有较大帮助，但以上介绍的对集中荷载的剪力计算方法，还是根据一定条件下做的试验得出的简化结论，并不能涵盖设计空心板楼板体系承受集中荷载时需要考虑的全部问题。因此，在利用上述资料时仍须慎重从事。

因此，建议在参考上述资料的同时，仍需考虑下述措施：

1. 位于楼板体系自由边缘处的边板上，一般不宜设置集中荷载。
2. 对大于 30kN 的集中荷载，应与制作厂商联系，进行专门的设计。
3. 根据实际荷载情况，进行试验核对。

### 2.6.3 叠合板正截面抗裂验算

叠合预应力空心板和预应力空心板一样，一般按一般要求不出现裂缝的构件验算。也就是说，叠合板受拉边缘混凝土拉应力应符合公式 (2.4-1) 和 (2.4-3) 的规定，但叠合板的边缘混凝土法向应力应用下列公式计算：

$$\sigma_{sc} = M_{1Gk}/W_0 + M_{2S}/W_{od} \quad (2.6-10)$$

$$\sigma_{lc} = M_{1Gk}/W_0 + M_{2l}/W_{od} \quad (2.6-11)$$

式中

$\sigma_{sc}$ —荷载短期效应组合下抗裂验算边缘的混凝土法向应力；

$\sigma_{lc}$ —荷载长期效应组合下抗裂验算边缘的混凝土法向应

力;

$M_{1GK}$ — 施工阶段全部呆重在计算截面产生的弯矩标准值;

$M_{2S}$ — 使用阶段荷载(不包括施工阶段  $M_{1GK}$  中已考虑的呆重)的短期效应组合在计算截面产生的弯矩值;

$M_{21}$ — 使用阶段荷载(不包括施工阶段  $M_{1GK}$  中已考虑的呆重)的长期效应组合在计算截面产生的弯矩值;

$W_0$ — 预制构件换算截面受拉边缘的弹性抵抗矩;

$W_{0d}$ — 叠合构件换算截面受拉边缘的弹性抵抗矩。此时,后浇部分截面应按弹性模量比换算成预制部分的截面计算。

#### 2.6.4 叠合板反拱及挠度验算

叠合预应力空心板在正常使用极限状态下的变形,也是根据其刚度用结构力学的方法计算。

叠合预应力空心板的长期刚度可按下列公式计算:

$$B_{ld} = B_{s2} \times M_s / [(B_{s2}/B_{s1}-1)M_{1GK} + (\theta-1)M_1 + M_s] \quad (2.6-12)$$

式中

$B_{s1}$ — 预制预应力空心板使用阶段的短期刚度  $B_{s1}$  应按规范第(5.3.3-2)条计算:

$$B_{s1} = 0.85 E_c I_0 \quad (2.6-13)$$

$B_{s2}$ — 叠合预应力空心板使用阶段的短期刚度  $B_{s2}$  可按下列公式计算:

$$B_{s2} = 0.70 E_c I_{0d} \quad (2.6-14)$$

$\theta$ — 考虑荷载长期效应组合对挠度增大的影响系数,按规范第 5.3.4 条的规定采用。

$E_c$ — 预制空心板的混凝土弹性模量;

$I_0$ — 预制空心板换算截面惯性矩;

$I_{0d}$ — 叠合空心板换算截面惯性矩,此时,后浇叠合层部分的截面应按弹性模量比换算成预制部分的截面计算。

叠合预应力空心板在使用阶段的预应力反拱值,是用预制预应力空心板短期反拱值,乘以增大系数 1.75。由此,在均布荷载下,叠合预应力空心板变形值的计算公式如下:

预应力引起的短期反拱值与预制空心板同,见公式(2.5-3),

$$\text{短期 } a_{pd} = a_p = (-) N_f e_0 I_0^2 / 8 E_c I_0 \quad (2.6-15)$$

$$\text{长期 } a_{p1d} = 1.75 a_p \quad (2.6-16)$$

因此,

短期挠度值为

$$a_{sd} = a_{pd} + 5 M_{1GK} I_0^2 / 48 B_{s1} + 5 M_{2s} I_0^2 / 48 B_{s2} \quad (2.6-17)$$

长期挠度值为

$$a_{ld} = a_{p1d} + 5 M_1 I_0^2 / 48 B_{ld} \quad (2.6-18)$$

式中

$a_{pd}$ — 预应力引起的叠合板短期反拱值;

$a_{p1d}$ — 预应力引起的叠合板长期反拱值;

$a_{sd}$ — 叠合板的短期挠度值,即短期效应荷载挠度与短期反拱值之差;

$a_{ld}$ — 叠合板的长期挠度值,即长期效应荷载挠度与长期反拱值之差;

$N_f$ — 扣除全部预应力损失后的预加应力总值;

$M_1$ — 叠合板按荷载的长期效应组合计算的弯矩值。

#### 2.6.5 叠合板的构造要求

叠合层的混凝土强度应根据设计强度需要确定。但不应低于 C20，对预应力空心板混凝土强度等于或大于 C40 时，叠合层的混凝土强度不宜低于 C30。

叠合层的混凝土厚度，应根据板的起拱情况和使用需要确定。板的中点，也就是板的起拱最高点，是根据强度确定的叠合层最小厚度的点。其他各点的叠合层厚度则有两种做法：

第一种做法是要求完成后的楼板面层保持水平的话，叠合层的厚度，就要根据设计的起拱值，从中点的最小厚度到支座逐步加厚，以保持楼板板面水平。此时，应考虑厚度变化对叠合层自重的影响。

第二种做法是把叠合层厚度保持一致，此时，完成后的楼板面就保持与空心板的起拱一致。这在有些情况下虽然是可接受的，但要注意其对使用的影响，尤其是对完工后的楼板面上安装轻质隔墙，门和楼梯的影响。

作为结构层的混凝土叠合层中应配置钢筋，如果这些钢筋不是由计算确定，则应根据规范要求配置分布钢筋。

考虑到混凝土的收缩，徐变以及各种变形必然会在现浇混凝土面层上产生各种裂缝，一般需要在现浇混凝土叠合层中设置控制裂缝的伸缩缝或施工缝。当设置这些接缝时，应将这些缝设在预制预应力空心板的支座接缝上面，因为楼板的变形最后将集中反映在预应力空心板的板端，因此，在预制预应力空心板的支座接缝上面设置这些接缝可收到较好的效果。

顶部现浇混凝土层作为结构层考虑时，最主要的是保证现浇混凝土层和预应力空心板的板面之间有可靠的粘结。要做到这一点，关键是保证施工质量，并注意做好以下几点：

- 预应力空心板的板面应加工成凹凸不小于 4mm 的粗糙

面。这一点是由预应力空心板生产厂负责制作，具体做法尚无统一规定，由各厂商根据具体情况确定。

- 浇筑叠合层混凝土前，预应力空心板的板面必须清扫干净，并充分湿润，但不能积水，这是保证叠合板成为整体工作的关键，施工应十分注意。
- 叠合层混凝土的配比，及其浇筑，养护质量对减少叠合层混凝土与其底层预制板间的收缩差距起到很关键的作用，因此，叠合层应尽量采用收缩值小的配比，同时在浇筑叠合层混凝土时，应用平板振动器振捣密实。
- 混凝土面层失水比底层快，容易加大面层混凝土的收缩变形，更容易在边缘接缝处产生分层现象。因此，做好浇筑后的养护也是很关键的一环，一般应采用覆盖浇水养护。对边缘接缝处也不能疏漏。
- 为了保证空心板板缝间的砂浆灌缝质量，叠合层混凝土应在板缝砂浆灌缝后再进行浇灌。

国家建筑标准设计 99ZG408《SP 预应力空心板》图集集中的叠合板是按施工阶段，在 SP 预应力空心板板底设有可靠支撑考虑的。支撑设置应符合下列要求：

支撑位置：

当跨度  $l \leq 9\text{m}$  时，在跨中设一道支撑；

当跨度  $l > 9\text{m}$  时，除在跨中设一道支撑外，尚应在  $l/4$  处各增设一道支撑。

支撑顶面应严格找平，以保证 SP 板底平整，跨中支撑顶面应与 SP 板底顶紧，保证在浇注叠合层过程中 SP 板不产生挠度，如跨中板底标高低于两端支座顶面标高加  $l/600$  的高度时，则应将板跨中支撑顶面标高设置在高于支座顶面标高  $l/600$  处。

## 第三章 特殊设计考虑

### 3.1 总 则

当用空心板作为楼板或屋面板体系时，必然会遇到一些须要解决的但在设计规范中未加规定的设计问题。本章是介绍美国预制/预应力混凝土协会空心板设计手册中对有关问题的设计方法。这些方法，多年来，已在美国的许多工程中被广泛采用，被公认为是行之有效的，在该手册中，对本章内容作了如下说明“本章中介绍的方法，是指导性的而不是硬性规定。但这些方法代表了留有充分余地，可在实际工程中使用的方法。当然，各地生产厂商可以根据情况修改。对制定这些方法的试验依据都作了说明。当然，各地生产厂商对其生产的空心板也做了许多试验，他们可以根据他们的情况作出留有较少余地的设计方法”。

### 3.2 荷载分配

如前面所说，预应力空心板是按单块板，在单跨简支条件下设计的，但当板安装并在板与板之间的板缝中灌浆后，就成为一个近似于整体式楼板的楼板体系。这种楼板体系的主要优点是板和板之间可以互相传递所受的荷载。在多数情况下，楼板上总会有一些非均布荷载，例如线性荷载，集中荷载，或者开洞的影响等。这时，一块板上所受的荷载就可以通过板缝的传力机制，将力传递到邻近的板上去，由几块板来共同承担。这种传力机制，已被一些已公开发表和更多未公开发表的试验所证明。

#### 3.2.1 荷载分配机理

当楼板体系中的一块板受到荷载时，该板即会产生挠度，

假如荷载不对称于板的纵向中心线时，则在产生挠度的同时还会产生扭转。因而受力板的边缘要向下移动，但在纵向板缝中的嵌锁式水泥砂浆灌缝，会沿板缝产生剪力，将其与相邻板的边缘保持近似相等的变形。此时相邻板的抗挠和抗扭刚度，会使受力板的变形比单独受力时有所减小。这就是受力板得到相邻板支持的传力机制。

楼板纵向灌缝常常会沿空心板边缘和灌缝砂浆之间产生收缩裂缝。但这种裂缝并不影响保持相邻板边缘的垂直方向变形近似一致的作用，因而也不会影响到上述传力机制。

一般空心板设计中没考虑沿嵌锁式水泥砂浆灌缝传递的两组力。第一组是由于板两侧边受的不同大小的剪力所产生的扭矩。如图 3.2.1 所示，板缝离外力越远，板缝中传递的剪力越小，这种由于大小不同的剪力产生的扭矩，将会在空心板中产生附加剪应力。

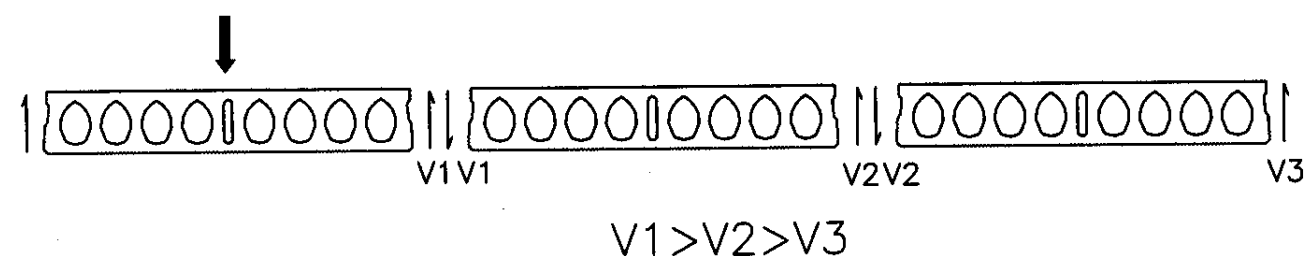


图 3.2.1

第二组未加考虑的力是在楼板体系中产生双向板作用的趋势，也就是说空心板在板缝剪力的作用下，产生了横向弯矩，其结果是在板面产生横向压力而在板底产生横向拉应力。由于空心板的板底没有配置横向钢筋，这种横向拉应力必须由混凝土单独承受，因此，这种引起空心板产生横向弯曲的集中荷载，

必需限制在可能引起板劈裂的范围以内。见 2.3 节。

一些因素影响到空心楼板体系横向传力的能力。当楼板体系的宽度比其跨度小时，则参与承受集中荷载的楼板数量会减少，这是因为楼板体系的非支承边缘是不受约束的，其挠度和扭曲都会变得更大。第二个因素是楼板接缝的间距。当前空心板板宽是 0.6m~2.4m，不同板宽楼板体系的传力机制也会有所不同。最后一个因素是板的跨度对传力机制的影响。对一个给定宽度的楼板体系来讲，跨度的变化意味着其抗挠刚度和抗扭刚度之间的相对关系会有所改变。跨度越大，抗挠刚度对比于抗扭刚度就会有所减小，其结果是板的扭转减小，也就是板的横向曲率减小。结论是当楼板体系的宽度比跨度大时，跨度越大，参与传力机制的楼板越多。

### 3.2.2 实用设计方法

本节中的条款，是以大量足尺楼板体系的试验为基础的。（注：这些试验都是在相邻空心板相互靠紧，用 1:3 水泥砂浆灌缝的条件下进行的。）

空心板的两个基本设计参数是弯矩和剪力。弯矩设计比较明确，可以直接按其所承受荷载的有效宽度进行计算。该有效宽度是板跨的函数。相反的，板的剪力设计，由于体系中的扭矩的产生而变得复杂化。假如在设计中不直接以扭矩作为参数考虑，则剪力设计中必需以其它方式考虑由于扭矩产生的附加剪应力。

图 3.2.2 描述了楼板体系中共同承担任何形式非均布荷载的有效受荷断面。在跨中，其有效宽度是板跨的函数，在支座处，其有效宽度是一个定数。在支座处确定采用定数是为了可以免去考虑由于扭矩而产生的附加剪力。根据规定的有效断面，

即可用以计算其可能承受的最大弯矩和剪力。这就是说，有效宽度的概念，是一种简化的用以确定最大弯矩和剪力的计算方法，这样可以避免描述荷载在楼板体系中传递等复杂情况。

楼板体系的性能表明无论是弯矩还是剪力都会影响到其它的板。例如，当一个荷载作用在离自由边缘一定距离处，由该荷载产生的最大弯矩，可以假定是由宽度为 0.50 l 的截面承受。实际上更宽范围内的板会参与抗弯作用。对于剪力来讲，在自由边缘的支座处，计算中用 30cm 宽的有效断面来承受最大剪力，也是因为考虑了扭矩的存在。实际上，边缘附近的荷载产生的反力也不集中在 30cm 处。

采用图 3.2.2 时有以下几点限制：

- 1) 当楼板体系的宽度小于其跨度时，其有效受力宽度也将变窄。
- 2) 对板的“跨/高”比特别大时（大约大于 50），在中部的有效宽度应减小 10~20%。
- 3) 当跨度小于 3.3m 时，在支座处的有效宽度将变窄。

集中荷载可能导致板的纵向劈裂，也可能产生冲剪破坏。因此，对集中荷载必须限制在表 2.3-2 规定的限值以内。

有效受力断面概念是和传统的荷载分布宽度的概念有不同的。传统的做法是在设计时将荷载分布在有效宽度上。有效受力断面概念是用一个沿跨度变宽的断面来承受外加荷载，这可由下述例题加以说明。

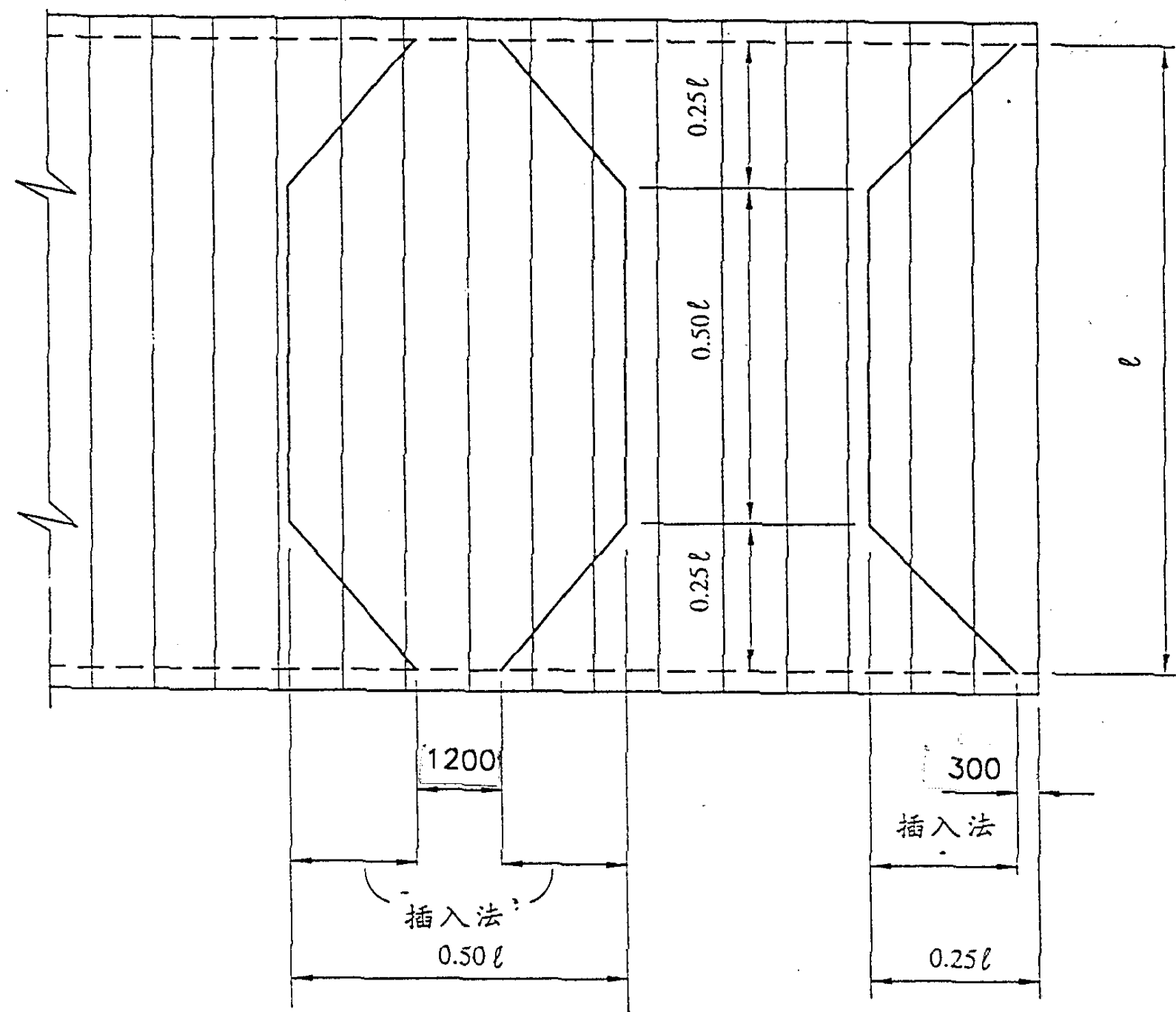


图 3.2.2 沿楼板跨度任何地方作用荷载时，楼板体系的有效受力宽度。



### 3.2.3 多个荷载的组合

以上介绍的有效截面法考虑荷载分布的理论，主要是针对单个荷载情况下考虑荷载分布的方法。但在复杂荷载情况下，在应用上述方法时则需要作一定的调正和判断。

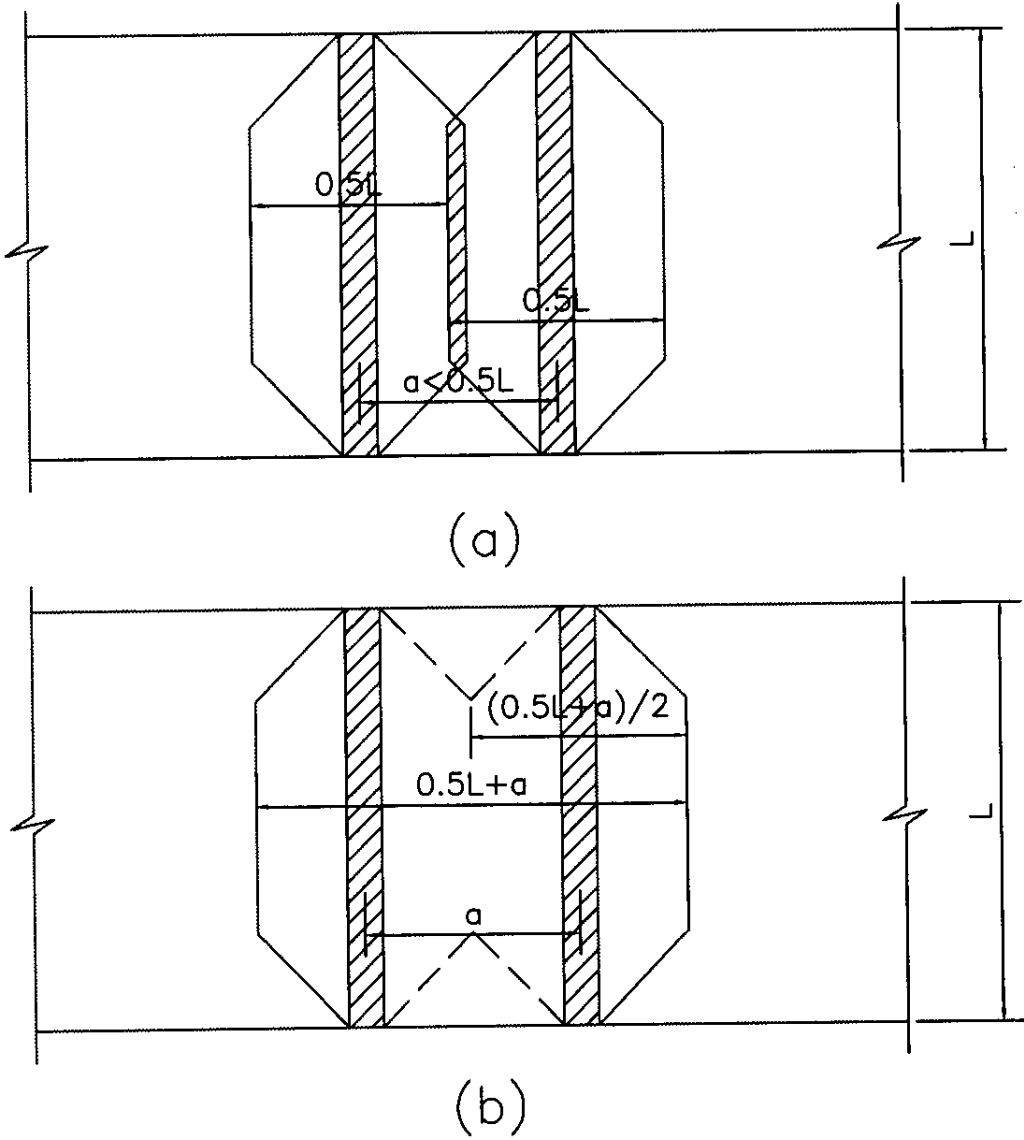
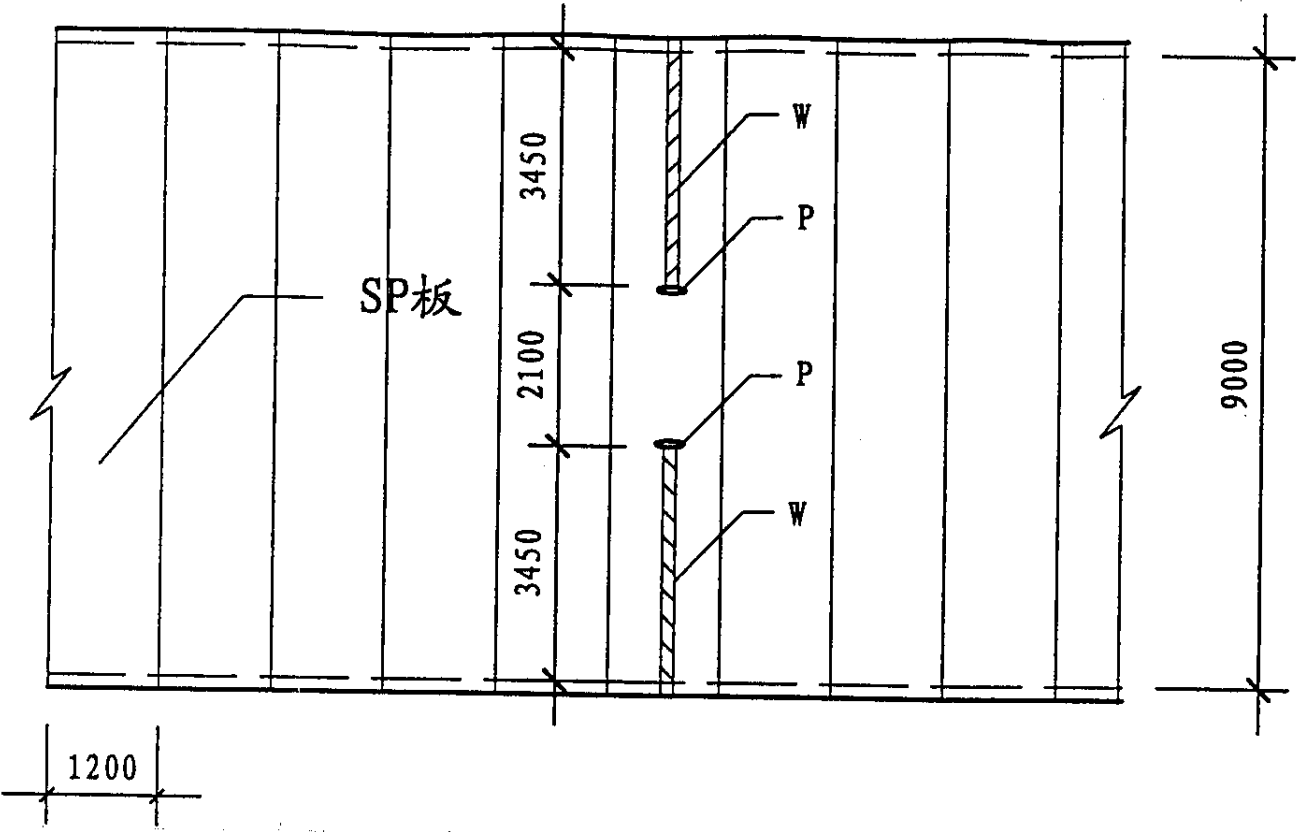


图 3.2.3 多个荷载作用时，楼板体系的有效受力宽度

如上图所示，两面墙的间距小于板跨的一半时，如简单的按上述方法，对两面墙的荷载分别进行计算，则中间会有一段产生重复荷载的区域，这显然与实际不符，也是对上述方法的误解。应该指出，上述方法的基本理论是，在荷载重分配区域内的空心板体系的横向变形得以协调。因此，对距离不大的非均布荷载，应从整体上考虑应用上述的有效截面设计方法。如图 3.2.3 (b) 所示的有效设计截面就比较符合实际情况，较窄的支座处的有效截面，可对不同区段的剪力情况进行研究。

- 32 -

#### 1 一般情况



例证 3.2.1 插图

如插图中所示，用 1200mm 宽 SP 空心楼板体系，无现浇面层，试确定空心楼板的设计荷载。

由图可知板的轴线跨度为 9.0m，板的计算跨度为  $9.0-0.1=8.9\text{m}$ 。因此，板的高度宜在  $890/40=22\text{cm}$  左右，但不得小于 18cm。初步选用 SP20 空心板，因此荷载的标准值和荷载系数如下：

空心楼板自重  $w_b = 3.14 \text{ kN/m}^2$ ;  
 灌缝重量  $w_f = 0.07 \text{ kN/m}^2$ ;  
 板面均布荷载  
 永久荷载  $g_s = 0.6 \text{ kN/m}^2$ ;  
 可变荷载  $q_s = 4.0 \text{ kN/m}^2$ ;  
 隔墙永久重量  $w_s = 2.0 \text{ kN/m}$ ;  
 集中永久荷载  $P = 20.0 \text{ kN}$ ;  
 永久荷载的分项系数  $\gamma_G = 1.2$ ;  
 可变荷载的组合值系数  $\gamma_Q = 1.3$ ;  
 准永久系数  $\psi_Q = 0.5$ 。

## 弯矩和剪力计算

### 1. 无需重分配荷载产生的弯矩和剪力。

荷载的标准值(短期效应组合)为：

$$S_s = 3.14 + 0.07 + g_s + q_s = 7.8 \text{ kN/m}^2$$

荷载的长期效应组合为：

$$S_l = 3.14 + 0.07 + g_s + 0.5(q_s) = 5.8 \text{ kN/m}^2$$

荷载的设计值为：

$$S_u = 1.2(3.14 + 0.07 + g_s) + 1.3(q_s) = 9.8 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{xb} = S_u(l/2 - x) = 9.8(8.9/2 - x) \text{ kN/m}$$

$$M_{xb} = S_u(x/2)(l-x) = 4.9(x)(8.9-x) \text{ kN-m/m}$$

### 2. 确定需重分配荷载产生的弯矩和剪力。

隔墙和集中荷载的标准值为：

$$w_s = 2.0 \text{ kN/m}; \quad P_s = 20.0 \text{ kN}$$

首先，根据本手册表 2.3-2，知道，当 20cm 板上有间距为 3.5m 的 2 个集中荷载时，其允许最大集中荷载为 28.0 kN，均大于 24 kN。因此，可确认 SP20 可以承受 24 kN 集中荷载。

隔墙和集中荷载的设计值为：

$$w_u = 1.2(2.0) = 2.4 \text{ kN/m}$$

$$P_u = 1.2(20.0) = 24 \text{ kN}$$

当  $x \leq 3.4\text{m}$

$$V_{xf} = [w_u(3.4) + P_u] - w_u(x) = w_u(3.4-x) + P_u \text{ kN}$$

$$M_{xf} = [w_u(3.4) + P_u]x - w_u(x)(x/2) = [w_u(3.4 - x^2/2) + P_u](x)$$

kN-m

当  $x > 3.4\text{m}$

$$V_{xf} = 0 \text{ kN}$$

$$M_{xf} = P_u(3.4) + w_u(3.4)(3.4/2) = 3.4(P_u + 1.7w_u) \text{ kN-m}$$

### 3. 设计弯矩和剪力的计算

根据 3.2.2 中规定的空心楼板体系有效受力宽度的概念，楼板的设计弯矩和剪力值计算方法如下：

1) 根据图 3.2.2 计算楼板体系的有效受力宽度  $B_x$ ：

支座处  $B_x = 1.2 \text{ m}$ 。

跨中到 0.251 处  $B_x = 0.51 = 0.5 \times 8.9 = 4.45\text{m}$ 。

从 0.251 到支座为 4.45m 到 1.2m 按直线变化，见表 3.2.1。

2) 算出不分配(均布)荷载产生的弯矩  $M_{xb}$  和剪力  $V_{xb}$ 。

3) 算出需分配(非均布)荷载产生的弯矩  $M_{xf}$  和剪力  $V_{xf}$ 。

4) 计算单位宽度(1m)楼板体系上的设计弯矩和剪力:

$$M_u = M_{xb} + M_{xf}/B_x ; \quad V_u = V_{xb} + V_{xf}/B_x。$$

计算结果如表 3.2.1 所示。

#### 4. 空心板的选择和承载力计算

根据图 1.6.2 中提供的 SP20A 预应力空心板的允许荷载表, 我们可以知道

SP20A 10- $\phi$  12.7

每块板的允许值为:

$$[V_u] = 92.0 \text{ kN}; \quad [M_u] = 169.7 \text{ kN-m};$$

$$[M_s] = 137.1 \text{ kN-m}; \quad [M_1] = 124.2 \text{ kN-m}。$$

将上述允许值除以板宽, 即可得每单位宽度(1m)楼板体系上的允许值

$$[V_u]' = 92/1.2 = 76.7 \text{ kN/m};$$

$$[M_u]' = 169.7/1.2 = 141.4 \text{ kN-m/m};$$

$$[M_s]' = 137.1/1.2 = 114.3 \text{ kN-m/m};$$

$$[M_1]' = 124.2/1.2 = 103.5 \text{ kN-m/m}。$$

由于预应力空心板只考虑了混凝土的受剪承载力, 忽略了预应力所提高的受剪承载力, 因此, 板的受剪承载力可认为是一个定数。

预应力空心板的受弯承载力也是基本上不变的, 但应考虑板端部预应力钢绞线锚固长度的影响。钢绞线锚固长度取  $120d$ , 式中  $d$  为钢筋直径。对  $\phi$  12.7 钢绞线来讲, 锚固长度  $l=152\text{cm}$ 。为了防止放张时板面开裂, 10- $\phi$  12.7 钢绞线中有两根在端部 50cm 段取消握裹力, 并按离支点 160cm 处有 8 根, 而到 210cm

处所有 10 根钢绞线方可充分发挥其受弯承载能力。板端受弯承载力计算如下:

每米宽空心板中的折算

受弯承载力为:

8- $\phi$  12.7 在 1.6m 处

$$M_u = 139.7/1.2 = 116.4 \text{ kN-m/m}$$

2- $\phi$  12.7 在 2.1m 处

$$M_u = 30/1.2 = 25 \text{ kN-m/m}$$

按直线内插法取值, 则板端受弯承载力如下表所示:

板端受弯承载力计算表			
离支座 距离 (m)	8- $\phi$ 12.7 的 受弯承载力 (kN-m/m)	2- $\phi$ 12.7 的 受弯承载力 (kN-m/m)	10- $\phi$ 12.7 的 受弯承载力 (kN-m/m)
0.00	0.0	0.0	0.0
0.25	18.2	0.0	18.2
0.50	36.4	0.0	36.4
1.00	72.8	7.8	80.6
1.25	90.9	11.7	102.6
1.50	109.1	14.1	123.2
2.00	116.4	23.4	139.8

空心板的承载力计算结果如表 3.2.1 所示。

由表 3.2.1 计算结果可以看出, SP20A 10- $\phi$  12.7 空心板的允许  $M_u$ (141.4) 和  $V_u$ (76.7) 均大于最大的设计值  $M_u$ (118.5) 和  $V_u$ (70.4)。

例证 3.2.1 的设计弯矩和剪力计算表

表 3.2.1

离支座 距离	不重分配设计荷载 产生的内力		重分配设计荷载 产生的内力		有效宽度	最后设计值		允许设计值	
$x$ m	$V_{xb}$ kN/m	$M_{xb}$ kN-m/m	$V_{xf}$ kN	$M_{xf}$ kN-m	$B_x$ m	$V_u$ kN/m	$M_u$ kN-m/m	$[V_u]'$ kN/m	$[M_u]'$ kN-m/m
0.00	43.6	0.0	32.2	0.0	1.20	70.4	0.0	76.7	0.0
0.25	41.2	10.6	31.6	8.0	1.57	61.3	15.7	76.7	18.2
0.50	38.7	20.6	31.0	15.8	1.93	54.7	28.8	76.7	36.4
1.00	33.8	38.7	29.8	31.0	2.66	45.0	50.3	76.7	80.6
1.25	31.4	46.9	29.2	38.3	3.03	41.0	59.5	76.7	102.6
1.50	28.9	54.4	28.6	45.5	3.39	37.3	67.8	76.7	123.2
2.00	24.0	67.6	27.4	59.5	4.12	30.6	82.1	76.7	139.8
2.20	22.1	72.2	26.9	64.9	4.41	28.1	86.9	76.7	141.4
2.50	19.1	78.4	26.2	72.9	4.45	25.0	94.8	76.7	141.4
3.00	14.2	86.7	25.0	85.7	4.45	19.8	106.0	76.7	141.4
3.40	10.3	91.6	24.0	95.5	4.45	15.7	113.1	76.7	141.4
4.00	4.4	96.0	0.0	95.5	4.45	4.4	117.5	76.7	141.4
4.45	0.0	97.0	0.0	95.5	4.45	0.0	118.5	76.7	141.4

## 5. 抗裂性和挠度验算

### 抗裂性验算

为了保证预应力板的抗裂性能要求，板在短期效应组合和长期效应组合荷载下的弯矩应小于空心板的相应允许弯矩，即

$$M_s < [M_s]; \quad M_l < [M_l]$$

式中

$M_s$ 、 $M_l$ —短期效应和长期效应组合荷载产生的最大弯矩；

$[M_s]$ 、 $[M_l]$ —空心板的允许短期效应和长期效应荷载弯矩。

### 挠度验算

当荷载为均布荷载时，上述  $M_s < [M_s]$  已满足条件，无需验算。

当荷载为非均布荷载时，根据“虚梁法(或称共轭梁法)”

原理，则须满足下列条件： $M_{sx} < [M_s]_x$

式中

$M_{sx}$ —板在  $x$  截面处的短期效应组合荷载产生的最大弯矩；

$[M_s]_x$ —均布荷载的板中为 $[M_s]$ 时, 板在  $x$  截面处的弯距。

由表 3.2.1-1 计算结果看出。

$$M_s=95.1 < [M_s]=114.3;$$

$$M_1=75.3 < [M_1]=103.5。$$

而且各截面处均满足  $M_{sx} < [M_s]_x$  条件。

例证 3.2.1 的短期效应和长期效应弯矩计算表 表 3.2.1-1

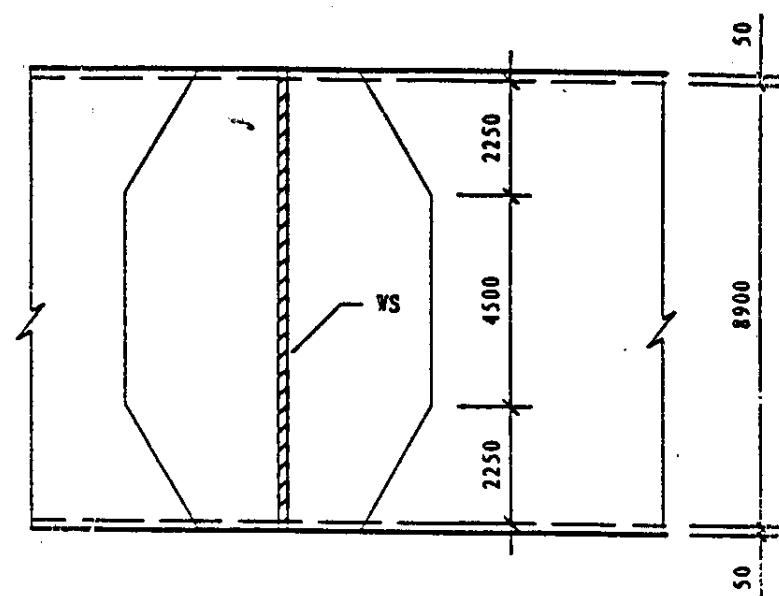
离支座 距离	短期效应荷载产 生的弯矩 $M_s$		长期效应荷载产 生的弯矩 $M_1$		有效宽 度 $B_x$	最后弯矩值		允许弯矩值	
$x$ m	重分配 kN-m	不分配 kN-m/m	重分配 kN-m	不分配 kN-m/m	m	$M_s$ kN-m/m	$M_1$ kN-m/m	$[M_s]'$ kN-m/m	$[M_1]'$ kN-m/m
0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.20	0.0	0.0	0.0	
0.25	6.6	8.4	6.6	6.3	1.57	12.7	10.5	12.3	
0.50	13.2	16.4	13.2	12.2	1.93	23.2	19.0	24.0	
1.00	25.8	30.8	25.8	22.9	2.66	40.5	32.6	45.2	
1.25	31.9	37.3	31.9	27.7	3.03	47.8	38.3	54.7	
1.50	38.0	43.3	38.0	32.2	3.39	54.5	43.4	63.5	
2.00	49.6	53.8	49.6	40.0	4.12	65.9	52.1	79.0	
2.20	54.1	57.5	54.1	42.7	4.41	69.7	55.0	85.7	
2.50	60.8	62.4	60.8	46.4	4.45	76.1	60.1	91.7	
3.00	71.4	69.0	71.4	51.3	4.45	85.1	67.4	101.6	
3.40	79.6	72.9	79.6	54.2	4.45	90.8	72.1	108.7	
4.00	79.6	76.4	79.6	56.8	4.45	94.3	74.7	112.9	
4.45	79.6	77.2	79.6	57.4	4.45	95.1	75.3	114.3	103.5

上述例证表示了选用板的一般方法，其中计算了板在不同截面处的有效宽度和相应的弯矩和剪力，这主要是用于验算端部预应力钢绞线锚固长度影响区的强度和各截面处的  $M_{sx}$  是否小于其  $[M_s]_x$ 。但在一般情况下这些计算是可以简化的。

### 例证：3.2.2 简化选用方法

如插图所示的 1200mm 宽的 SP 空心楼板体系，无现浇面层，试确定空心楼板的设计荷载。

由于跨度 = 9.0 m，初步选用 SP20 空心板，因此荷载的标准值和荷载系数如下：



例证 3.2.2 插图

空心楼板自重  $w_b = 3.14 \text{ kN/m}^2$ ;

灌缝重量  $w_f = 0.07 \text{ kN/m}^2$ ;

板面均布荷载

永久荷载  $g_s = 0.6 \text{ kN/m}^2$ ;

可变荷载  $q_s = 4.0 \text{ kN/m}^2$ ;

隔墙重量  $w_s = 2.0 \text{ kN/m}$ 。

### 抗弯强度验算

由于板的受荷情况，可以判定板的受弯控制截面为跨中，由图 3.2.2 计算楼板体系在跨中的有效受力宽度  $B_x = 8.9/2 = 4.45\text{m}$ 。

由于隔墙是均布荷载，因此可直接求得板的折算均布荷载

$$q_u = 1.2(0.6 + 2.0/4.45) + 1.3 \times 4.0$$

$$= 1.3 + 5.2 = 6.5 \text{ kN/m}^2$$

$$q_s = 0.6 + 2.0/4.45 + 4.0 = 5.1 \text{ kN/m}^2$$

$$q_1 = 0.6 + 2.0/4.45 + 0.5 \times 4.0 = 3.1 \text{ kN/m}^2$$

根据图 1.5.2，选 SP20A；8-12.7 板，

跨度 = 9m 时； $[q_u] = 7.9 \text{ kN/m}^2 > 6.5 \text{ kN/m}^2$

$$[q_s] = 6.4 \text{ kN/m}^2 > 5.1 \text{ kN/m}^2$$

$$[q_1] = 5.3 \text{ kN/m}^2 > 3.1 \text{ kN/m}^2$$

由此可见受弯强度，抗裂性和挠度均能满足要求。

### 抗剪强度验算

同理，可以判定抗剪控制截面为支座处，并取支座处的有效截面宽度  $B_x = 1.2\text{m}$ ，

$$q_u = 1.2(0.6 + 2.0/1.2) + 1.3 \times 4.0$$

$$= 1.3 + 5.2 = 7.9 \text{ kN/m}^2 \cong [q_u] = 7.9 \text{ kN/m}^2$$

抗剪强度也满足要求。

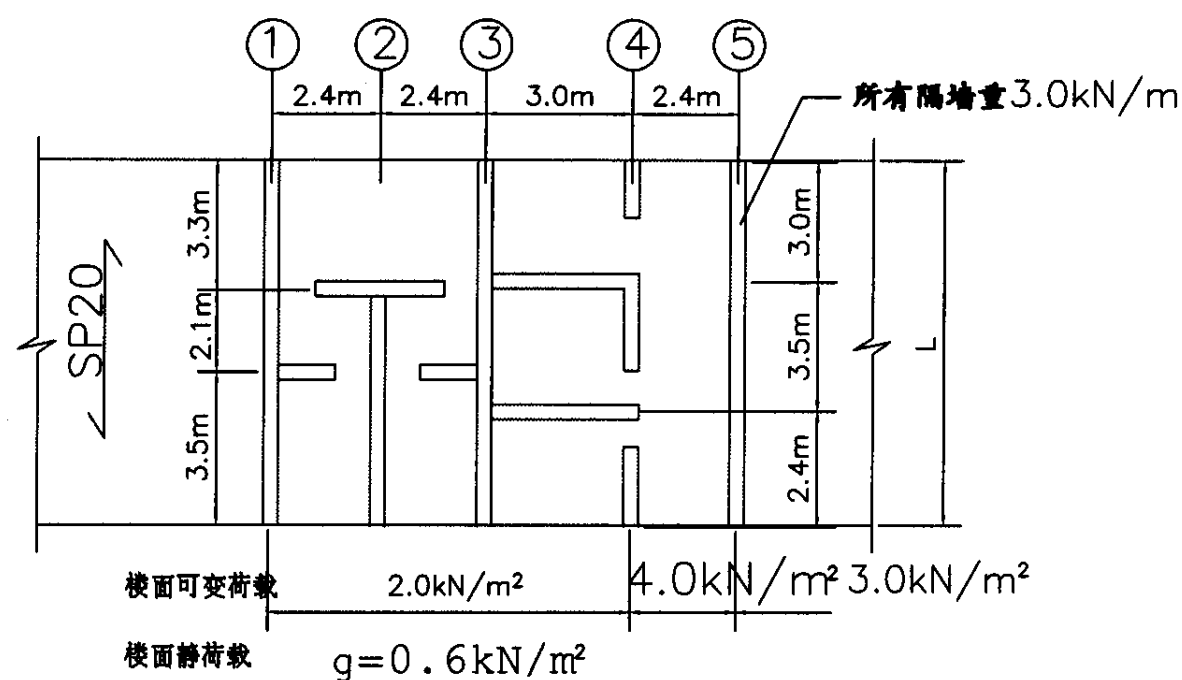
### 例证 3.2.3 复杂荷载组合

根据附图所示荷载情况，选择 SP 板。

由图中可以看出，楼板上的横向隔墙的间距小于跨中有效截面宽度  $B_x=0.5 \times 8.9=4.45\text{m}$ ，因此，应按照下列两种方法选择板面当量均布荷载。

方法 1：按每一横隔墙考虑，横隔墙荷载分配范围不超过相邻隔墙间距的一半。

方法 2：在较宽范围内考虑，选择能代表横隔墙对板的均布影响。



例证 3.2.3 插图

## 抗弯强度验算

### 方法 1

#### 验算⑤墙

跨中有效截面宽度算到与④墙间距的一半处

$$B_x = (0.5 \times 8.9) / 2 + 2.4 / 2 = 3.4 \text{ m}$$

板面均布荷载

$$\begin{aligned} \text{活荷载 } q_u &= [1.3(4 \times 2.4/2) + 1.4(3 \times 4.45/2)] / 3.4 \\ &= 4.6 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{恒荷载 } g_u = 1.2 \times 0.6 = 0.7 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{横隔墙 } q_{u(\text{墙})} = 1.2 \times 3 / 3.4 = 1.1 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{u(\text{设计})} = 4.6 + 0.7 + 1.1 = 6.4 \text{ kN/m}^2$$

#### 验算④墙

跨中有效截面宽度算到相邻墙间距的一半处

$$B_x = 3/2 + 2.4/2 = 2.7 \text{ m}$$

板面均布荷载

$$\begin{aligned} \text{活荷载 } q_u &= [1.3(4 \times 2.4/2) + 1.4(2 \times 3/2)] / 2.7 \\ &= 3.9 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{恒荷载 } g_u = 1.2 \times 0.6 = 0.7 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{横隔墙 } q_{u(\text{墙})} = 1.2 \times 3 / 2.7 = 1.3 \text{ kN/m}^2$$

板面集中荷载

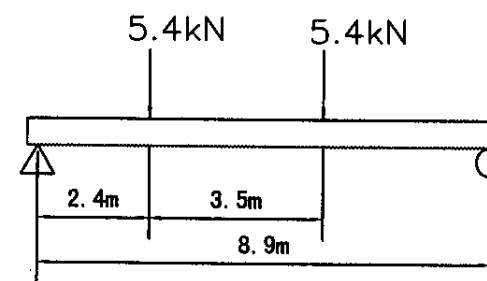
$$\text{纵隔墙 } P_u = 1.2 \times 3 \times 1.5 = 5.4 \text{ kN}$$

集中荷载产生的弯矩：

$$M = 14.6 \text{ kN-m}$$

$$q_{(\text{当量})} = (8 \times 14.6 / 8.9^2) / 2.7 = 0.6 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{u(\text{设计})} = 3.9 + 0.7 + 1.3 + 0.6 = 6.5 \text{ kN/m}^2$$

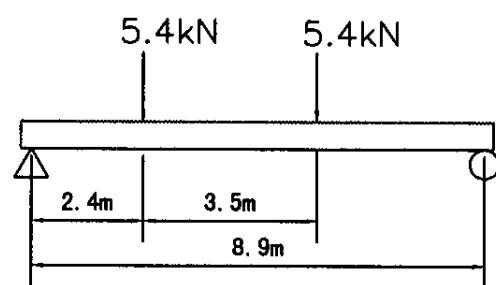


## 方法 2

### 验算④⑤墙

跨中有效截面宽度算到相邻墙间距的一半处

$$B_x = (0.5 \times 8.9/2) + 2.4 + (3.0/2) = 6.1 \text{ m}$$



板面均布荷载

活荷载

$$q_u = [1.3(4 \times 2.4) + 1.4(3 \times 2.2) + 1.4(2 \times 1.5)] / 6.1$$

$$= 4.3 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{恒荷载 } g_u = 1.2 \times 0.6 = 0.7 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{横隔墙 } q_{u(\text{墙})} = 1.2 \times 3 \times 2 / 6.1 = 1.2 \text{ kN/m}^2$$

板面集中荷载

$$\text{纵隔墙 } P_u = 1.2 \times 3 \times 1.5 = 5.4 \text{ kN}$$

集中荷载产生的弯距:

$$M = 14.6 \text{ kN-m}$$

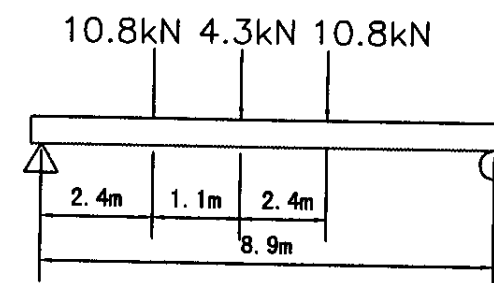
纵向隔墙的影响宽度考虑

$$0.5L/2 + \text{纵隔墙长} = (4.45/2) + 1.5 = 3.7 \text{ m}$$

$$q_{(\text{当量})} = (8 \times 14.6 / 8.9^2) / 3.7 = 0.4 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{u(\text{设计})} = 4.3 + 0.7 + 1.2 + 0.4 = \underline{6.6} \text{ kN/m}^2$$

### 验算③④墙



跨中有效截面宽度算到相邻墙间距的一半处

$$B_x = (2.4/2) + 3.0 + (2.4/2) = 5.4 \text{ m}$$

板面均布荷载

$$\text{活荷载 } q_u = [1.3(4 \times 1.2) + 1.4(2 \times 4.2)] / 5.4$$

$$= 3.3 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{恒荷载 } g_u = 1.2 \times 0.6 = 0.7 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{横隔墙 } q_{u(\text{墙})} = 1.2 \times 3 \times 2 / 5.4 = 1.3 \text{ kN/m}^2$$

板面集中荷载

$$\text{纵隔墙 } P_{u1} = 1.2 \times 3 \times 3 = 10.8 \text{ kN}$$

$$P_{u2} = 1.2 \times 3 \times 1.2 = 4.3 \text{ kN}$$

集中荷载产生的弯距:

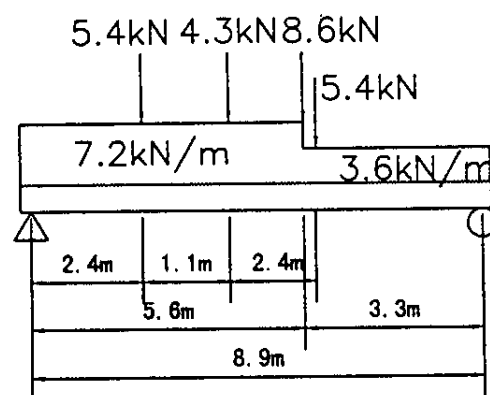
$$M = 37.6 \text{ kN-m}$$

$$q_{(\text{当量})} = (8 \times 37.6 / 8.9^2) / 5.4 = 0.7 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{u(\text{设计})} = 3.2 + 0.7 + 1.3 + 0.7 = \underline{5.9} \text{ kN/m}^2$$



## 验算②③墙



跨中有效截面宽度算到相邻墙间距的一半处

$$B_x = (2.4/2) + 2.4 + (3.0/2) = 5.1 \text{ m}$$

板面均布荷载

$$\text{活荷载 } q_u = 1.4 \times 2 = 2.8 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{恒荷载 } g_u = 1.2 \times 0.6 = 0.7 \text{ kN/m}^2$$

板面非均布荷载

$$\text{横隔墙 } q_{u(\text{墙})1} = 1.2 \times 3 = 3.6 \text{ kN/m}$$

$$q_{u(\text{墙})2} = 1.2 \times 3 \times 2 = 7.2 \text{ kN/m}$$

$$\text{纵隔墙 } P_{u1} = 1.2 \times 3 \times 1.5 = 5.4 \text{ kN}$$

$$P_{u2} = 1.2 \times 3 \times 1.2 = 4.3 \text{ kN}$$

$$P_{u3} = 1.2 \times 3 \times 2.4 = 8.6 \text{ kN}$$

非均布荷载产生的弯距:

$$M = 102 \text{ kN-m}$$

$$q_{(\text{当量})} = (8 \times 102 / 8.9^2) / 5.1 = 2.0 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{u(\text{设计})} = 2.8 + 0.7 + 2.0 = \underline{5.5} \text{ kN/m}^2$$

结论: 选用 SP20A 8-12.7 板

当跨度 9m 时,  $[q_u] = 7.9 > 6.6 \text{ kN/m}^2$ 。

## 受剪承载力验算

由以上计算可以判断, 最大剪力应在④墙或⑤墙处。

支座处有效截面宽度均取 1.2m, 有效截面内承受的剪力可计算如下。

## 验算⑤墙

板面均布荷载

$$\text{板及灌缝自重} = 1.2 \times 3.2 = 3.8 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{活荷载 } q_u &= (1.3 \times 4 + 1.4 \times 3) / 2 \\ &= 4.7 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{恒荷载 } g_u = 1.2 \times 0.6 = 0.7 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{横隔墙 } q_{u(\text{墙})} = 1.2 \times 3 = 3.6 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} V_{u(\text{设计})} &= [1.2(3.8 + 4.7 + 0.7) + 3.6] \times 8.9 / 2 \\ &= \underline{65.2} \text{ kN} \end{aligned}$$

## 验算④墙

板面均布荷载

$$\text{板及灌缝自重} = 1.2 \times 3.2 = 3.8 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{活荷载 } q_u &= (1.3 \times 4 + 1.4 \times 2) / 2 \\ &= 4.0 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{恒荷载 } g_u = 1.2 \times 0.6 = 0.7 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{横隔墙 } q_{u(\text{墙})} = 1.2 \times 3 = 3.6 \text{ kN/m}$$

板面集中荷载

纵隔墙  $P_u = 1.2 \times 3 \times 1.5 = 5.4 \text{ kN}$

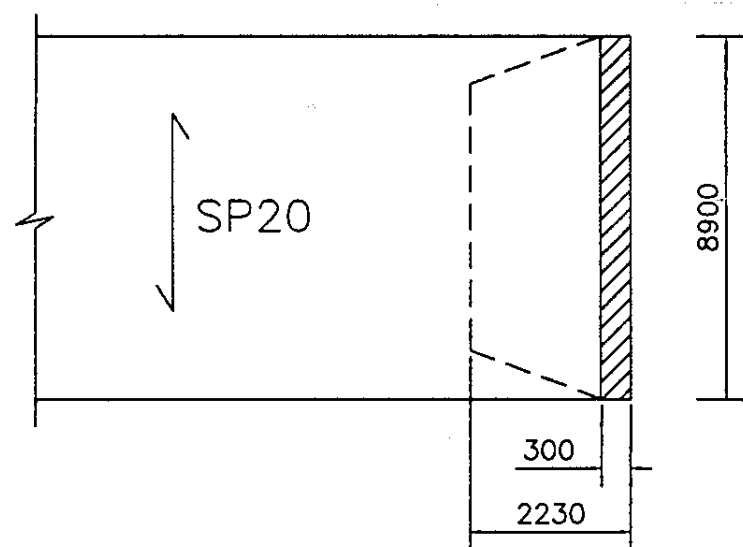
集中荷载产生的支座反力:

$$V_p = 5.8 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_{u(\text{设计})} &= \{[1.2(3.8+4.0+0.7)+3.6]8.9/2\}+5.8 \\ &= \underline{67.2} \text{ kN} \end{aligned}$$

结论: 选用的 SP20A 板的  $[V_u]=92 > 67.2 \text{ kN}$  可。

### 例证: 3.2.4 边缘线性荷载



例证 3.2.4 插图

如插图中所示的 1200mm 宽的 SP 空心楼板体系, 无现浇面层, 在其边缘有一隔墙, 试确定空心楼板的设计荷载。

由于跨度=9.0 m 初步选用 SP20A 空心板, 因此荷载的标准值和荷载系数如下:

空心楼板自重  $w_b = 3.14 \text{ kN/m}^2$ ,

灌缝重量  $w_f = 0.07 \text{ kN/m}^2$ 。

板面均布荷载

恒荷载  $g_s = 0.6 \text{ kN/m}^2$

活荷载  $q_s = 4.0 \text{ kN/m}^2$

隔墙重量  $w_s = 4.0 \text{ kN/m}$

### 受弯承载力验算

由于板的受荷情况, 可以判定板的受弯控制截面为跨中, 由图 3.2.4 计算楼板体系在跨中的有效受力宽度为  $8.9/4=2.23\text{m}$ 。

由于隔墙是均布荷载, 因此可直接求得板的折算均布荷载。

$$\begin{aligned} q_u &= 1.2(0.6+4.0/2.23)+1.3 \times 4.0 \\ &= 2.9+5.2=8.1 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$q_s = 0.6+4.0/2.23+4.0=6.4 \text{ kN/m}^2$$

$$q_l = 0.6+4.0/2.23+0.5 \times 4.0=4.4 \text{ kN/m}^2$$

根据图 1.5.2, 选 SP20A; 配 10-12.7 板,

跨度=9m 时:  $[q_u]=10.4 \text{ kN/m}^2 > 8.1 \text{ kN/m}^2$

$$[q_s]=8.1 \text{ kN/m}^2 > 6.4 \text{ kN/m}^2$$

$$[q_l]=7.2 \text{ kN/m}^2 > 4.4 \text{ kN/m}^2$$

由以上比较可见, 所选板的允许均布荷载均能满足要求。

### 受剪承载力验算

由于板的有效截面在支座减窄到只有 30cm 宽, 可以判定抗

剪控制截面应在支座附近，有效截面宽度变窄范围内，因此必须验算支座附近的剪力。

由图 3.2.3 可知，在离支座四分之一跨度范围内，板的有效截面宽度  $B_x$  为：

$$B_x = [(2.23-0.3)/2.23]x + 0.3$$
$$= 0.865x + 0.3 \quad \text{m}$$

1. 无需重分配荷载产生的剪力。

荷载的设计值(板自重+板面荷载)为：

$$S_u = 1.2(3.14+0.07+g_s) + 1.3(q_s) = 9.8 \text{ kN/m}^2$$
$$V_{x1} = S_u(l/2 - x) = 9.8(4.45 - x) \text{ kN/m}$$

2. 确定需重分配荷载产生的剪力。

隔墙的设计值为：

$$w_u = 1.2(4.0) = 4.8 \text{ kN/m}$$
$$V_{x2} = w_u(l/2 - x) = 4.8(4.45 - x) \text{ kN}$$

3. 最后剪力设计值为：

$$V_u = V_{x1} + V_{x2}/B_x \quad \text{kN/m}$$

距板端 距离	不重分配设计荷载 产生的内力	重分配设计荷载产 生的内力	有效宽 度	最后设计 值	允许受剪当量设计值		
					板本身	一个孔洞灌浆	总计
X m	$V_{x1}$ kN/m	$V_{x2}$ kN	$b_x$ m	$V_u$ kN/m	kN/m	kN/m	kN/m
0.00	43.6	21.4	0.30	114.9	76.7	39.7	116.4
0.10	42.6	20.9	0.39	96.2	76.7	30.5	107.2
0.20	41.7	20.4	0.47	85.1	76.7	25.3	101.7
0.30	40.7	20.0	0.56	76.4	76.7		
0.40	39.7	19.5	0.65	69.7	76.7		
0.50	38.7	19.0	0.73	64.7	76.7		
0.75	36.3	17.8	0.95	55.0	76.7		
1.00	33.8	16.6	1.17	48.0	76.7		

应当指出，这里的剪力设计值是指在有效截面宽度 ( $B_x$ ) 内，板的当量均布荷载值。

4. 板的受剪当量设计值：

SP20A 板的受剪承载力设计值  $[V_u]=92.0 \text{ kN}$ ；因此，板的受剪当量设计值为  $92/1.2=76.7 \text{ kN/m}$ 。

每个混凝土灌筑芯孔的剪力承载力可按上述 (2.3-1A) 公式计算。

SP20A 板的芯孔宽度=98mm. 用 C20 砂浆 (或混凝土) 灌浆，则每个灌浆芯孔的

$$V_{uk} = \Psi_v 0.07 f_{ck} b_{wk} h_0$$
$$= 1 \times 0.07 \times 10 \times 98 \times (200-20-12.7/2)$$
$$= 11.9 \text{ kN}$$

而灌浆孔洞的受剪当量设计值为  $V_{uk}$ 。

计算结果如下表所示：

由计算结果可以看出,在板端 30cm 加一个板高范围内需要用灌浆孔洞加强板端的受剪承载力。但实际灌浆长度,应考虑超出计算截面不少 20cm 和支座前的空隙,总共应在板端 60cm 范围内灌浆。

结论:对支承墙一边的第一个孔洞板端 60cm 灌浆。

### 3.3 开洞孔问题

#### 3.3.1 开洞孔的影响

在空心板体系中可以开设洞孔,可以在板安装和板缝灌浆后开洞,或在加支撑后开洞,也可以在工厂生产时预先开洞,或者用短板安放在板端钢支座上形成洞孔。几种典型的板端钢支座做法见第五章。在一个项目中布置洞孔时,为了使洞孔对结构影响最小,应将洞孔的长向与板跨方向平行,或者用小洞以便尽量减少切断预应力筋,假如要开几个洞时,同样是将洞沿板跨方向布置,以便尽量减少切断预应力主筋。

开洞引起荷载集中,设计时可以按 3.2 节中所述方法将荷载在楼板体系中进行分配。和非均布荷载一样,开洞同样在板中引起扭矩。因此在计算剪力时也必须考虑扭矩的影响。计算弯矩时,首先要考虑的是洞孔沿跨向的长度,以及被切断预应力筋从洞边到能充分发挥作用的预应力传递长度。

图 3.3.1 中表示了几种常见的开洞位置和按第 2 节的规定求得的空心板的有效抵抗截面,空心板生产厂家也可以对其特定的孔芯板作出其他规定。

图 3.3.1(a)中表示了在跨中有一个比较小的洞。对于弯矩来讲,其荷载可以由洞孔两边各  $0.25l$  范围内的空心板来共同承受。作为一条规定,当洞孔边距离支座不小于  $3/8 l$  时,对

均布荷载的剪力设计可不作特殊考虑。当在洞孔附近有非均布荷载时,则应按图 3.2.2 中的有效截面来考虑该非均布荷载。

图 3.3.1(b)中表示了一个类似情况,但有一个洞孔边离支座小于  $3/8 l$ 。此时,其剪力应按该洞孔已形成一个自由边缘来考虑。也就是说,该板或洞孔的荷载将作为一个边缘荷载传递到相邻的板上去,并对其产生扭矩。因此,如不直接计算扭矩剪力的话,必须考虑减小支座处的受剪有效宽度。

图 3.3.1(c)中表示了一个极端情况,一个洞孔边正好在板端部。同样,其相邻板的有效抗剪宽度必须减小以补偿扭矩产生的剪应力。当洞孔伸入跨度的长度小于  $0.125 l$  时,一般可以不必考虑其对弯矩强度的影响,然而对于由于传递长度而未能充分发挥作用的预应力筋的影响还是要考虑的。在端部开洞区域内有非均布荷载时,在计算剪力时,这些荷载应看为作用在自由边缘的荷载一样对待。

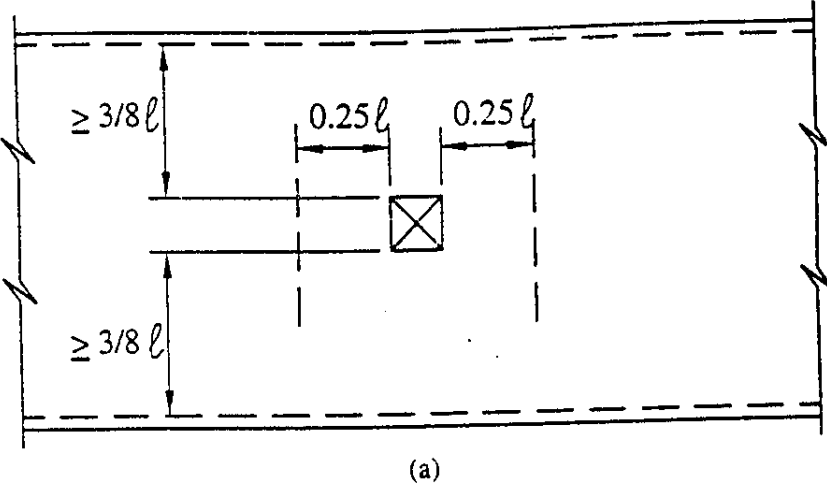


图 3.3.1(a)

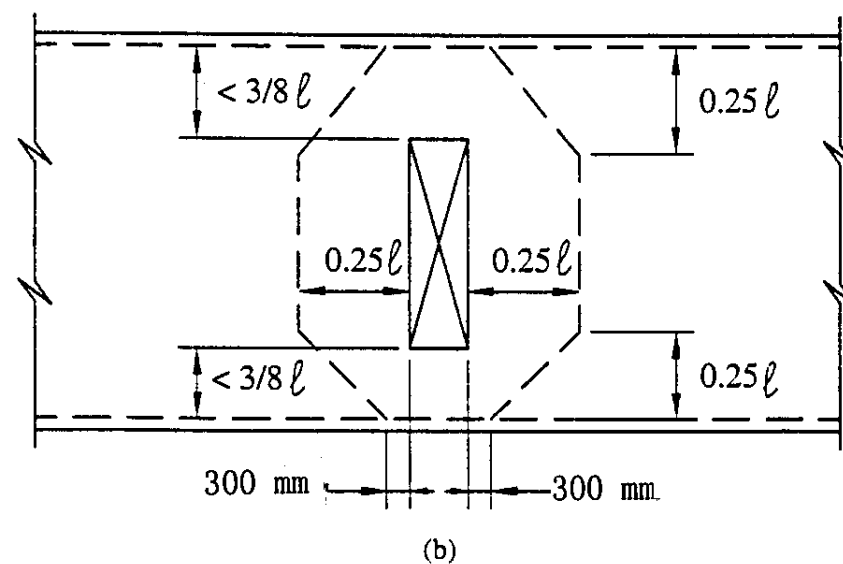


图 3.3.1 (b)

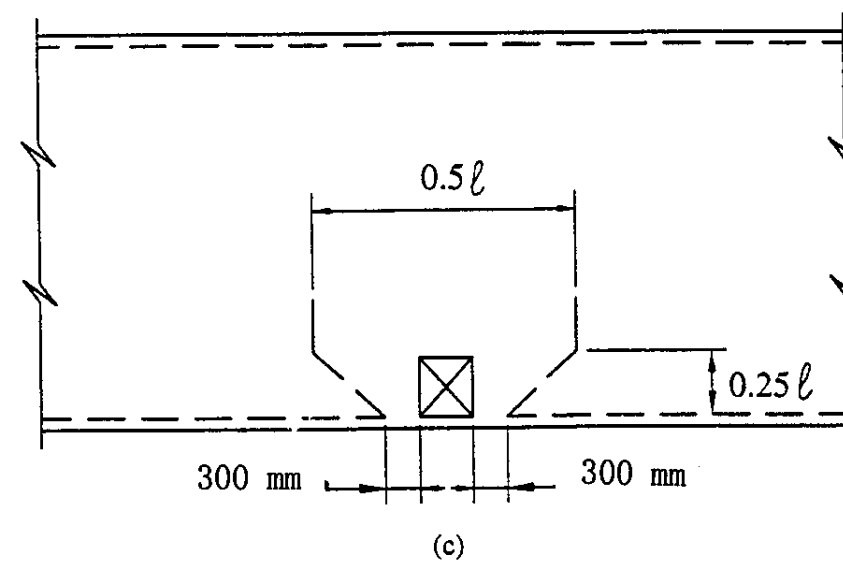


图 3.3.1 (c)

### 例证：3.3.1

如插图中所示带一  $800 \times 800\text{mm}$  孔洞的  $1200\text{mm}$  宽的 SP 空心楼板体系，无现浇面层，试确定空心楼板的设计荷载。

由于跨度 =  $9.0\text{ m}$ ，初步选用 SP20 空心板，因此荷载的标准值和荷载系数如下：

空心楼板自重 =  $3.14\text{ kN/m}^2$

灌缝重量 =  $0.07\text{ kN/m}^2$

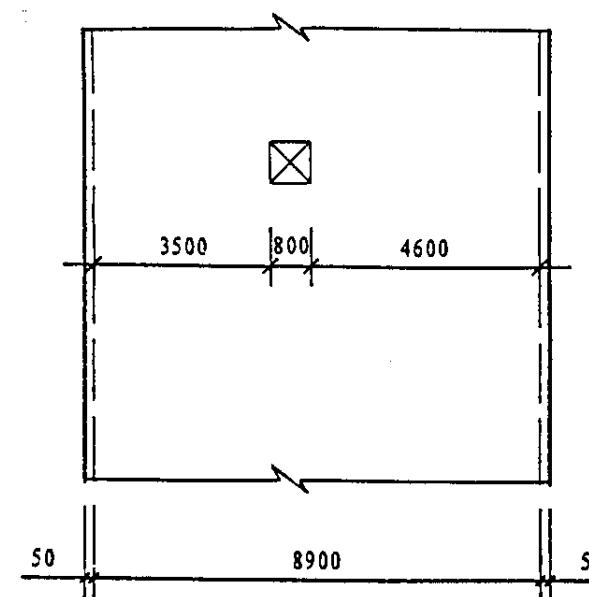
恒荷载  $g_s = 0.6\text{ kN/m}^2$

活荷载  $q_s = 4.0\text{ kN/m}^2$

先核对孔洞离支座边的距离：

$$(3/8) \times l = 3.3\text{ m}$$

由于孔边离座最小距离  $3.5\text{m}$  大于  $3.3\text{m}$ ，因此可以将板孔洞带范围内的均布荷载分配到板边有效截面去，然后选择板型。



例证 3.3.1 插图

根据图 3.3.1, 所示孔洞边的有效宽度, 板开洞区带上的折算均布荷载如下:

$$q_u' = [1.2(3.14+0.07+0.6)+1.3 \times 4.0] \times 0.8 / (0.5 \times 8.9) \\ = (1.2 \times 3.81 + 1.3 \times 4.0) \times 0.18 = 1.8 \text{ kN/m}^2$$

$$q_s' = (3.14+0.07+0.6+4.0) \times 0.8 / (0.5 \times 8.9) \\ = 7.81 \times 0.18 = 1.4 \text{ kN/m}^2$$

$$q_l' = (3.14+0.07+0.6+0.5 \times 4.0) \times 0.8 / (0.5 \times 8.9) \\ = 5.81 \times 0.18 = 1.0 \text{ kN/m}^2$$

因此, 板面的折算均布荷载为:

$$q_u = 1.2 \times 0.6 + 1.3 \times 4.0 + 1.8 = 7.7 \text{ kN/m}^2$$

$$q_s = 0.6 + 4.0 + 1.4 = 6.0 \text{ kN/m}^2$$

$$q_l = 0.6 + 2.0 + 1.0 = 3.6 \text{ kN/m}^2$$

根据图 1.6.2, 选 SP20A, 配 8-12.7 板。

跨度=9m 时:

$$[q_u] = 7.9 \text{ kN/m}^2 > 7.7 \text{ kN/m}^2$$

$$[q_s] = 6.4 \text{ kN/m}^2 > 6.0 \text{ kN/m}^2$$

$$[q_l] = 5.3 \text{ kN/m}^2 > 3.6 \text{ kN/m}^2$$

由此可见受弯承载力, 抗裂性和挠度均能满足要求。

### 例证: 3.3.2

如插图中所示带一  $600 \times 3000\text{mm}$  孔洞的  $1200\text{mm}$  宽的 SP20 空心楼板体系, 无现浇面层。试确定空心楼板的设计荷载。

跨 度 =  $9.0 \text{ m}$

空心楼板自重 =  $3.14 \text{ kN/m}^2$

灌缝重量 =  $0.07 \text{ kN/m}^2$

板面均布荷载

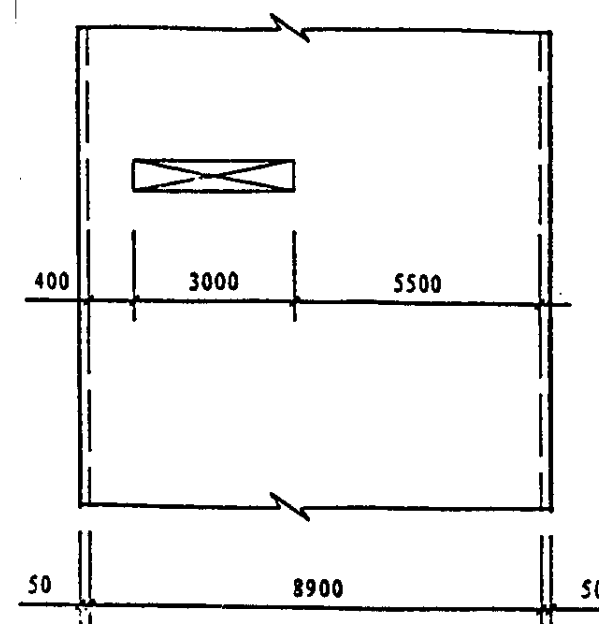
恒荷载  $g_s = 0.6 \text{ kN/m}^2$

活荷载  $q_s = 2.0 \text{ kN/m}^2$

先核对孔洞离支座边的距离:

$$(3/8) \times l = 3.3 \text{ m}$$

由于孔边离座最小距离  $0.4\text{m}$ , 小于  $3.3\text{m}$ , 因此应按板孔洞直到板边缘考虑。



例证 3.3.2 插图

### 受弯承载力验算

板孔洞范围内的均布荷载分配到板边有效截面去, 然后选择板型。

根据图 3.3.2, 所示孔洞边的有效宽度, 板开洞区带上的折算均布荷载如下:

$$q_u' = [1.2(3.14+0.07+0.6)+1.4 \times 2.0] \times 0.6$$

$$= (1.2 \times 3.81 + 1.4 \times 2.0) \times 0.6$$

$$= 4.4 \text{ kN/m}$$

$$q_s' = (3.14 + 0.07 + 0.6 + 2.0) \times 0.6$$

$$= 5.81 \times 0.6$$

$$= 3.5 \text{ kN/m}$$

$$q_l' = (3.14 + 0.07 + 0.6 + 0.5 \times 2.0) \times 0.6$$

$$= 4.81 \times 0.6$$

$$= 2.9 \text{ kN/m}$$

因此，板面的折算均布荷载为：

$$q_u = 1.2 \times 0.6 + 1.4 \times 2.0 + 4.4 / 4.45 = 4.5 \text{ kN/m}^2$$

$$q_s = 0.6 + 2.0 + 3.5 / 4.45 = 3.4 \text{ kN/m}^2$$

$$q_l = 0.6 + 1.0 + 2.9 / 4.45 = 2.3 \text{ kN/m}^2$$

根据图集 99ZG408，选 SP20B，配 8-11.1。

跨度=9m 时：

$$[q_u] = 5.3 \text{ kN/m}^2 > 4.5 \text{ kN/m}^2$$

$$[q_s] = 4.4 \text{ kN/m}^2 > 3.4 \text{ kN/m}^2$$

$$[q_l] = 3.3 \text{ kN/m}^2 > 2.3 \text{ kN/m}^2$$

由此可见受弯强度，抗裂性和挠度均能满足要求。

### 受剪承载力验算

根据图 3.3.1 可知，板端有效计算宽度为 600mm。

板端剪力

$$V_u' = \{ [1.2(3.14 + 0.07 + 0.6) + 1.4 \times 2.0] \times 0.6$$

$$+ 4.4 \} \times 8.9 / 2$$

$$= 8.8 \times 8.9 / 2$$

$$= 39.2 \text{ kN}$$

$$\text{板的允许剪力 } [V_u] = 92 \times 60 / 120 = 46 > 38.7 \text{ kN}$$

### 3.3.2 开洞处钢托梁设计

当洞口宽度较大时，在洞口两边必需设置钢托梁，用以支承洞边的短板。在研究开洞对荷载分配的影响时，对钢托梁的受力情况也进行了测试。测试的方法是将钢托梁放在传力传感器支座上，这样，可以测到在钢托梁支承的板上在加荷载过程中，有多少传到钢托梁上。反过来说，也就是所有未传到钢托梁上的荷载，都是通过板边的砂浆灌缝传到相邻的空心板上去了。

通过试验，钢托梁的受力情况如下：当孔洞宽度为 100cm 时，钢托梁上完全不受力，说明板上的后加荷载，全部通过两边的砂浆灌缝传到相邻的空心板上去了。当孔洞宽度为 200cm 和 300cm 宽时，钢支座上的受力比率分别为 20% 和 28%。

因此，设计钢支座时，当孔洞宽度为 100cm 时，钢托梁只须考虑板的自重。为了安全起见，当孔洞宽度为 200cm 时，钢托梁考虑板的自重加 50% 的后加荷载。当孔洞宽度为 300cm 时，则加 75% 的后加荷载。所有情况下，余下的后加荷载，都是通过线性荷载传到相邻的板上去了。

一般是用角钢来做孔洞处的钢托梁的，如图 3.3.2 所示，当角钢一股受到偏心荷载时，角钢有可能受扭，但角钢的扭转，可以被板底部的摩擦力或预埋件的联接力与板端顶部嵌缝砂浆和角钢间的压力相抵消。由于未经过系统试验，为谨慎起见，对于钢托梁长度大于 120cm 时，板底与钢托梁间至少要有一点焊接，大于 180cm 时，则应不少于两点焊接。

即使有了防止扭转的措施，但在设计钢托梁的角钢时，仍

须考虑荷载对非对称截面引起的扭矩。验算其受弯承载能力时，需考虑其对两个轴的影响。

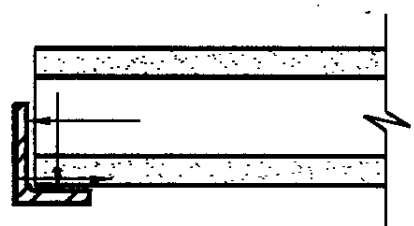


图 3.3.2

### 3.4 连续板问题

空心板一般是按简支板体系设计的。然而，通过在支座处的板缝中，叠合板的板面现浇层中或在浇灌混凝土的芯孔中布置钢筋，还是可以使板在支座处形成连续板的作用。但一般这种连续性是有限的，可以在一定程度上减小板对后加荷载的挠度，和板的跨中正弯矩。

在支座处布置的钢筋，无论是在板缝中，板面现浇层中或在浇灌混凝土的孔洞中，理论上在弹性理论范围内，都可以通过变形来确定所需钢筋数量。但由于板中的正弯矩是配的预应力钢绞线，而负钢筋是配的普通钢筋，两者对变形的反应相差很大，因此，实际上很难在弹性理论范围内，设计出一个真正的全连续板体系。为了控制连续板体系的裂缝，一般也不宜考虑过多的塑性重分配。

当支座配筋仅为构造联接配筋时，一般其配筋量是相当小的，能产生的负弯矩值也是十分有限的。这点支座连续性作用，也许可以考虑其对减少板对后期挠度的作用，但仍不建议用此

来减少板中正弯矩配筋，除非，对支座处的弯矩-曲率关系得到充分研究，并保证在极限荷载时支座处不会出现过大的裂缝。

为了增加空心板的耐火时限，为了减少跨中在火灾情况下的跨中弯矩，考虑支座处负钢筋的作用可能是合理的。因为，此时，支座负钢筋不受火灾对板底的影响，支座负钢筋仍可达到其屈服强度，同时形成一个能承担相当大负弯矩的绞接节点。这样，可以在相当可观的程度上减少火灾情况下的跨中弯矩。这一点，将在耐火设计中详细讨论。

### 3.5 悬臂板问题

#### 3.5.1 板端悬臂

空心板的板端悬臂是指空心板沿板跨度方向的悬臂。

考虑到预应力空心板生产工艺的特殊性，将空心板板端挑出，作为悬臂板的设计和别的预制悬臂构件的设计有所不同。

SP 预应力空心板属于长线台座生产，因此，只有整条生产台座上的所有板都需要板顶预应力钢绞线时，用板顶预应力钢绞线才可能是经济的。其实，每一块板中的板顶预应力钢绞线也常常不能得到充分利用，因此，用板顶预应力钢绞线的经济性是首先需要研究的问题。

当用板顶预应力钢绞线不经济时，顶部也可以用普通钢筋配筋，顶部钢筋可以放在空心板的芯孔中，这一般可以在生产过程中，当混凝土还软的时间，将芯孔上方打开，再放入钢筋和混凝土，这样可以保证其与预制空心板连结成整体。顶部钢筋按一般钢筋混凝土结构设计，应注意保证其足够的锚固长度。

为了保证悬臂板在工作状态下不出现裂缝，应限制板顶混凝土的拉应力值。因此，不管板顶是用预应力钢绞线还是用普



通钢筋配筋，为了减少悬臂板上部的拉应力，常常需要将其底板的预应力钢绞线在一定范围内做成无握裹力，这当然也对生产带来一定的困难。

作为一种经验规则，空心板的悬臂长度宜控制在 6 到 10 倍板高和 $\leq 2.5\text{m}$  范围内。

3.5.2 板侧边悬臂

空心板的侧边悬臂是指空心板在垂直与板跨度方向的悬臂，有两种情况，一是有支座的侧边悬臂，这是指沿悬臂边有

连续支点的情况，这一般是指放在平行于板跨承重墙上的悬臂空心板。板下的连续支座可以为垫板带或砂浆垫层。第二种是无支座的侧边悬臂，这是指沿悬臂边无支座的情况。这一般是指空心板的板端支座宽度小于板本身宽度的情况。这种情况下，悬臂部分的荷载，应视为空心板的沿边线性荷载。

侧边悬臂部分的荷载，可以由空心板本身承受时，被认为属于短悬臂。反之，需要加强措施时，则认为属于长悬臂。

上述定义如图 3.5.1 所示。

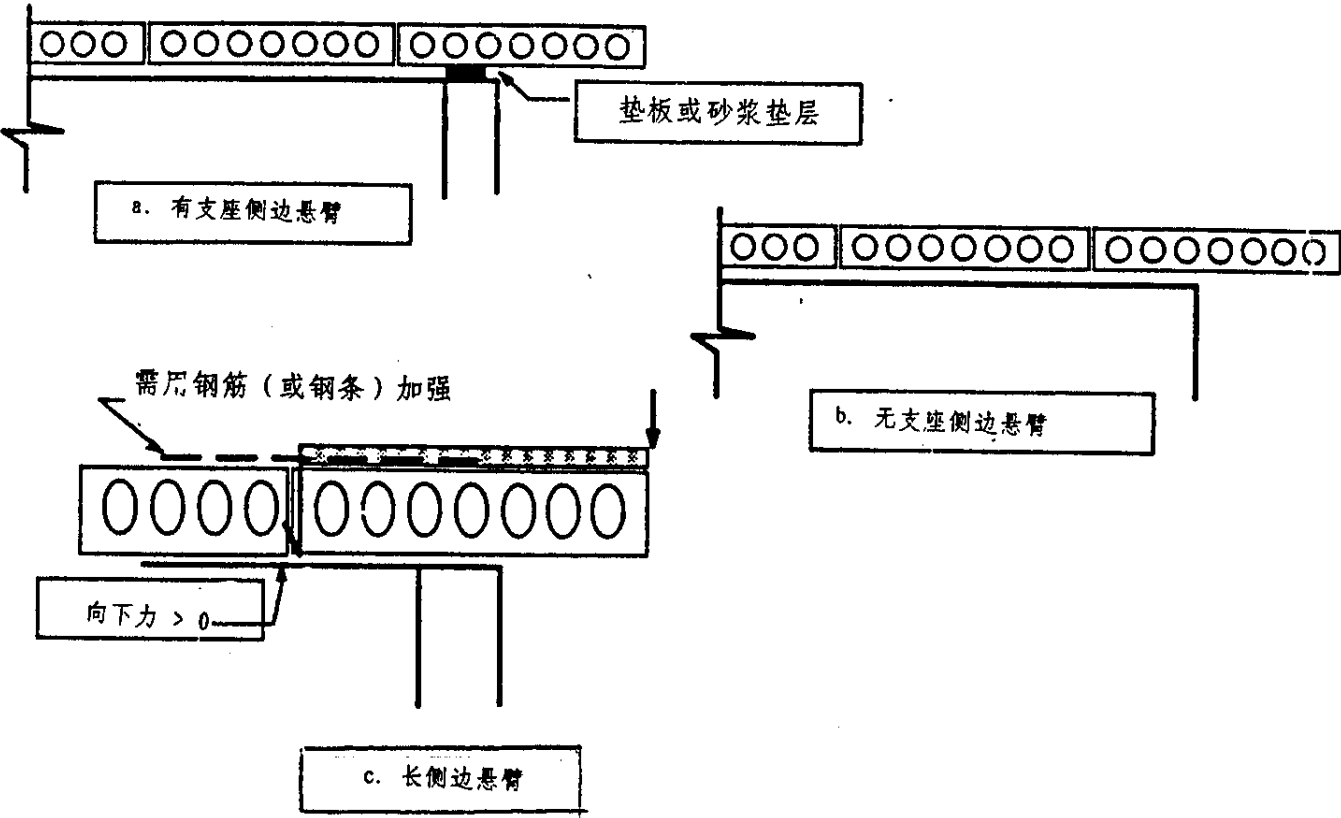


图 3.5.1

53

有支座的侧边悬边强度由混凝土的抗拉强度确定。根据我国现行混凝土结构设计规范 GBJ 10-89, 可按下列公式计算:

$$M \leq f_{ct} W \quad (3.5.1)$$

式中

$f_{ct}$ —素混凝土抗拉强度设计值, 取规范规定的混凝土轴心抗拉强度设计值乘以系数 0.6 确定;

$W$ —空心板纵向截面受拉边缘的弹性抵抗矩。

考虑到对空心板纵向截面的特性还缺乏试验资料, 建议按弹性状态考虑, 因此公式 3.5.1 中没有考虑截面抵抗矩塑性系数。

根据试验并从安全考虑, 集中荷载的受力宽度如图 3.5.2 所示, 集中荷载的受力宽度取 0.4 乘以悬臂长度加上 50cm。

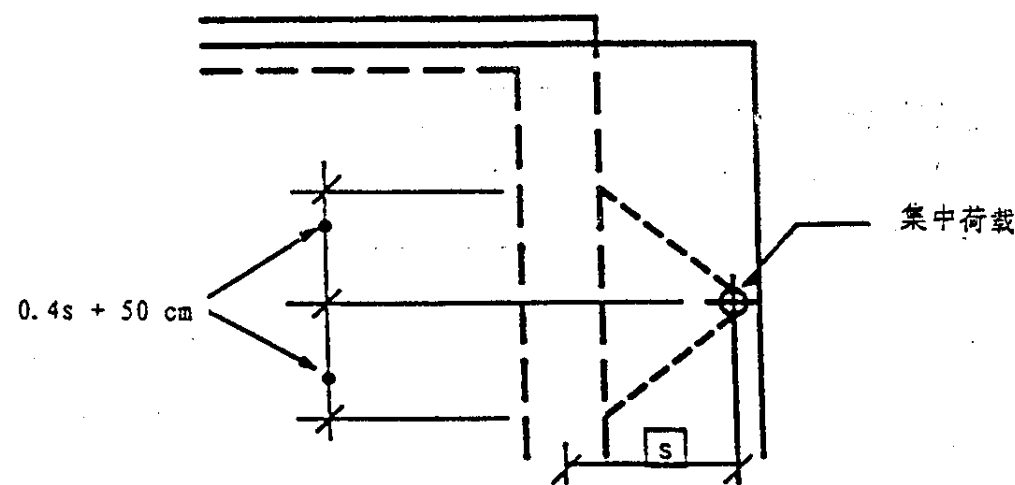


图 3.5.2

侧边悬臂上集中荷载的分布情况

无支座侧边悬臂的强度一般是由纵向剪力控制, 如 3.2.2 节中所述, 当空心板自由边缘受力时, 由于扭矩而必须减小边缘有效截面宽度, 而无支座侧边悬臂的情况则比自由边缘受力情况将更为严重, 根据目前较少数量的试验结果, 建议, 其边缘受剪的计算有效截面宽度取 20cm。

### 例证 3.5.1 有支座悬臂

用 SP20 空心板作为屋面板, 一侧悬臂 40cm, 受力情况如插图所示, 试确定其悬臂受力能力。

板面静荷载  $g = 1 \text{ kN/m}^2$

板面可变荷载  $q = 0.6 \text{ kN/m}^2$

可变集中荷载(每延米一个)  $P = 1.0 \text{ kN}$

集中荷载的有效受力宽度

$$b = 0.4 \times 0.4 + 0.5 = 0.66 \text{ m}$$

空心板自重  $g_b = 3.14 \text{ kN/m}^2$

最大悬臂弯矩  $M_0$  为

$$\begin{aligned} M_0 &= \{ [1.2(1+3.14) + 1.4 \times 0.6] \times (0.4^2/2) \} \\ &\quad + (1.4 \times 1 \times 0.4/0.66) \\ &= 0.48 + 0.85 = 1.31 \text{ kN-m/m} \end{aligned}$$

侧边悬臂强度验算:

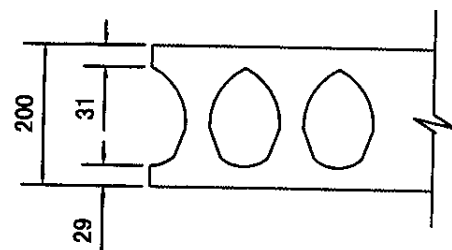
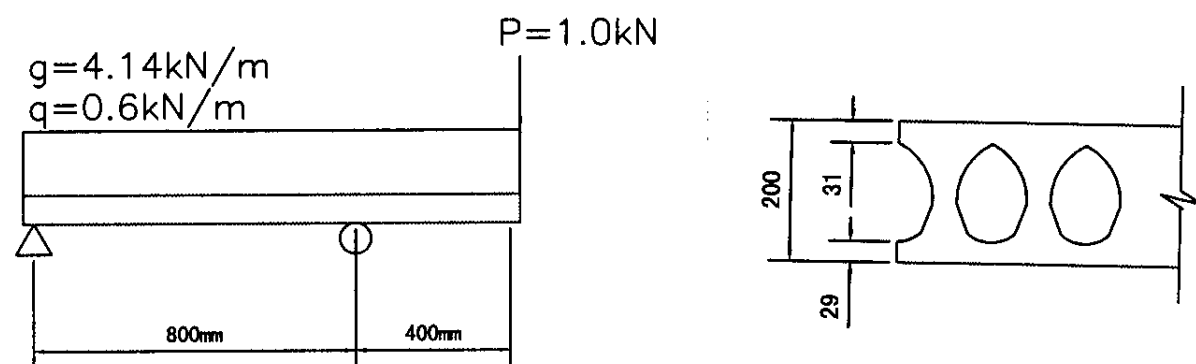
SP20 空心板截面如下图所示。

$$\begin{aligned} Y_{底} &= (31 \times 184.5 + 29 \times 14.5) / (31 + 29) \\ &= 102.3 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I &= (31^3/12) + (29^3/12) + 31(97.7-15.5)^2 \\ &\quad + 29(102.3-14.5)^2 \\ &= 437533 \text{ mm}^4/\text{mm} \end{aligned}$$

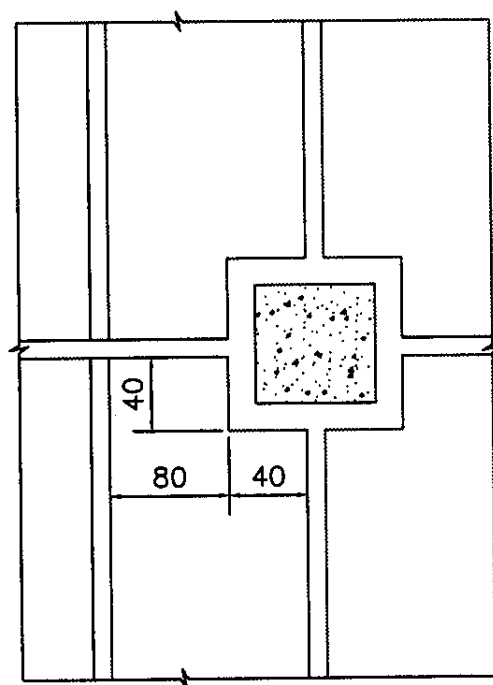
SP20 空心板用 C45,  $f_t = 1.9 \text{ N/mm}^2$

$$M_{\text{允许}} = 0.6 \times 1.9 \times 437533 / 97.7 / 1000 \\ = 5.1 \text{ kN-m/m} > 1.31 \text{ kN-m/m} \text{ 可。}$$



### 例证 3.5.2 无支座悬臂

SP20 空心板楼板体系，在柱边需切角如图所示。试设计切角处空心板。



空心板应按下列两个阶段验算：

1. 施工阶段(板缝灌浆前):  
按施工荷载验算空心板无支座悬臂受力情况。
2. 使用阶段(板缝灌浆后):  
按使用荷载验算空心板端部开孔受力情况。

### 1. 施工阶段验算

施工荷载：

$$\text{空心板自重 } g_b = 3.14 \text{ kN/m}^2$$

施工荷载

$$\text{均布荷载 } q_s = 1 \text{ kN/m}^2$$

集中荷载(每延米一个，一块板上最多三个)

$$P_s = 1 \text{ kN}$$

集中荷载的有效受力宽度

$$b = 0.4 \times 0.4 + 0.4 = 0.66 \text{ m}$$

悬臂强度验算：

$$M_{\text{施工}} = (1.2 \times 3.14 + 1.4 \times 1) (0.4^2 / 2) + (1.4 \times 1 \times 0.4) / 0.66 \\ = 0.41 + 0.85$$

$$= 1.26 \text{ kN-m/m} < 5.1 \text{ kN-m/m} \text{ (见例证 3.5.1) 可}$$

板倾复验算：

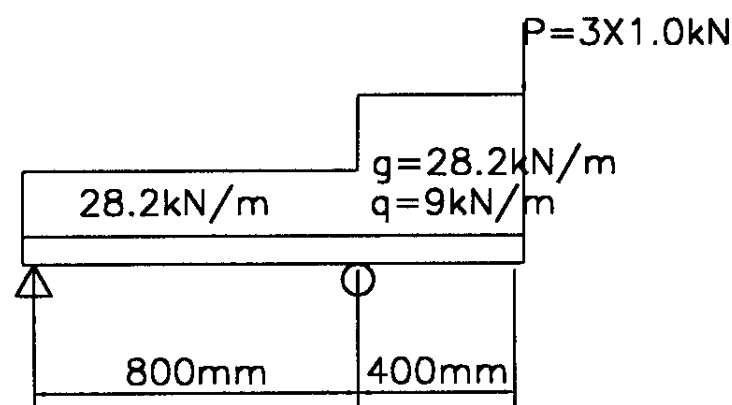
悬臂部分，施工荷载，相对于边支点的最大倾复弯矩

$$M_{\text{倾复}} = (1.2 \times 3.14 + 1.4 \times 1) (0.4^2 / 2) \times 9 \\ + 3(1.4 \times 1 \times 0.4) \\ = 5.4 \text{ kN-m/每块板}$$

板自重，相对于边支点的最小平衡弯矩

$$M_{\text{平衡}} = 0.9 \times 3.14 \times (0.8^2 / 2) \times 9$$

$$=8.1 \text{ kN-m/每块板} > M_{\text{倾覆}} \text{ 可}$$



倾覆验算

支点剪力验算:

根据规定, 支点处有效截面宽度取 20cm。

支点处的设计剪力为

$$V_u = (1.2 \times 3.14 + 1.4 \times 1) (0.2 + 0.4) (9/2) \\ = 14.0 \text{ kN}$$

空心板的受剪承载力  $[V_u] = 92 \text{ kN}$ , 因此, 20cm 宽有效截面  
支点受剪承载能力为

$$[V_u]_{20} = 92 \times 20 / 120 = 15.3 \text{ kN} > 14.0 \text{ kN} \text{ 可}$$

## 2. 使用阶段验算

板缝灌浆后, 空心板即成为板端开洞板受力情况。

使用荷载:

楼面均布荷载

$$\text{永久荷载 } g_s = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{可变荷载 } q_s = 4 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{隔墙重量 } W_s = 4 \text{ kN/m}$$

## 受弯承载力验算

板端开洞不影响抗弯强度

$$q_u = 1.2 \times 1 + 1.3 \times 4 + 4 / 8.9 = 5.8 \text{ kN/m}^2$$

选 SP20A, 8-12.7

$$[q_u] = 7.9 \text{ kN/m}^2 > 5.8 \text{ kN/m}^2 \text{ 可}$$

## 受剪承载力验算

由于板的有效截面在支座减窄, 在孔洞两边只有 30cm 宽, 可以判定抗剪控制截面应在支座附近, 有效截面宽度变窄范围内, 因此必须验算支座附近的剪力。

1. 无需重分配荷载产生的剪力。

荷载的设计值(板自重+板面荷载)为:

$$S_u = 1.2(3.14 + 0.07 + g_s) + 1.3(q_s) = 10.3 \text{ kN/m}$$

$$V_{x1} = S_u(l/2 - x) = 10.3(4.45 - x) \text{ kN/m}$$

2. 确定需重分配荷载产生的弯矩和剪力。

隔墙和板孔洞带的荷载设计值为:

$$w_u = 1.2 \times 4.0 + 10.3 \times 0.8 = 13 \text{ kN/m}$$

$$V_{x2} = w_u(l/2 - x) = 13(4.45 - x) \text{ kN}$$

3. 最后剪力设计值为:

$$V_u = V_{x1} + V_{x2} / b_x \text{ kN/m}$$

应当指出, 这里的剪力设计值是指在有效截面宽度( $b_x$ )内, 板的当量均布荷载值。

4. 板的受剪当量设计值:

SP20A 板的受剪承载力设计值  $[V_u] = 92.0 \text{ kN}$ , 因此, 板的受剪承载力当量设计值为  $92 / 1.2 = 76.7 \text{ kN/m}$ 。

每个混凝土(或砂浆)浇灌孔芯的剪力承载力可按上述(2.3-1A)公式计算。

SP20A 板的孔芯宽度=98mm. 用 C20 混凝土(或砂浆)灌浆, 则每个灌浆孔洞的

$$\begin{aligned}
 V_{uk} &= \psi_v 0.07 f_{ck} b_{wk} h_0 \\
 &= 1 \times 0.07 \times 10 \times 98 \times (200 - 20 - 12.7 / 2) \\
 &= 11.9 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

而灌浆孔洞的受剪承载力当量设计值为  $V_{uk} / b_x$ 。

由计算结果可以看出, 在板端处计算剪力大于允许受剪承载力, 但到离支座 0.6m 处即小于允许受剪承载力。可在孔洞两边, 100cm 范围内, 各灌浆一个孔芯, 以加强板端的受剪承载力。

计算结果如下表所示:

距板端距离	不重分配设计荷载产生的内力	重分配设计荷载产生的内力	有效宽度	最后设计值	允许受剪当量设计值		
					板本身	孔洞灌浆	总计
$X$ m	$V_{x1}$ kN/m	$V_{x2}$ kN/m	$b_x$ m	$V_u$ kN/m	kN/m	kN/m	kN/m
0.00	45.8	57.8	0.60	142.1	76.7	$2 \times 39.7$	156.1
0.10	44.8	56.5	0.74	121.2	76.7		
0.20	43.8	55.3	0.87	107.4	76.7		
0.30	42.8	54.0	1.01	96.3	76.7		
0.40	41.7	52.7	1.15	87.5	76.7		
0.50	40.7	51.4	1.29	80.5	76.7		
0.60	39.7	50.1	1.42	75.0	76.7		
1.00	35.5	44.9	2.77	51.7	76.7		

3.6 水平节点

图 3.6.1 描述了三种在多层承重墙房屋中用空心板作为平

台时的典型节点详图。一些人都建议用这三种节点来说明水平节点的竖向传力情况。

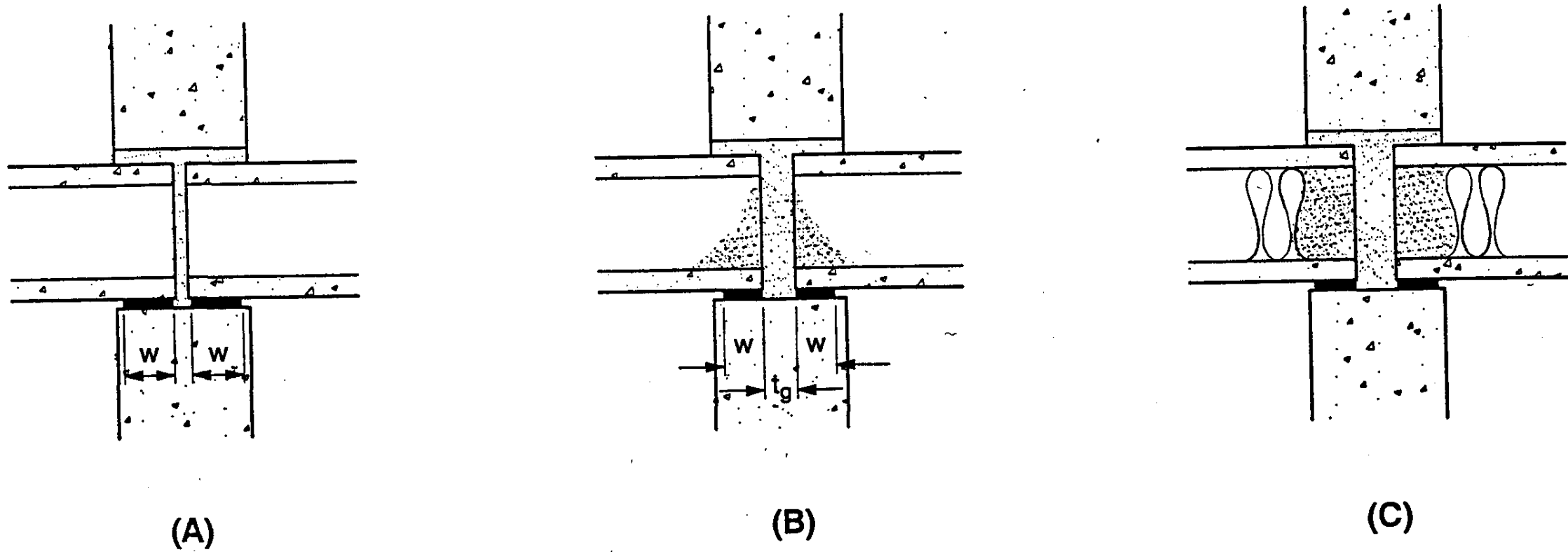


图 3.6.1

58

用空心板作楼板时,最方便的作法就是将板端进入墙内.根据不同的节点尺寸,图 3.6.1(b)板对接缝中间和图 3.6.1(c)板对接缝和孔芯中间的填缝砂浆,可以对节点的传递垂直荷载承载力得到不同程度的提高。进入孔芯的砂浆,增加了板的承压宽度,改善了砂浆柱的条件。

无填缝砂浆节点,图 3.6.1(a)的承受垂直荷载承载力可以按 3.6.1 公式计算,有填缝砂浆节点,图 3.6.1(b)或(c)的承载力可按 3.6.1 和 3.6.2 公式计算。不管有无填缝砂浆,板的空心部分可以是无填孔砂浆,也可以是有填孔砂浆的。两个公式中都考虑了荷载偏心的不利影响,对于顶部和底部均加撑的单层墙,可以不考虑这个影响。

$$P_u \leq \Phi P_n$$

$$\Phi P_n = \Phi 0.68 A_e f_{cu} R_e \quad (3.6.1)$$

$$\Phi P_n = \Phi 0.8 t_g l f_{cu}' C R_e / k \quad (3.6.2)$$

其中

$P_u$ —节点的垂直荷载;

$P_n$ —节点的标志强度;

$A_e$ —板在节点内的有效承压面积= $2wb_w$ ;

$W$ —承压垫板的宽度;

$b_w$ —当孔芯未灌砂浆时,为板肋净宽度;

当孔心灌砂浆时,取实心板宽度;

$f_{cu}$ —空心板或填灌砂浆的立方体抗压强度,取其小者;

$t_g$ —填灌砂浆柱的厚度;

$l$ —板应考虑宽度;

$f_{cu}'$ —当墙已配有抗劈裂钢筋和空心板的芯孔填有砂浆时, $f_{cu}'$ =墙体或填灌砂浆的立方体抗压强度,取

其小者;当墙没有抗劈裂钢筋和空心板的芯孔未填砂浆时, $f_{cu}'=80\%$  墙的立方体抗压强度或填灌砂浆的立方体抗压强度,取其小者。

$C$ —当芯孔未填有砂浆, $C=1$ ;

当板孔填有砂浆, $C=1.4[21.5/f_{cu}(\text{砂浆})]^{1/2} \geq 1.0$ ;

$k$ — $0.65+[f_{cu}(\text{砂浆})-21.5]/431$ ;

$R_e$ —考虑偏心荷载的折减系数= $1-2e/h$ ;

$e$ —加荷点对节点中心的偏心距;

$h$ —墙厚;

$\Phi$ —0.7。

上述公式,是从美国根据试验推荐的公式换算成公制而得的,公式中考虑了我国采用混凝土立方体强度  $f_{cu}$  和美国采用混凝土圆柱体强度  $f_c'$  的关系约为  $0.8f_{cu}=f_c'$ 。公式中的 21.5(N/mm<sup>2</sup>)相当于美国的 2500(psi), $k$  值中的 431(N/mm<sup>2</sup>)相当于承压垫板的弹性模量 50000(psi)。以上公式与我国现行有关规范的计算方法有所不同,供参考。

当所用承压垫板的弹性模量不是 431MPa(50000psi)时,缝间砂浆柱的受力总量会有所改变,但影响不大。

还应验算垫板的强度是否超出产品规定强度。图 3.6.2 中归纳了节点受力情况,并推荐了垫板的有效受压宽度。

由楼板起拱引起的在节点中的楼板端部负弯矩,产生了附加力和两个结果。一个是考虑受嵌固板的板端旋转后,承重墙的劈裂强度有所降低。第二,节点或楼板可能产生裂缝,从而降低其嵌固程度。这种结果,无论从节点强度,还是板的整体性来讲,都是不利的。目前,还没有一个公开发表的计算部分

嵌固影响的研究。但如处理得当，在节点处考虑整体性，或配有横跨节点钢筋时，还未发现有什么不利影响。

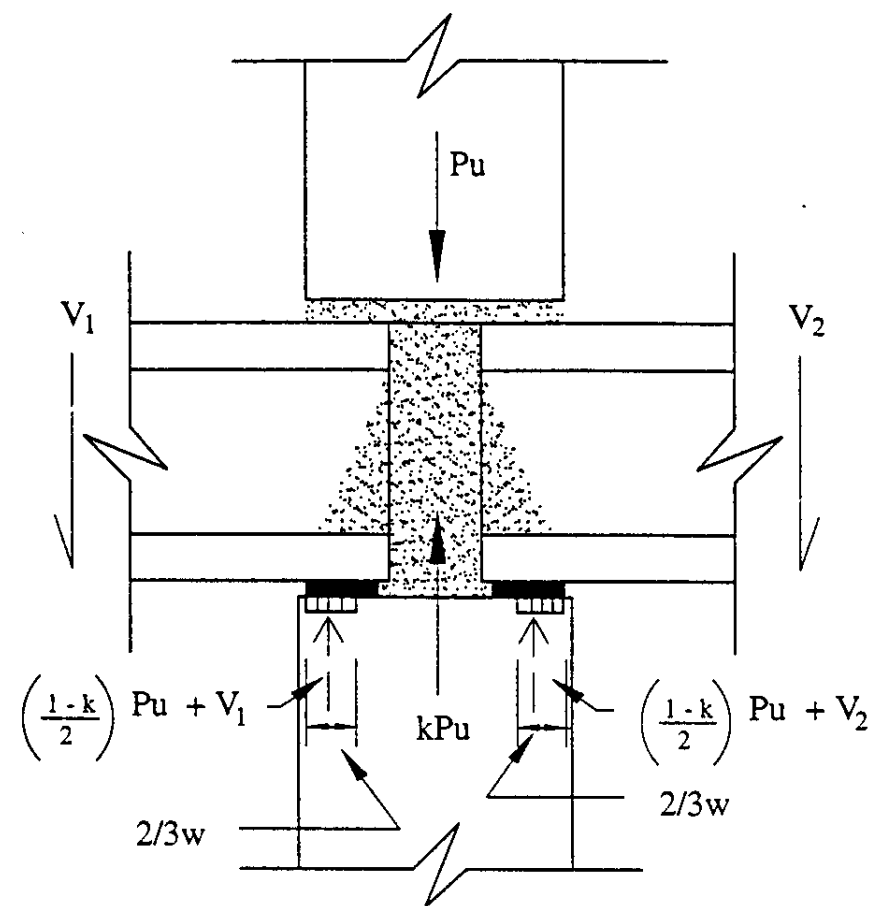


图 3.6.2

例证 3.6.1

空心板伸入内墙的支座如图 3.6.1 所示，确定其何处需要灌浆. 房屋的主要参数如下：

16 层房屋：

楼板跨度 9 m.

20cm 厚混凝土承重墙，墙的  $f_{cu}' = 20 \text{ N/mm}^2$ 。

荷载： 屋顶均布荷载：

永久荷载= 1 kN/m<sup>2</sup> ； 可变荷载= 1 kN/m<sup>2</sup>。

楼面均布荷载：

永久荷载= 0.6 kN/m<sup>2</sup>； 可变荷载= 2 kN/m<sup>2</sup>。

墙体 - 自重= 5 kN/m<sup>2</sup>

SP 板 - 自重= 3.2 kN/m<sup>2</sup>

例题中不考虑活荷载折减系数

解答：

荷载：

屋顶  $w_u = 9[1.2(3.2+1)+1.4(1)] = 58.0 \text{ kN/m}$

楼板  $w_u = 9[1.2(3.2+0.6)+1.4(2)] = 66.2 \text{ kN/m}$

墙  $w_u = 1.2 \times 5 \times 3 = 18 \text{ kN/m/每层}$

累计荷载如下表所示

楼层	$w_u$	$\Sigma w_u$
16	58	58
15	66.2+18	142.2
14	84.2	226.4
13	84.2	310.6
12	84.2	394.8
11	84.2	479.0
10	84.2	563.2
9	84.2	647.4
8	84.2	731.6
7	84.2	815.8
6	84.2	900.0
5	84.2	984.2
4	84.2	1068.4
3	84.2	1152.6
2	84.2	1236.8



a) 计算未灌浆的节点强度(图 3.6.1(a))。

SP20 空心板肋宽度  $b_w = 352\text{mm} = 293 \text{ mm/m}$

板的  $f_{cu} = 40 \text{ N/mm}^2$

70 mm 宽垫板条

$$\Phi P_n = \Phi 0.68 A_e f_{cu} R_e \quad (3.6.1)$$

$$\begin{aligned} \Phi P_n &= 0.7(0.68)(2)(70)(293)(40)[1-2(0)/20](1/1000) \\ &= 781 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

b) 计算用 C20 砂浆灌浆的节点承载力。

1) 40mm 对头接缝处灌浆, 板孔不灌浆(图 3.6.1(b))。

$$\Phi P_n = \Phi 0.68 A_e f_{cu} R_e \quad (3.6.1)$$

$$\begin{aligned} \Phi P_n &= 0.7(0.68)(2)(70)(293)(40)[1-2(0)/20](1/1000) \\ &= 781 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\Phi P_n = \Phi 0.8 t_g l f_{cu}' C R_e / k \quad (3.6.2)$$

$$f_{cu}' = 20 \text{ N/mm}^2$$

$$C = 1.0$$

$$k = 0.65 + (20 - 21.5)/431 = 0.65$$

$$\Phi P_n = 0.7(0.8)(40)(1000)(20)(1.0)$$

$$[1-2(0)/20](1/1000)/0.65$$

$$= 689 \text{ kN/m} < 781 \text{ kN/m}$$

因此  $\Phi P_n = 781 \text{ kN/m}$

从 8 层到顶层可采用。

2) 40mm 对头接缝和板孔中均灌浆(图 3.6.1(c))。

$$\Phi P_n = \Phi 0.68 A_e f_{cu} R_e \quad (3.6.1)$$

$$\Phi P_n = 0.7(0.68)(2)(70)(1000)(20)[1-2(0)/8](1/1000)$$

$$= 1333 \text{ kN/m}$$

$$\text{或 } \Phi P_n = \Phi 0.8 t_g l f_{cu}' C R_e / k \quad (3.6.2)$$

$$f_{cu}' = 20 \text{ N/mm}^2$$

$$C = 1.4[21.5/20]^{1/2} = 1.45$$

$$k = 0.65 + (20 - 21.5)/431 = 0.65$$

$$\Phi P_n = 0.7(0.8)(40)(1000)(20)(1.45)$$

$$[1-2(0)/8]/0.65(1000)$$

$$= 999 \text{ kN/m}$$

因此  $P_n = 1333 \text{ kN/m}$

8 层以下, 用 40mm 对头接缝, 板孔中灌浆。

应注意的是, 本例证的目的, 只是为了介绍节点本身的计算方法, 但例题中所用的计算公式, 是按美国预制/预应力混凝土协会(PCI)空心板设计手册中推荐的公式转换成公制而得的, 未与我国有关规范协调, 此外, 为了简单扼要的说明主要问题, 例证中也未考虑大多数房屋存在的, 由于外廊, 墙中洞口的过梁等引起的集中荷载对节点荷载的影响, 因此, 例题中的数据不能直接引用。

## 第四章 空心板体系的隔板作用

### 前言

保证楼板结构的整体性，并起到将作用在楼板上的横向力传递到房屋结构体系的支撑点上去的作用，就是一般称之为楼板体系的隔板作用。

下述的四种措施，是常用的将预制混凝土楼板组合成水平抗剪隔板体系的做法。

1. 在预制楼板上加 5~8cm 现浇混凝土面层，这是采用的最广泛的办法。尤其适用于面板薄的预制楼板，如双 T 或单 T 板上，和需要用叠合部分增加其垂直强度和刚度的预制楼板。
2. 用预埋件将楼板焊接成整体。
3. 预制楼板中伸出联接用钢筋(胡子筋)，吊装后用水泥砂浆灌缝。
4. 第四种做法就是采用摩擦剪力钢筋的概念。这种做法是在空心板板缝内灌浆(1:3 水泥砂浆)，并在板端缝内配置摩擦剪力钢筋，以及在芯孔中灌浆和配筋。

上述第四种做法比其他三种做法的优点是，制作，吊装简单，整体经济效益好。这种做法在五十年代已有人采用，1971 年美国混凝土协会建筑规范(ACI Building Code)推荐了这种观点，从而这种做法在美国得到广泛的认可和推广应用。

八十年代，美国混凝土技术协会(Concrete Technology Association; CTA)又对无现浇混凝土面层的空心楼板体系作为隔板承受横向力的能力作了专门的试验研究，特别是对这种体系的延性，承受反复荷载的能力作了试验研究。试验的结果表明：

1. 配有摩擦剪力钢筋，无现浇混凝土面层的空心楼板体系是一种很好的抗侧力隔板结构体系。
2. 灌缝砂浆开裂前，能承受相当大的剪力，试验时的板缝平均剪应力为美国混凝土协会建筑规范规定的剪应力  $0.28 \text{ N/mm}^2$  的六倍以上。
3. 板缝开裂后，配置在边梁中的剪力钢筋，能在边梁和板缝之间产生足够的紧箍拉力，有效的将摩擦剪力传到边梁上去。
4. 板缝开裂后，抗剪能力较开裂前会有所提高。即使在边梁产生很大的裂缝情况下，仍能保持高于设计值的抗剪能力。
5. 板缝有良好的承受反复荷载的能力，在反复荷载作用下可以保持很小的变形。但即使在边梁产生很大的裂缝(38mm)后，仍能保持承受较高(高于设计值)反复荷载的能力。

基于系统的试验研究和长期的实践经验，目前，摩擦剪力钢筋概念已在美国被广泛的应用于空心楼板的隔板设计中。在美国的加州(强地震地区)，同样有采用无现浇混凝土面层的混凝土空心板体系的高层建筑，经过实际地震考验，效果良好。

应该认识到，隔板是一个将楼板体系上的横向力，从受力点传递到支承点去的完整结构体系。隔板必需通过设计确定，而不能仅仅靠构造保证。例如，现浇面层增加了刚度，有利于在不规则和有较大孔洞的房屋平面中布置连续性连接节点。然而，现浇混凝土面层也增大了设计地震力。对平面比较规则的一般房屋，加现浇混凝土面层也并不一定有利。

为了系统的介绍美国对空心板组成的隔板的设计方法，特

将美国预制预应力混凝土协会的空心板设计手册第四章中有关隔板设计方面的论述，包括设计例证，基本上按原文介绍给读者。

#### 4.1 概述

当将空心板用作楼板或屋面板体系时，它自然会在一定程度上成为房屋结构中承受横向力的隔板。作用在房屋上的横向力有侧向土压力，风荷载和地震作用。隔板的作用就是将房屋结构体系中的横向力从受力点传递到其支撑点上去，然后再由支撑点将其传到基础上去。空心板隔板的设计就是设计其横向传力的连结节点和空心板体系承受横向力的强度和延性性能。

当将空心板用作隔板时，房屋设计师和空心板供应商之间应有密切联系。因为在隔板中对空心板会有要求，然而只有房屋设计师才能确定与横向力有关的参数，即支撑点的位置和相对刚度。如果空心板的设计责任由供应商承担，则作用在隔板上的横向力的大小和位置，以及支撑点的位置和传力的大小都必需有明确说明。当空心板需要与其它建筑构件连结，或对连结节点有传力以外的要求时，都必须在合同中详加说明。

此外，隔板设计中还要考虑结构整体性的要求。美国混凝土协会房屋混凝土结构规范中(ACI 318)，对预制混凝土结构提出了应满足的基本条件。对大型墙板承重墙结构，规定了配置通长连接拉筋时需考虑的最小力。对于其他预制结构，只规定了一般设计原则。但不管那种情况，最基本的要求就是要有一个将任何一点上的力传到基础上去的完整的传力线路。可以明显的看到，隔板是一个由预制构件，连接节点，连接拉筋等部分组成的大型传力结构体系。一般说来，能满足隔板承载力和

传力要求的系统，也能符合结构整体性的要求。

#### 4.2 设计荷载

作用在空心板隔板上的横向力包括侧向土压力，风荷载和地震作用。土压力是由土的性质而定，风和地震荷载则由有关规范确定。土压力和风荷载是实际作用的力。地震作用则是考虑地层移动在结构中产生的力。土压力和风荷载可以看作是静荷载，而地震作用必须按动荷载考虑。在所有情况下，构件都应组合成一个完整的隔板，但对于抗地震体系来讲，延性更为重要。

上述各种荷载，都需根据我国有关规范确定，这当然不属于本文讨论的范围。

#### 4.3 横向力的分配

作用于房屋结构上的横向力确定后，下一步就是如何确定横向力在支撑构件间的分配问题。这个问题一般是一个需根据变形协调来确定的超静定问题。其中需要考虑隔板结构和横向支撑结构的刚度问题。空心板隔板结构相对于横向支撑结构来讲，一般可以看作为无限刚体。但根据横向力的大小，有时也需考虑空心板隔板结构的变形，此时其分析方法要复杂得多，因此只在位于强地震区且形状复杂的房屋才考虑。一般，在低地震区的多层房屋，隔板结构按无限刚度考虑是合理的。

柔性隔板和刚性隔板的差别如 4.3.1 所示。(a)图中为隔板可变形而支撑结构为刚体的情况，此时隔板结构像一连续梁一样。隔板中的剪力和弯矩是根据其平面几何变形确定的。(b)图中隔板为刚体而支撑结构为可变形的情况。隔板中的剪力和弯

矩是根据支撑结构的相对刚度来确定的。可以看出这两者间的差别是相当大的。实际情况当然是在这两者之间，根据隔板结

构刚度的不同，比较接近(a)或者(b)。

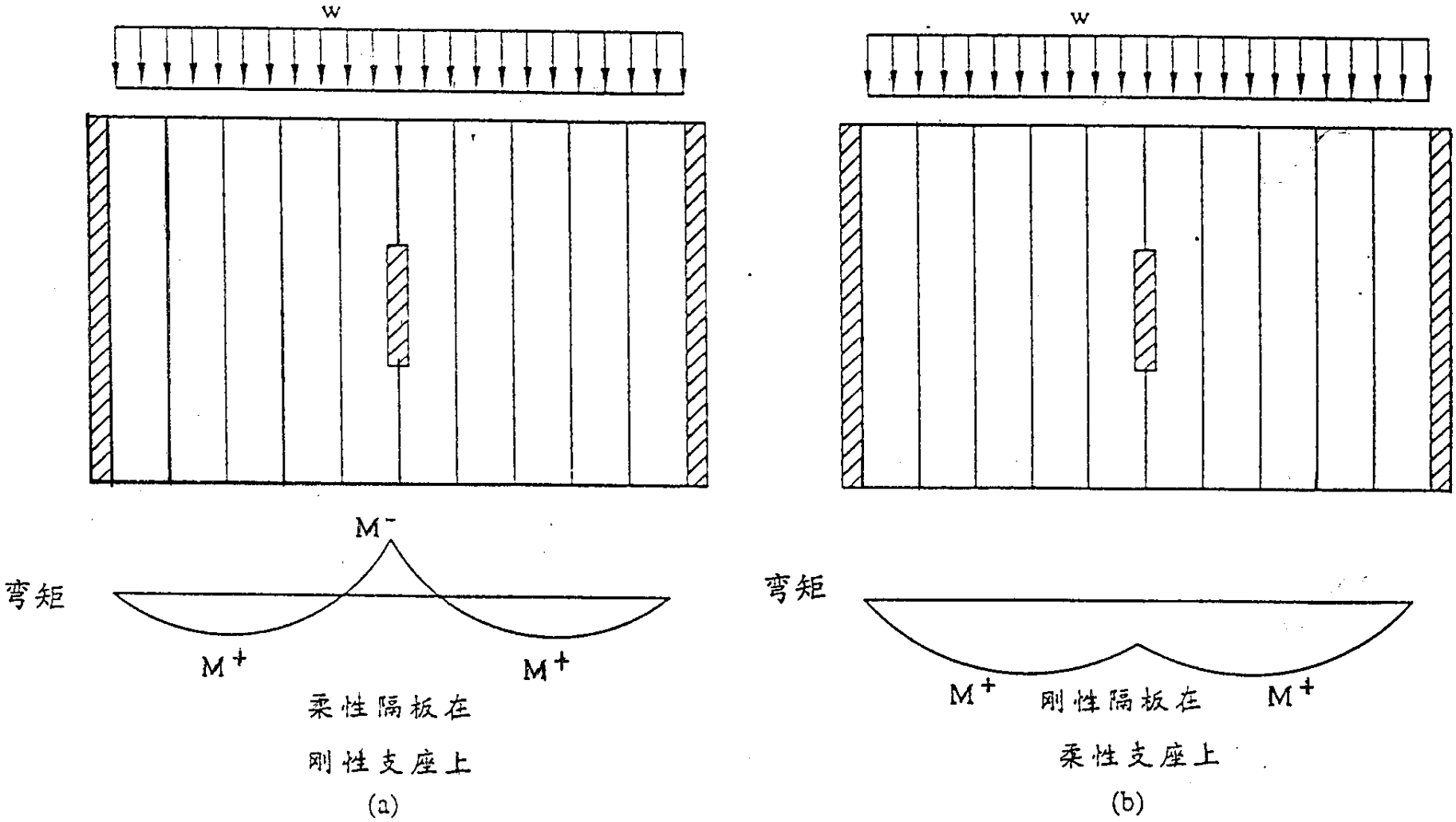


图 4.3.1

在地震区，隔板结构的柔性的考虑变为尤为重要。美国统一建筑规范(UBC)中要求在计算地震作用在水平面上的分配时，应考虑隔板的柔性。同时规定隔板结构的最大横向位移可以比同一层的楼层平均楼层位移大出两倍以上。但这一规定只适用2、3和4类地震地区。美国国家建筑规范(BOCA)中只简单的说在B级或更强的地震区，计算地震力在水平面上的分配时，应考虑支撑结构和隔板结构的相对刚度。因此，规范中并没有要求对风荷载和低地震区(美国统一建筑法规中的0和1区；美国国家建筑法规中的A级)考虑隔板的柔性。

考虑隔板结构的柔性时，有关参考资料介绍了隔板结构开裂后的惯性矩的计算方法，和按空腹桁架模型的计算方法。由于柔性隔板结构的计算牵涉到许多隔板结构以外的因素，已超出本手册的讨论范围。

4.4 结构整体性

如本章第一节所述，美国混凝土协会房屋混凝土结构规范中要求考虑预制混凝土结构的整体性。要合理处理承受横向荷载的节点做法，要能满足有一个完整传力路线的结构整体性理论。规范中规定了一些最低要求，其中与隔板结构有关的有以下几条：

- 1. 除大板承重墙以外的所有房屋，隔板结构需与其周围的圈梁等加强构件联结，其强度应不小于 4.4 kN/m。
- 2. 对大板承重墙结构的房屋，其加强拉力构件的拉力如图 4.4.1 所示。各类拉力的最小强度应不小于下列规定：

$T_1$ —标志强度 21.9 kN/m 沿楼面(屋面)跨度

$T_2$ —标志强度 71 kN

$T_3$ —标志强度 21.9 kN/m 沿墙的长度

假如隔板结构中的实际力大于上述最小强度时，则上述最小强度不起控制作用。

对于地震荷载，宁可用普通钢筋作为拉力构件的配筋来限制伸长和变形. 在非地震区，可以采用未张拉的预应力钢筋来满足强度要求。

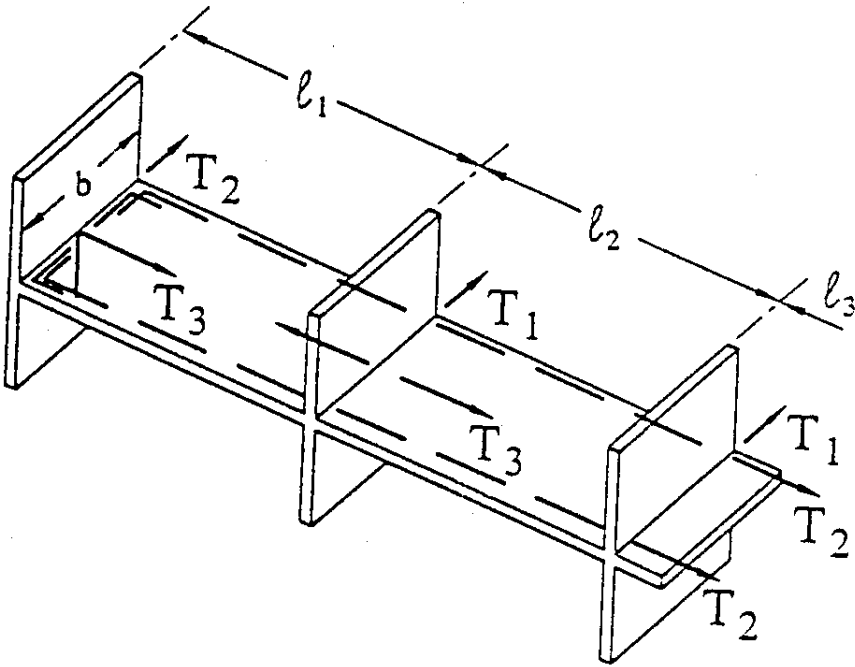


图 4.4.1

4.5 隔板结构的组成部分

图 4.5.1 中表示了组成隔板结构的几种构件，这几种构件

的定义规定如下：

**圈梁构件** (Boundary Element)：围绕隔板结构或开洞洞口周围的构件，而这些构件是与隔板结构连接在一起的。这些圈梁构件可以在隔板结构体系中起到弦杆或拉杆作用。

**集力器** (Collector)：将剪力从隔板传到侧向承重构件去的

部件。

**弦杆** (Chord)：当隔板结构受弯时，起到隔板结构翼缘的受拉或受压构件。

**拉杆** (Drag Strut)：拉住横向承重构件使其承受横向力并使隔板结构可在更大范围内分配和传递剪力(也名隔板撑杆)。

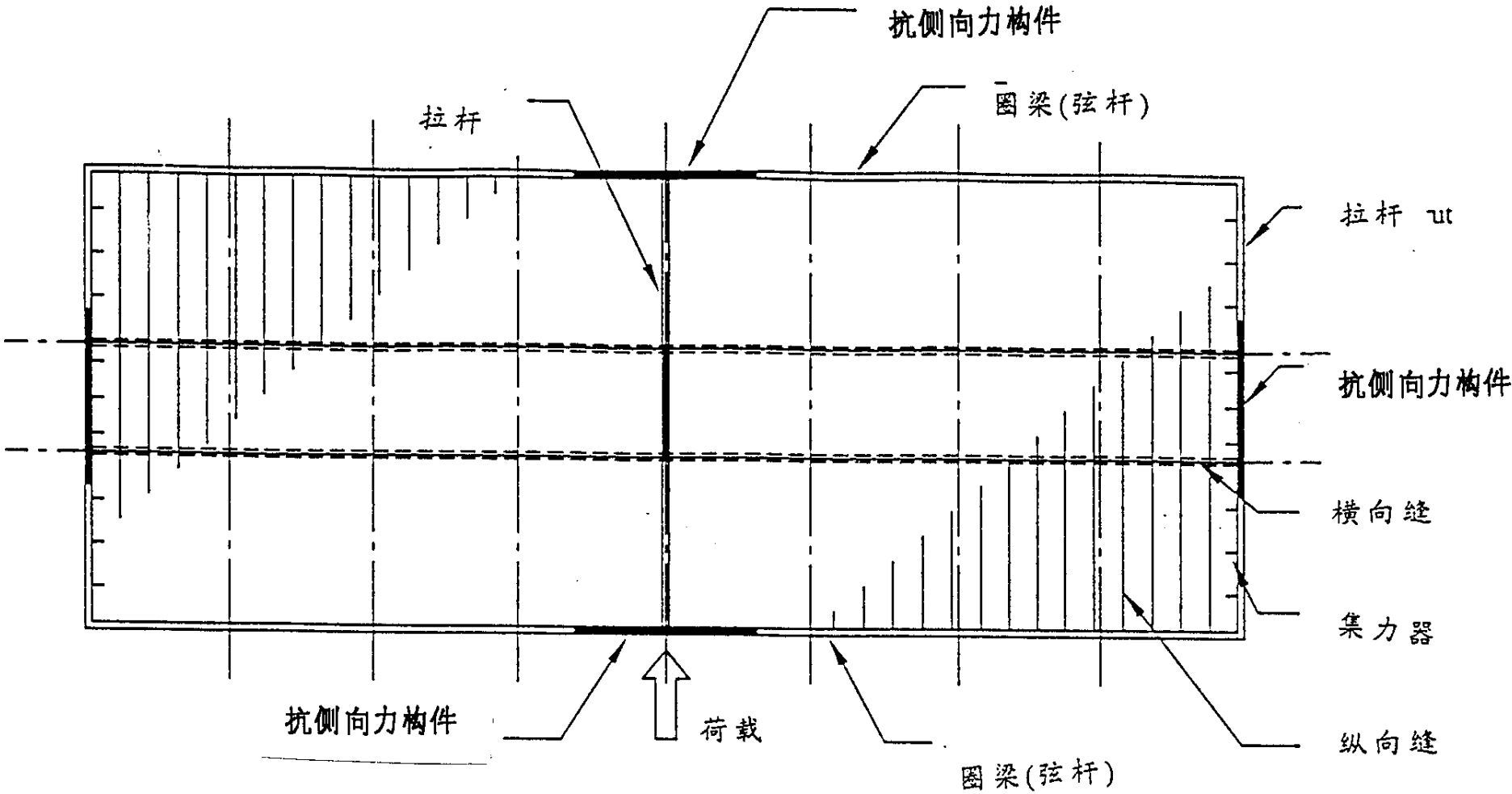


图 4.5.1 隔板构件

**纵向接缝**(Longitudinal joint): 平行于板跨度方向的连接接缝。

**横向接缝**(Transverse joint): 垂直于板跨度方向的连接接缝。

满足结构整体性的隔板结构必须有上述的某些类型的圈梁构件。这些圈梁构件对于保证隔板结构有足够承载力将横向荷载传递到横向承重构件去起到重要作用。作为弦杆时,应在圈梁构件内配备受拉钢筋,使其起到水平深梁或拱拉杆作用,也可沿纵向接缝中配备受剪钢筋来传递剪力。

集力器是将力从隔板结构传到横向承重结构的部件,是所有隔板中都须配备的。这种集力器也是保证横向力传递到基础去的完整传力路线所必需的,集力器也可以起到将力收集到隔板结构去的作用。

拉杆在较长的隔板结构中作为隔板撑杆,起到保证将隔板中的剪力传到横向承重结构的作用。拉杆是平行于作用力,接受隔板上的力并以拉力或压力的形式将力传到横向承重结构上去。当隔板结构的结构整体性能保证直接与横向承重结构连接时,是不需要用拉杆的。拉杆起分散剪力的作用,否则会产生高度集中的局部剪力。美国统一建筑规范(UBC)中规定在 2, 3 和 4 地震区中要设置拉杆。美国国家建筑规范(BOCA)中没有提到拉杆,但可在 B 类及更强的地震区中采用。

当隔板是由带顶部现浇混凝土层的空心板体系组成时,其圈梁构件可以由现浇层中的配筋组成。当没有顶部现浇层时,则是由空心板外侧的灌浆或混凝土构件组成。作为一个简单例子,图 4.5.2 中表示了两种常用的圈梁构件。在(a)中,圈梁配筋是放在砌体圈梁中的,而集力器配筋则放在板间的缝中。在

(b)中,圈梁配筋是放在板端用灌浆或混凝土做成的圈梁中的,而集力器配筋仍是放在板间的缝中的。这两者间的主要差别是(a)圈梁中的配筋和隔板有一个偏心,而(b)圈梁中是没有偏心的。没有偏心的圈梁,对抗地震的作用更好。应用于美国统一建筑规范(UBC)中的 3 和 4 地震区中,和美国国家建筑规范(BOCA)中的 C、D 和 E 类地震区中。

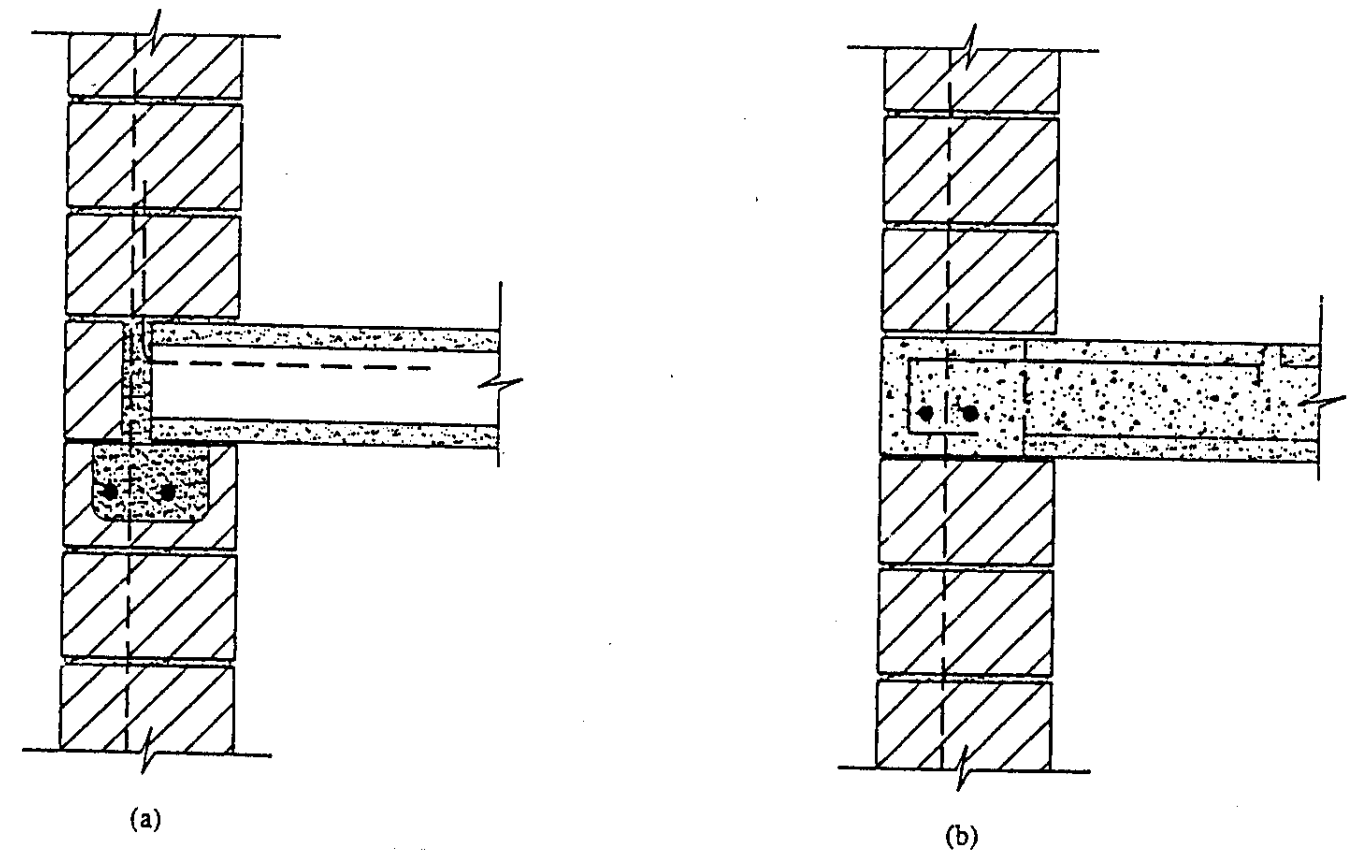


图 4.5.2 外围构件(圈梁)

## 4.6 隔板的承载力

隔板的承载力应能将横向作用力从其作用点传到受力点。隔板结构跨在横向承重结构间成为一个深梁或带拉杆的拱，隔板必需是一个能承受发生于其内部的剪力和拉力的完整体系。

### 4.6.1 纵向板缝

空心板缝间的灌缝，可以传递纵向剪力。剪应力按 80psi (0.55MPa) 计算，则接缝灌浆的纵向受剪承载力为：

$$\Phi V_n = \Phi (0.08) h_n l \quad (4.6.1)$$

其中

$l$ —接缝计算长度(in)；

$h_n$ —接缝内锁键块净高(in)；

$\Phi$ —0.85。

当接缝剪力超过接缝灌浆受剪承载力，或须考虑其延性时，则剪力摩擦原则可用于设计垂直于纵向缝的剪力钢筋。这种剪力钢筋一般不必沿板缝配置，而是宁可放在板端的横向接缝中。如图 4.6.1 所示配置的钢筋可计算如下：

$$A_{vf} = V_u / \Phi f_y \mu \quad (4.6.2)$$

式中

$V_u$ —乘系数后的作用剪力；

$\mu$ —摩擦系数， $\mu=1.0$  用于平行于纵向接缝的剪力；

$\mu=1.4$  用于平行于灌浆可能流入板孔的横向接缝的剪力；

$\Phi$ —0.85；

$f_y$ —钢筋的屈服强度。

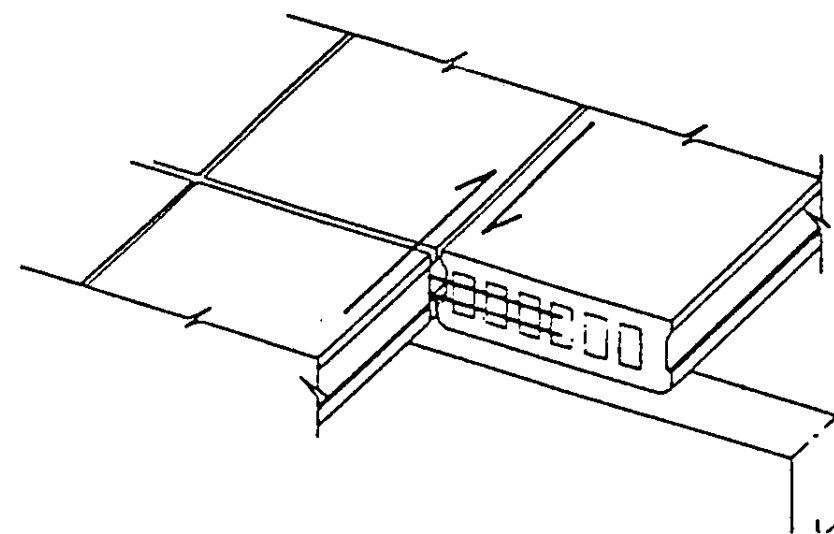


图 4.6.1 对头缝中的剪力摩擦钢筋

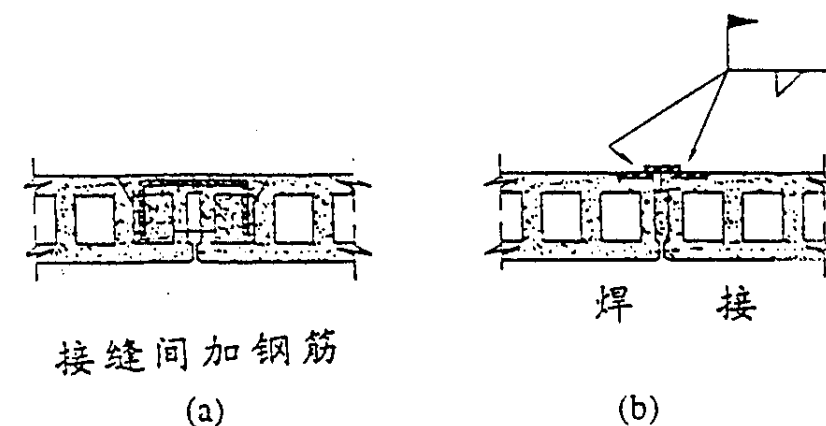


图 4.6.2 纵向缝中的剪力连结方案



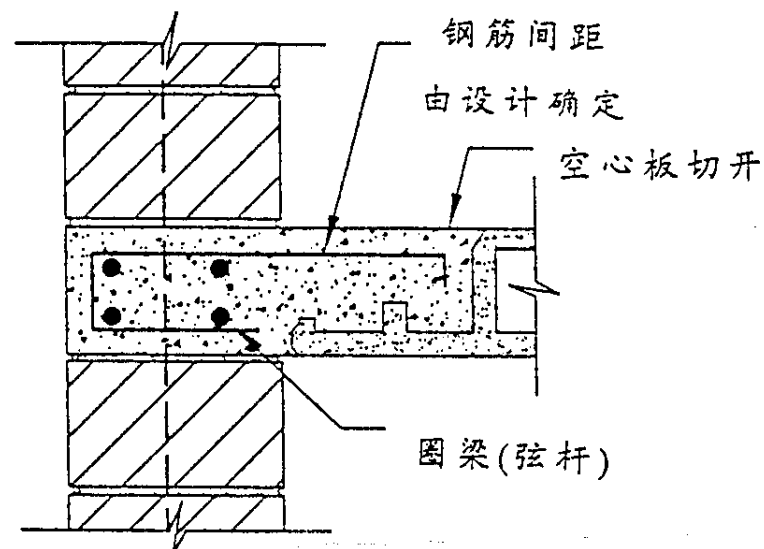


图 4.6.3 集力器节点详图

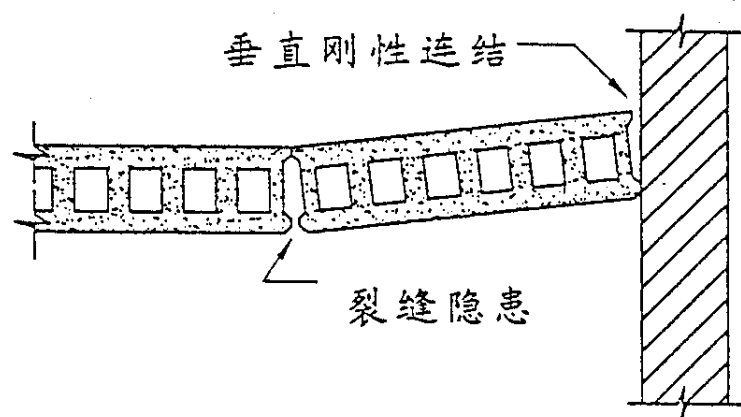


图 4.6.4 刚性连结的隐患

图 4.6.1 中表示了用钢筋横穿纵向接缝的做法，这是最经济的加强接缝的方法，在其他情况下，也可改用其他方法。图 4.6.2(a) 中表示了用钢筋横跨纵向缝然后在板孔中灌浆的做法。当需要放入横向接缝中的加强钢筋太多，会导致钢筋过密时，必须考虑采用这种做法。图 4.6.2(b) 中表示了用横跨纵向接缝的钢板焊在预埋件上的做法。采用这种做法时，必须与空心板供应商联系好，保证预埋件有正确的位置。

在隔板需将其剪力传递到横向承重结构，圈梁系统或拉杆上去的地方，其情形就和有一条纵向接缝情况一样。可在可能产生裂缝的平面处，设置承受纵向剪力的集力节点，同时也可用剪摩擦来设计节点的剪力钢筋。图 4.6.3 中表示了一个集力节点的详图。一般拉杆和圈梁系统的垂直刚度和楼板系统的垂直刚度接近，但横向承重结构的垂直刚度则要大得多。因此在横向承重结构处的集力节点的强度和坚固性就显得特别重要。同时我们还必须考虑结构的正常工作情况。在刚性垂直构件处，应考虑允许楼板起拱或下垂时接点处不产生应力。图 4.6.4 中表示了在第一条纵向接缝处采用刚性接缝时可能发生的破损。可能发生的破损程度和板的跨度和荷载有关，经验证明，对小跨度轻荷载的板一般也没有问题。

对于不同垂直刚度的影响，应考虑以下几点：

1. 要确定其破损不会影响节点系统的强度和功能。
2. 将刚性节点放在垂直变位不大的支承接点附近。
3. 在节点构造中允许其产生垂直变位。

#### 4.6.2 横向板缝

如 4.6.1 节中所述，横向接缝可以有好几种功能，可配置

承受纵向接缝剪力的剪摩擦配筋。横向接缝也可作为承受隔板传向横向承重结构横向力的受拉或受压系杆，还可作为隔板结构承受侧向弯矩时的弦杆。最后，隔板中间的横向接缝还可作为水平梁的腹杆，用以传递剪力，保证隔板组合梁的有效高度。

纵向缝的摩擦剪力钢筋的设计问题已在 4.6.1 节中叙述。传力系杆的配筋也可按下列公式计算：

$$A_{vf} = V_u / \Phi f_y \quad (4.6.3)$$

弦杆的拉力配筋是用以加强隔板受弯强度的。建议隔板受压边到受拉钢筋的有效高度限制为 0.8 乘以隔板高度。因此，弦杆配筋可计算如下：

$$A_s = M_u / \Phi 0.8 h f_y \quad (4.6.4)$$

式中

$h$ —隔板高度；

$\Phi$ —0.9。

由于隔板与其说起梁的作用不如说更近似于带拉杆拱的作用，因此，隔板端部弦杆中的拉力并不等于零。弦杆配筋必需在隔板端部予以锚固，一般将钢筋在角部加标准弯钩即可。由于隔板腹杆中的剪力，产生了平行于横向接缝的剪力。埋放在纵向接缝锁键中，垂直于横向接缝的摩擦剪力配筋可以用以承受这部分剪力。作用的剪力可按下列公式计算：

$$V_h = V_u Q / I \quad \text{或} \\ V_h = M_u / j h \quad (4.6.5)$$

对于第一种情况，先算出单位剪力，然后按剪力图形配置摩擦剪力钢筋。对于第二种情况，算出以内部成对拉力或压力形式出现的总剪力，在这种情况下，摩擦剪力筋均布配置在最大弯矩到零弯矩区段内。建议在美国统一建筑规范(UBC)的 3 和

4 区以及美国国家建筑规范(BOCA)地震级别 C，D 和 E 区内，摩擦剪力钢筋按剪力图形配置，以便减少剪力筋均布配置时产生的内力重分配。

由于上述的接缝方向和力的作用方向的区别，上述横向接缝中的配筋不是全可以叠加的。典型的如弦杆拉力和纵向接缝的剪力会同时并存。而当力作用于垂直方向时，传力系杆中会产生拉力。

#### 4.7 集力器

集力器是用以传力的联接节点，它是将力传到隔板结构上去，或将隔板上的力传到圈梁系统。传力系杆或横向承重结构上去的连接节点。前面的讨论中已经指出，摩擦剪力设计方法可以用于传力节点的配筋。摩擦剪力钢筋是用于承受剪力的拉力钢筋。在布置这种钢筋时，先要确定一个开裂面，而钢筋必需在裂缝两边都有足够的锚固长度使钢筋能充分发挥其强度。在横向圈梁构件处，钢筋可以锚固在灌浆板缝的接缝锁键中，或者放进去掉面板的板孔芯中，然后浇灌混凝土使其有足够锚固长度。目前文献中还没有说清楚什么时候传力节点钢筋在接缝锁键中的锚固是可靠的，什么时候传力节点钢筋应放在板孔中去。有人担心当圈梁构件和板缝锁键开裂后，传力节点钢筋可能会失去锚固。考虑到地震产生的变形和反复荷载，在强地震区的传力节点的钢筋最好是锚固在空心板的孔芯中，建议在美国统一建筑规范(UBC)规定的 3 和 4 区，美国国家建筑规范(BOCA)规定的 C 和更高区的传力节点的钢筋均应锚固在空心板的孔芯中。

在非地震区和低度地震区的传力节点不一定需要设置钢

筋。特别是与横向承重构件直达联接时，只要楼板体系的传力节点布置的合适，焊接和螺栓联接就已有足够的强度。

#### 4.8 有现浇面层和无现浇面层的对比

当板顶现浇混凝土层作为组合结构考虑时，现浇混凝土层的最小厚度应为 50~100mm。此时可以不考虑空心板而将现浇混凝土层单独作为隔板设计。当现浇混凝土层隔板有足够的强度和刚度，而其连接节点却布置在空心板体系中时，则在空心板与现浇混凝土层接触面中将产生剪力。这些剪力将分布在整个接触面上，但在联接节点附近将有比较高的集中剪力。但如第二章中所说，其水平剪力仍应保持低于 0.55 Mpa。

组合结构的主要优点是现浇面层增加了刚度，并易于在不规则和有孔洞的平面中布置连续性连接节点。然而，在地震区，现浇混凝土面层也增大了设计地震力。因此建议只对强地震区的不规则和大跨高比的隔板考虑加现浇混凝土层。

当隔板内力系统能直接传递，而且隔板的平面内的挠度仍在允许范围内时，建议采用无现浇面层的空心板隔板。本章的最后例证中给出了确定隔板挠度的方法。在强地震区的地方方法可能限制采用无现浇面层的空心板隔板。

#### 4.9 设计例证

房屋平面图如图 4.9.1 所示，设计无顶部现浇层的空心楼板隔板和有关连结节点详图。假定：

- a. 按美国统一建筑规范(UBC)规范的风荷载。
- b. 按美国统一建筑规范(UBC)规范的“0”、“2A”地震区。

房屋参数

6 层

层高：楼板到楼板 14 ft

8" 空心板楼板重量  $w_t = 53.5$  psf

隔墙和设备重量  $w_t = 20$  psf

预制框架重量  $w_t = 32$  psf

外墙体系重量(平均)  $w_t = 35$  psf

解答：

a. 0 地震区；基本风速 80mph。

设计风压力  $P = C_e C_q q_s I_w$

其中

$C_e = 1.53$

$C_e = +0.8, -0.5$

$q_s = 16.4$

$I_w = 1.0$

$P = 1.53(0.8)(16.4)(1.0) = 20.1$

$= 1.53(0.5)(16.4)(1.0) = \underline{12.5}$

32.6 psf

作用在隔板上的风荷载  $w = 14(0.0326) = 0.46$  k/ft

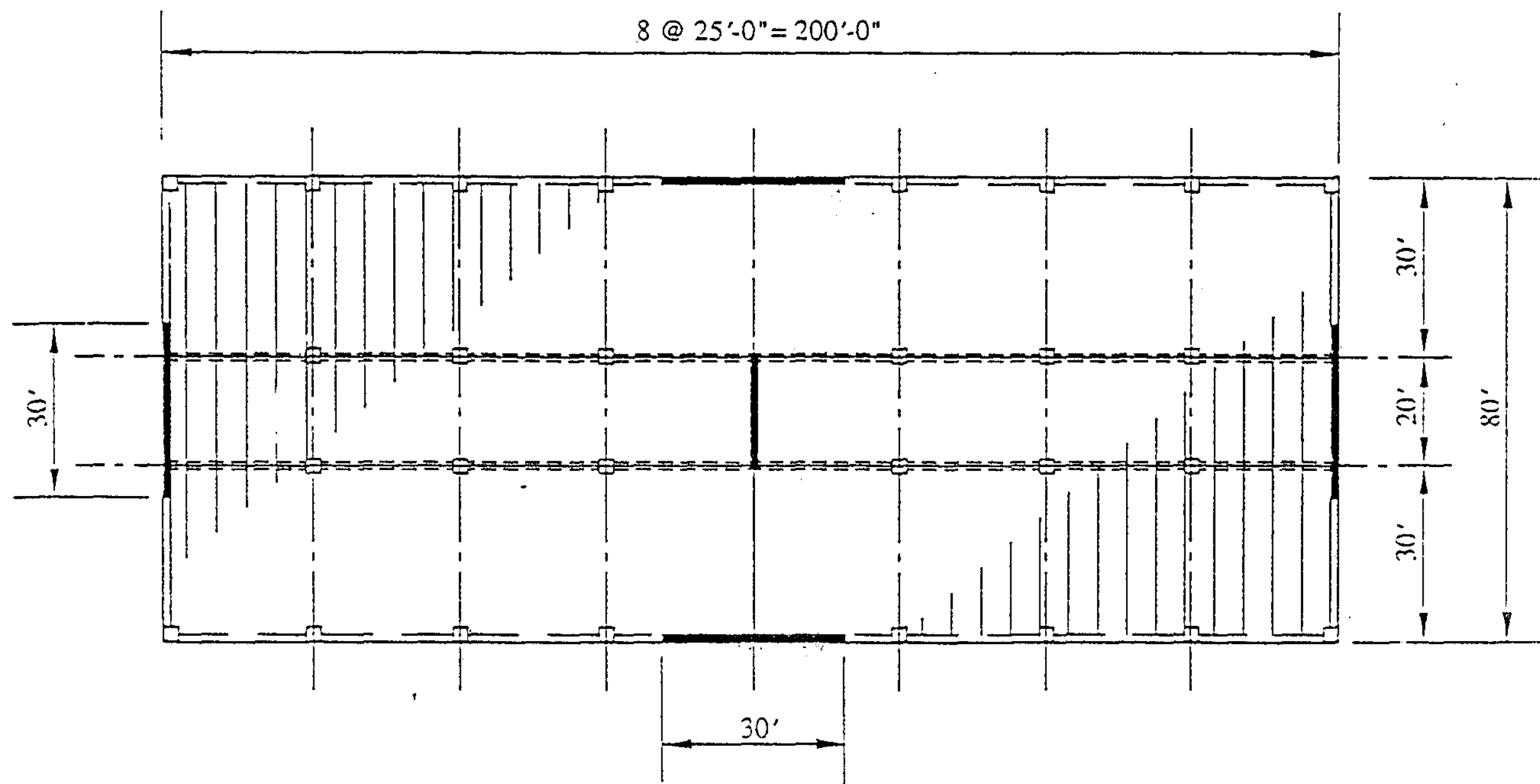


图 4.9.1

- 平行于空心板跨度方向的风力

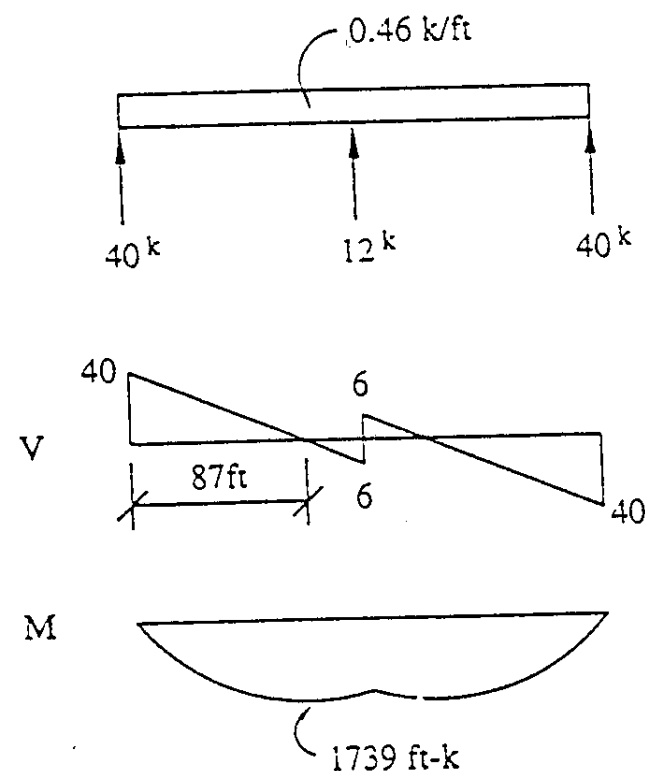
$$\text{总剪力 } V = 200(0.46) = 92 \text{ k}$$

假定为刚性隔板，则每段墙上承受的剪力由其弯曲刚度确定：

$$30 \text{ ft 墙: } V = 40 \text{ k}$$

$$20 \text{ ft 墙: } V = 12 \text{ k}$$

隔板的受力平衡图如下：



乘以荷载系数的设计荷载为：

$$V_{u30} = 1.3(40) = 52 \text{ k}$$

$$V_{u20} = 1.3(6) = 7.8 \text{ k}$$

$$M_u = 1.3(1739) = 2261 \text{ ft-k}$$

- 弦杆力

用边梁作为弦杆：

$$T_u = M_u / \phi 0.8h = 2261 / 0.9(0.8)(80) = 39.3 \text{ k}$$

用通过柱连结起来的联系梁承受此力，以及因体积变形和重量产生的力(见图 4.9.2；节点 C)。

通过中间部位墙的弦杆必须连续。

$$A_s = T_u / f_y \quad (T_u \text{ 中已考虑了 } \phi)$$

$$= 39.3 / 60 = 0.66 \text{ in}^2$$

用 2- #6 ( $\phi 3/4$  英寸)钢筋(图 4.9.2，节点 F)。

- 隔板和弦杆的连结

$$V_{uh} = M_u / jh ; \quad j \geq 0.8$$

$$V_{uh} = 2261 / 0.8(80) = 35.3 \text{ k}$$

该剪力分布在零弯矩到最大弯矩区段内

$$V_{uh} = 35.3 / 87 = 0.41 \text{ k/ft}$$

此外，这些连接点还要承受外墙系统上的负风荷载。

$$w_u = 1.3(0.0125)(14) = 0.23 \text{ k/ft}$$

按 300 lb/ft 考虑结构整体性(见图 4.9.2，节点 A)。

横向节点也要承受同样的力。用摩擦剪力计算配筋，钢筋放在与横向板缝垂直方向的板缝中，板缝的间距 3 ft。

$$A_s = [3(0.3) / 0.9(60)] + [3(0.41) / 0.85(60)(1.4)]$$

$$= 0.034 \text{ in}^2 / \text{板缝}$$

每隔一条板缝用一根 #3 ( $\phi 3/8$  英寸)钢筋(见图 4.9.2，节点 B)。

- 纵向剪力

最大纵向缝的剪力，是在 30ft 剪力墙边的第一条板缝处。  
因为只有中间跨的板才能与该剪力墙直接连结，因此只能考虑中间跨的板缝长度。

$$V_u = 52 \text{ k}$$

$$\Phi V_n = \phi (0.08) h_n l$$

$$= 0.85(0.08)(8-2)(20 \times 12) = 97.9 \text{ k}$$

考虑到接缝中可能出现收缩裂缝，可在中间跨两端的横向板缝中配置剪摩擦钢筋。

$$A_{vf} = V_u / \phi f_y \mu = 52 / 0.85(60)(1.0) = 1.02 \text{ in}^2 / 2 \text{ 个横缝}$$

$$= 0.51 \text{ in}^2 / 1 \text{ 个横缝}$$

用一根 #7 ( $\phi 7/8$  英寸) 钢筋 (见图 4.9.2, 节点 B)。

# ● 与 30 ft 剪力墙的连接

$$V_u = 52 \text{ k}$$

此外，负风压也需通过这个节点，但不和剪力同时起作用。  
结构整体性的拉梁将承担这部分力。

$$T_u = (0.3)(20) = 6 \text{ k (每跨)}$$

用摩擦剪力配筋

$$A_{vf} = 1.02 \text{ in}^2 \text{ (根据上述数据), 或}$$

$$A_s = 6 / (0.9)(60) = 0.11 \text{ in}^2 \text{ 不控制}$$

在板端附近，用 4-#5 ( $\phi 5/8$  英寸) 钢筋 (见图 4.9.2, 节点 D)。

另一种方法也可以用机械连接法传递同样的力。

# ● 中间 20ft 剪力墙处的剪力

同样按刚性隔板的假设：

$$\text{在墙每边的剪力 } V_u = 7.8 \text{ k}$$

$$A_{vf} = 7.8 / [0.85(60)(1.0)] = 0.15 \text{ in}^2$$

在板端附近用 2-#4 钢筋

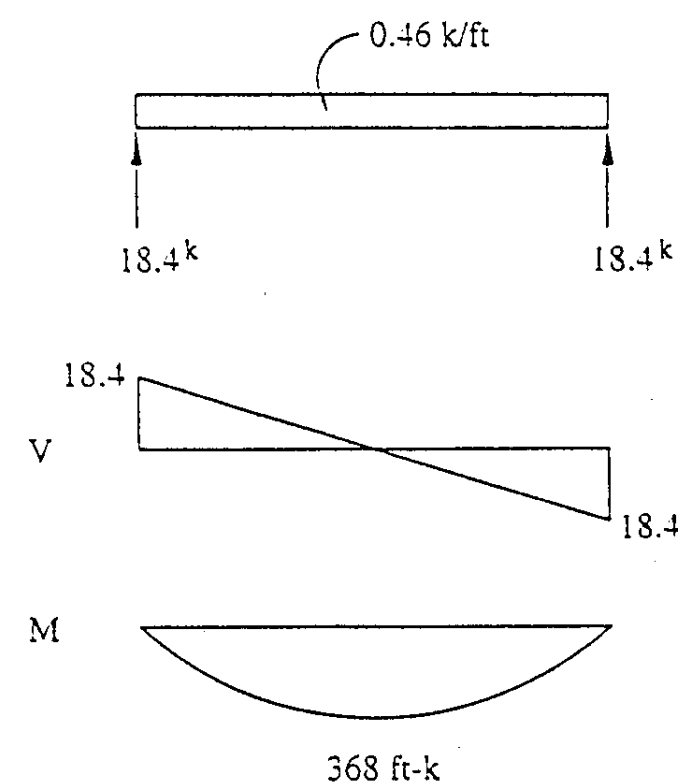
# ● 垂直于空心板跨度方向的风力

$$\text{总的 } V = 80(0.46) = 36.8 \text{ k}$$

分配到墙上的是：

$$V = 36.8 / 2 = 18.4 \text{ k}$$

隔板的力平衡图如下：



乘以荷载系数的设计荷载为:

$$V_u = 1.3(18.4) = 23.9 \text{ k}$$

$$M_u = 1.3(368) = 478. \text{ft-k}$$

● 弦杆力:

$$T_u = M_u / \phi 0.8h = 478 / 0.9(0.8)(200) = 3.3 \text{ k}$$

$$A_s = 3.3 / 60 = 0.06 \text{ in}^2$$

通过横向缝的#3 (φ 3/8 英寸) 钢筋可以承受弦杆力

(见图 4.9.2, 节点 B)

纵向剪力  $V_{uh} = M_u / jh \cong 478 / 0.8(200) = 3.0 \text{ k}$  不控制。

● 与墙的剪力连结

用摩擦剪力配筋

$$V_u = 23.9 \text{ k} / 30 \text{ft 墙}$$

$$= 0.8 \text{ k} / \text{ft} \text{ 比平行楼板方向的风力大}$$

在中间 3 ft 板缝中配置钢筋。

$$A_{vf} = 3(0.8) / 0.85(60)(1.4) = 0.034 \text{ in}^2 \text{ 每条缝}$$

隔一条缝中配置 1-#3 (φ 3/8 英寸) 钢筋(见图 4.9.2, 节点

F)。

● 横向缝中的剪力

$$V_u = 1.3(18.4 - 0.46 \times 30) = 6 \text{ k}$$

$$A_{vf} = 6 / [0.85(60)(1.0)] = 0.12 \text{ in}^2$$

隔一条缝中配置 1-#3 (φ 3/8 英寸) 钢筋. (见图 4.9.2, 节点 B)。

b) 地震区 2A

每层上的房屋重量:

$$w_i = 80(200)(0.0535 + 0.020 + 0.032) + 14(0.035)$$

$$(200 + 80)(2) = 1962 \text{ k}$$

$$\text{因而 } W = 6(1962) = 11772 \text{ k}$$

● 基础剪力

$$V = ZICW/R_w$$

$$Z = 0.15$$

$$I = 1.0$$

$$C = 2.75$$

$$R_w = 8$$

$$V = [0.15(1.0)(2.75) / 8] (11772) = 607 \text{ k}$$

● 垂直分配

$$F_t = 0.07TV$$

采用场地系数 1.2 和  $C=2.75$

$$T = 0.4 \text{ 秒} < 0.7 \text{ 秒}$$

$$F_t = 0$$

$$F_x = [(V - F_t) w_x h_x] / [\sum w_i h_i]_{i=1}^n$$

$w_i$	$h_i$	$w_x h_x$	$F_x$
1962	84	164808	173
1962	70	137340	145
1962	56	109872	116
1962	42	82404	87
1962	28	54936	58
1962	14	27468	29
		576828	

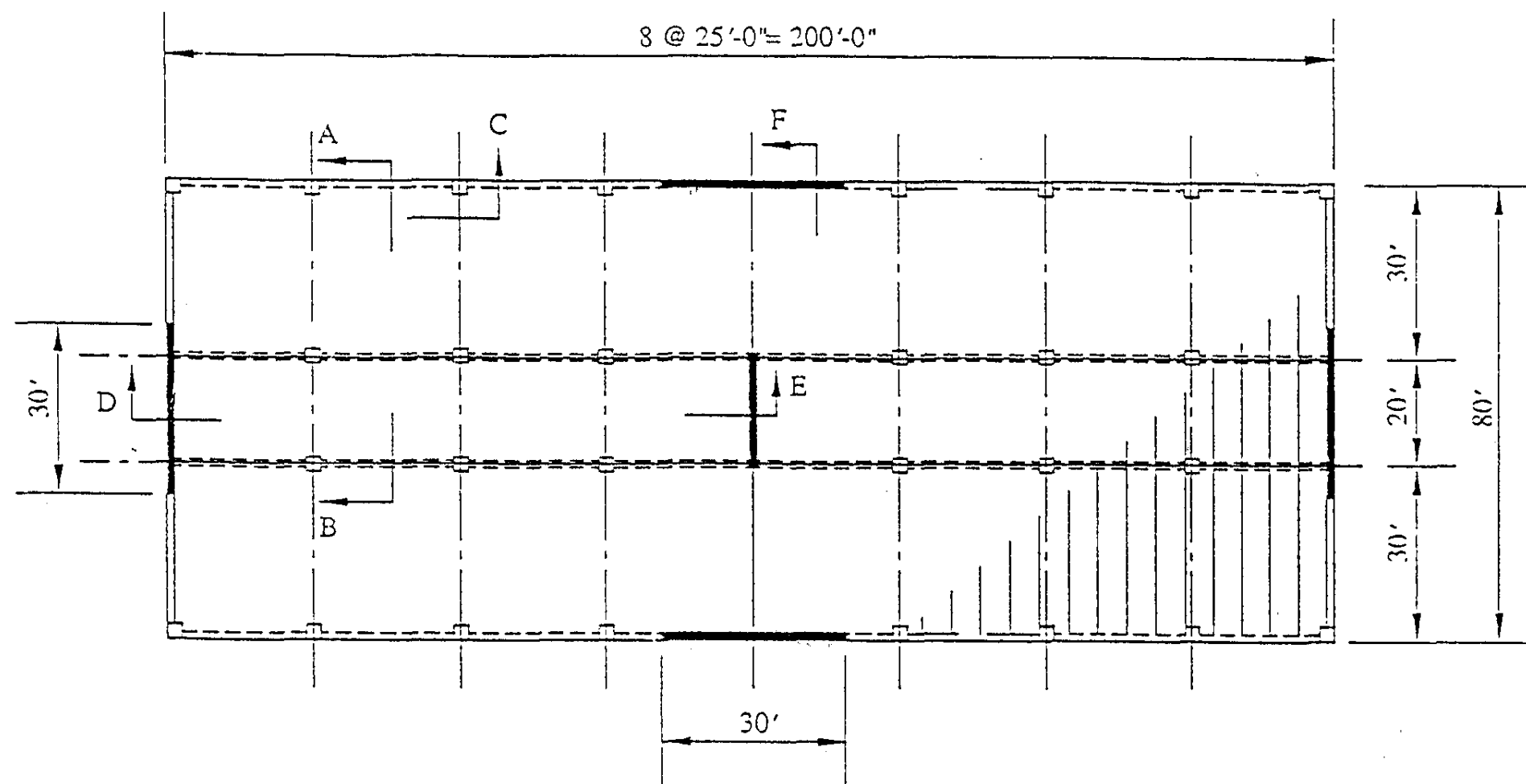


图 4.9.2



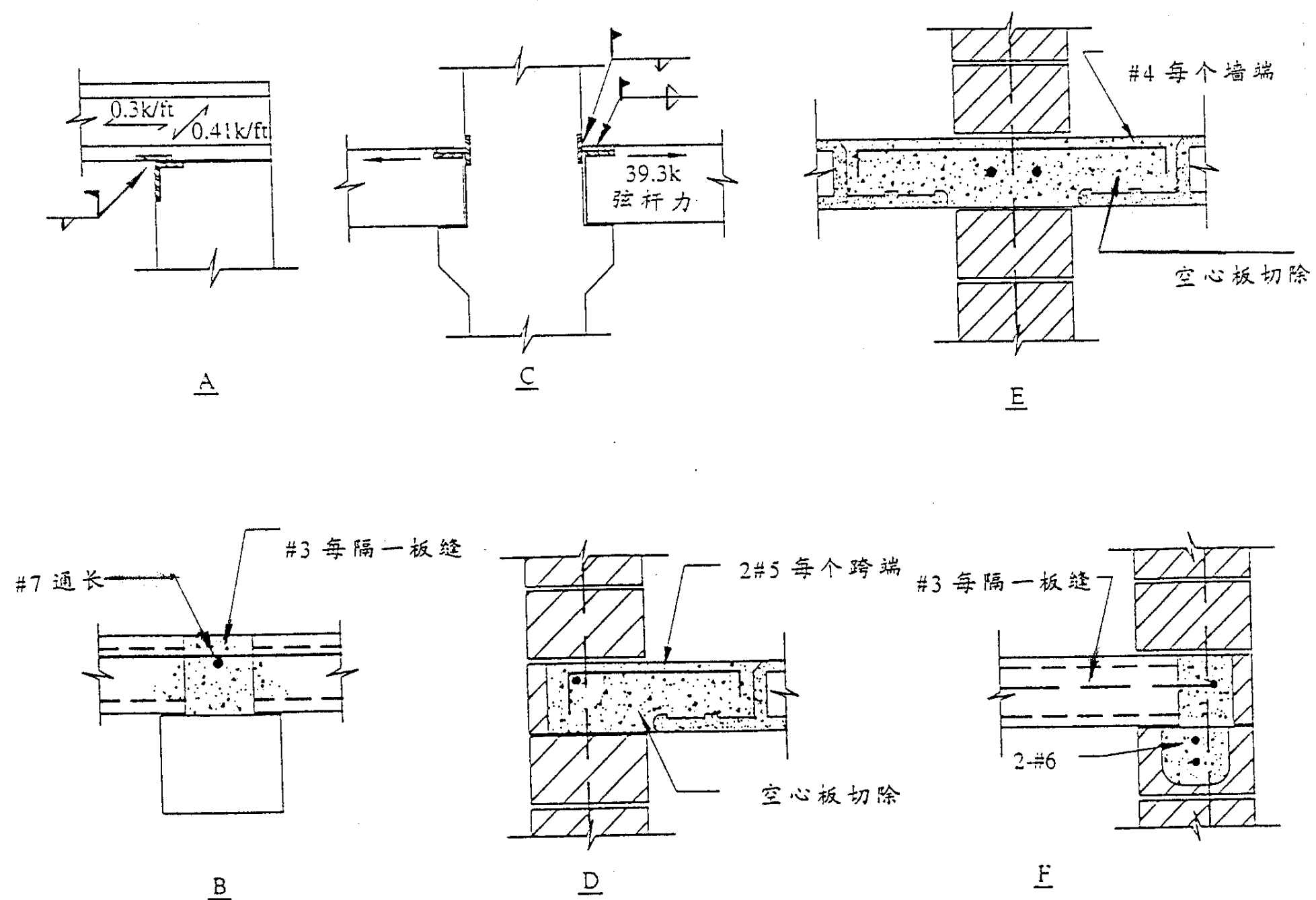


图 4.9.2 (续)

● 隔板荷载

$$F_x = \{ F_t + [F_i]_{i=x}^n / [w_i]_{i=x}^n \} (w_{px})$$

$w_{px}$	$F_t + [F_i]$	$[w_i]$	$F_{px}$
1962	173	1962	173
1962	318	3924	159
1962	434	5886	145
1962	521	7848	130
1962	579	9810	116
1962	607	11772	102

最小隔板荷载

$$F_{px} = 0.35ZI \quad w_{px} = 0.35(0.15)(1.0)(1962) = 103 \text{ k}$$

最大隔板荷载

$$F_{px} = 0.75ZI \quad w_{px} = 0.75(0.15)(1.0)(1962) = 221 \text{ k}$$

保持隔板在弹性范围内工作，将隔板荷载乘以 2R/5。于是屋顶层为

$$F_{pxu} = 173(2)(8)/5 = 554 \text{ k}$$

根据规范屋顶层隔板的乘上系数后的荷载为

$$F_{pxu} = (1.1)(1.3)(173) = 248 \text{ k}$$

用 554k 代替上述荷载，是为了保持隔板在弹性范围内工作。

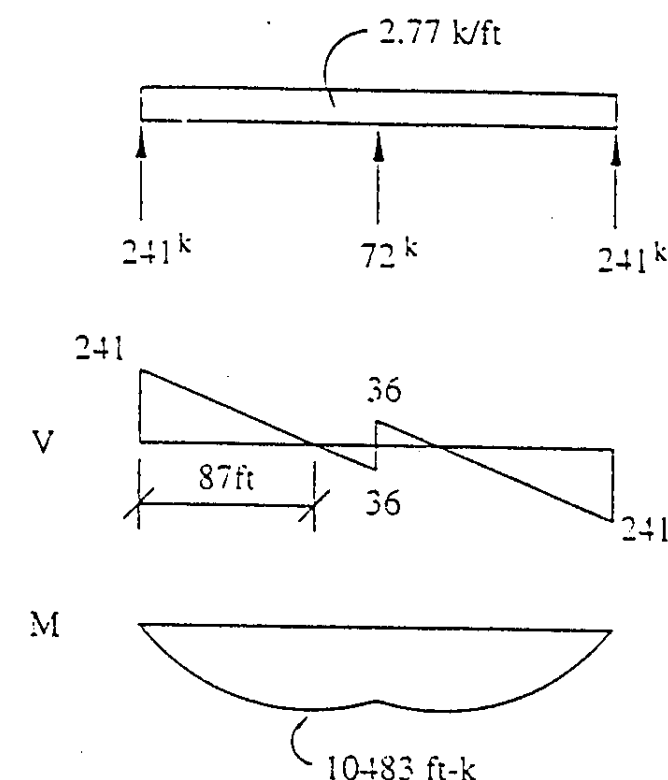
● 平行于楼板方向的剪力

假定刚性隔板，分配到墙上的剪力为：

$$30 \text{ ft 墙: } V = 241 \text{ k}$$

$$20 \text{ ft 墙: } V = 72 \text{ k}$$

隔板的力平衡图如右：



● 弦杆力

在联系梁中配筋

$$\begin{aligned} A_s &= M_u / \phi 0.8 h f_y \\ &= 10483 / 0.9(0.8)(80)(60) \\ &= 3.0 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

用 4-#8 (φ 1 英寸) 钢筋 (见图 4.9.3, 节点 A)。

● 隔板和弦杆的连结

$$V_{uh} = M_u / jd \cong 10483 / 0.8(80) = 164 \text{ k}$$

该剪力分布在零弯矩到最大弯矩区段内

$$V_{uh} = 164/87 = 1.89 \text{ k/ft}$$

此外，这些连接点还要承受外墙系统上的向外荷载，保守的考虑，荷载为：

$$T = 0.75ZI\bar{W}_w = 0.75(0.15)(1.0)(14 \times 0.035) \\ = 0.055 \text{ k/ft}$$

$$T_u = 0.055(2)(8)/5 = 0.176 \text{ k/ft}$$

$$A_s = T_u / \phi f_y + V_u / \phi f_y \mu \\ = 0.176 / 0.9(60) + 1.89 / 0.85(60)(1.4) \\ = 0.033 \text{ in}^2$$

在中间 3 尺范围内，用 #3 (φ 3/8 英寸) 钢筋，放在板孔内，灌浆 (见图 4.9.3，节点 A)。

横向节缝也要承受平行于横向缝，并作为弦杆的力。然而，拉力中应考虑外围重量产生的内力。保守的估计：

$$T = 0.75ZI\bar{W}_p \\ \bar{W}_p = 14(0.035) + 30(0.0535 + 0.020 + 0.032) \\ = 3.66 \text{ k/ft}$$

$$T = 0.75(0.15)(1.0)(3.66) = 0.41 \text{ k/ft}$$

$$T_u = 0.41(2)(8)/5 = 1.31 \text{ k/ft}$$

$$A_s = 1.31 / 0.9(60) + 1.89 / 0.85(60)(1.4) \\ = 0.051 \text{ in}^2/\text{ft}$$

在中间 3 尺范围内，用 #4 (φ 1/2 英寸) 钢筋 (见图 4.9.3，节点 B)。

### ● 纵向接缝剪力

最大纵向接缝的剪力，是在 30ft 剪力墙边的第一条板缝处。在两条中间横向接缝和周圈构件中配置摩擦剪力钢筋以承受剪力。为安全计，尚应考虑仅由端墙承受 5% 的偏心。

$$V_u = 241 + (0.05 \times 200)(554)/200 = 269 \text{ k}$$

$$A_{vf} = 269 / [0.85(60)(1.0)]$$

$$= 5.27 \text{ in}^2 / 4 \text{ 个接缝}$$

$$= 1.32 \text{ in}^2 / 1 \text{ 个接缝}$$

在周圈构件中，要考虑增强弦杆的需要。

在第一条接缝中

$$M_u = 241(3) - 3^2(2.77)/2 = 711 \text{ ft-k}$$

$$A_s = 1.32 + 711 / [0.9(0.8)(80)(60)] = 1.53 \text{ in}^2$$

用 4-#8 (φ 1 英寸) 钢筋 (见图 4.9.3，节点 A)。

在两条中间横向接缝中

$$A_s = 1.32 \text{ in}^2$$

用 2-#8 (φ 1 英寸) 钢筋 (见图 4.9.3，节点 B)。

### ● 与 30 ft 剪力墙的连接

传到墙上和拉杆上的剪力

$$V_u = 253/80 = 3.16 \text{ k/ft}$$

$$A_{vf} = 3.16 / [0.85(60)(1.0)] = 0.062 \text{ in}^2/\text{ft}$$

用 #4 (φ 1/2 英寸) 开口箍筋，每 3ft 中到中 (见图 4.9.3，节点 D)。

拉杆配筋

$$T_u = [(80 - 30)/2](3.16) = 79 \text{ k}$$

$$A_s = 79 / [0.9(60)] = 1.46 \text{ in}^2$$

用 2 - #8 (φ 1 英寸) 钢筋 (见图 4.9.3，节点 C)。

### ● 与 20 ft 剪力墙的连接

$$V_u = 36 \text{ k}$$

在房屋宽度方向

$$V_u = 36/80 = 0.45 \text{ k/ft}$$

$$A_{vf} = 0.45 / [0.85(60)(1.0)] = 0.009 \text{ in}^2/\text{ft}$$

用#4( $\Phi 1/2$  英寸)开口箍筋, 每 8ft 中到中(见图 4.9.3, 节点 F)。

拉杆配筋

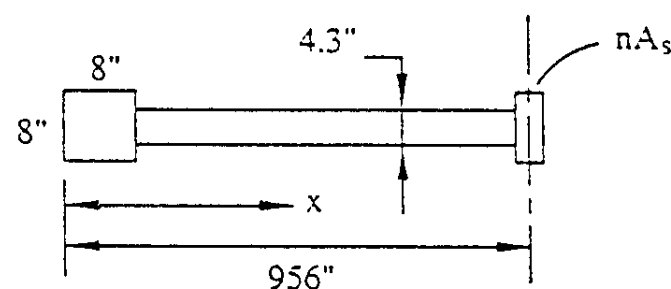
$$T_u = [(80 - 20)/2](0.45)(2) = 27 \text{ k}$$

$$A_s = 27 / [0.9(60)] = 0.5 \text{ in}^2$$

用 2 - #5( $\Phi 5/8$  英寸)钢筋。(见图 4.9.3, 节点 E)。

● 隔板在平面方向的挠度

隔板的理想化截面如下:



弦杆用 4000psi 混凝土

$$E_c = 3835$$

楼板用 5000psi 混凝土

$$E_c = 4300$$

折算成楼板混凝土

$$n_{\text{弦杆}} = 0.89$$

$$A_{T \text{ 弦杆}} = 0.89(64) = 57 \text{ in}^2$$

$$n_{\text{钢}} = 6.74$$

$$nA_s = 6.74(3.16) = 21.3 \text{ in}^2$$

$$57(x-4) + 4.3(x-8)^2/2 = 21.3(956-x)$$

$$\text{求得 } x = 87.9 \text{ in}$$

$$I_{cr} = 57(87.9-4)^2 + 4.3(87.9-8)^3/3 + 21.3(956-87.9)^2$$

$$= 17,184,000 \text{ in}^4$$

$$= 829 \text{ ft}^4$$

在乘荷载系数后的荷载作用下, 刚性隔板在两端剪力墙之间的挠度为:

$$\Delta = (5/384) [(2.77)(200)^4] / (43000(829)(12))$$

$$- [72(200)^3] / [48(4300)(829)(12)]$$

$$= 1.07 \text{ in (忽略了剪切变形)}$$

作为柔性隔板支承在刚性支座上时, 其挠度会较小。隔板的挠度加上侧向受力系统的变形是用来评价承受垂直荷载构件在变形条件下的整体性。

● 垂直于楼板方向的力

$$\text{总计 } V_u = 554 \text{ k}$$

分配到墙上的是

$$V_u = 554 / 2 = 277 \text{ k}$$

隔板的力平衡图如下:

● 弦杆力

$$T_u = M_u / \phi 0.8h$$

$$= 5544 / [0.9(0.8)(200)]$$

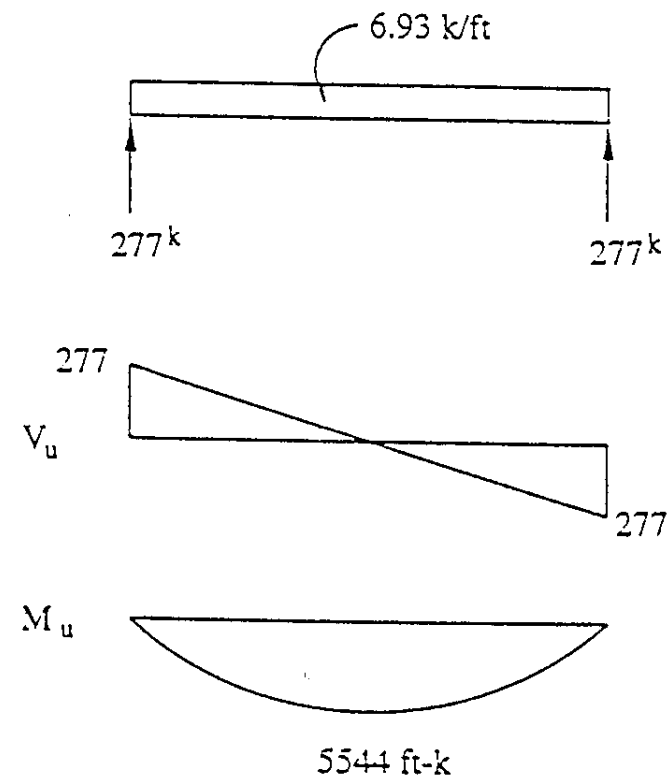
$$= 38.5 \text{ k}$$

$$A_s = 38.5 / 60 = 0.64 \text{ in}^2$$

在中间缝, 用#4( $\Phi 1/2$  英寸)钢筋, 每 3ft 中到中(见图 4.9.3, 节点 B)。

纵向剪力

$$V_{uh} = M_u / jd = 5544 / 0.80(200) = 34.7 \text{ k} \text{ 不控制}$$



弦杆的配筋由平行于楼板的荷载控制。

- 中间横向接缝的剪力

中间跨

$$W_p = 20(200)(0.0535 + 0.020 + 0.032) + 20(14)(0.035)(2) = 442 \text{ k}$$

安全考虑，用

$$V = 0.75ZI_w = 0.75(0.15)(1.0)(442) = 49.7 \text{ k}$$

$$V_u = 49.7(0.55)(2)(8)/5 = 87.5 \text{ k} \text{ 每条缝，包括 5\% 偏心。}$$

由平行于楼板的荷载控制。

详见图 4.9.3。

- 与墙的剪力连接

考虑 5% 偏心

$$V_u = 1.1(277) = 304.7 \text{ k}$$

传递到墙和拉杆上的剪力

$$V_{uh} = 304.7 / 200 = 1.52 \text{ k/ft}$$

由平行于楼板荷载控制。

平行于楼板拉杆的配筋

$$T_u = [(200 - 30) / 2](1.52) = 129.2 \text{ k}$$

$$A_s = 129.2 / [0.9(60)] = 2.39 \text{ in}^2$$

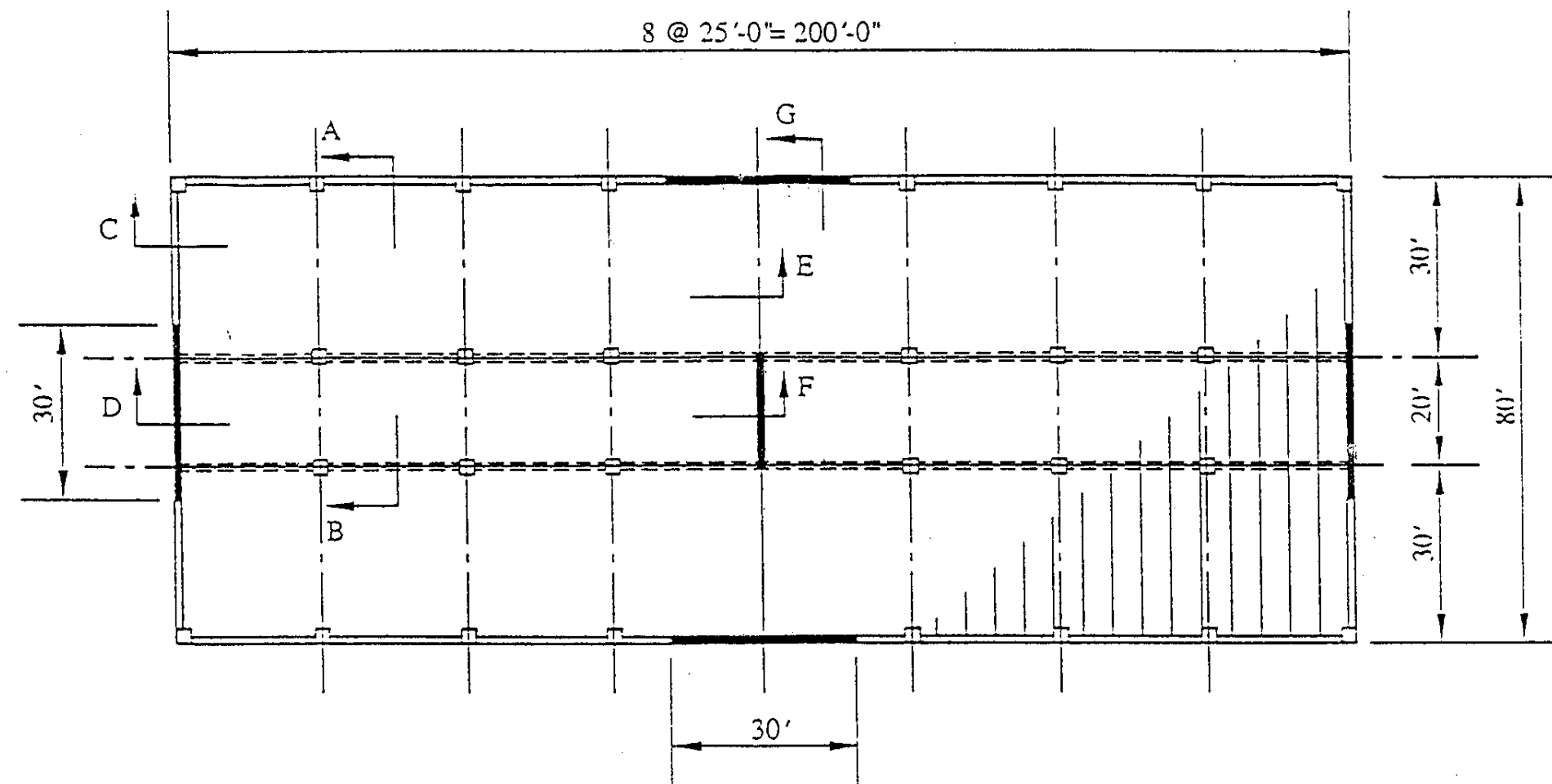


图 4.9.3

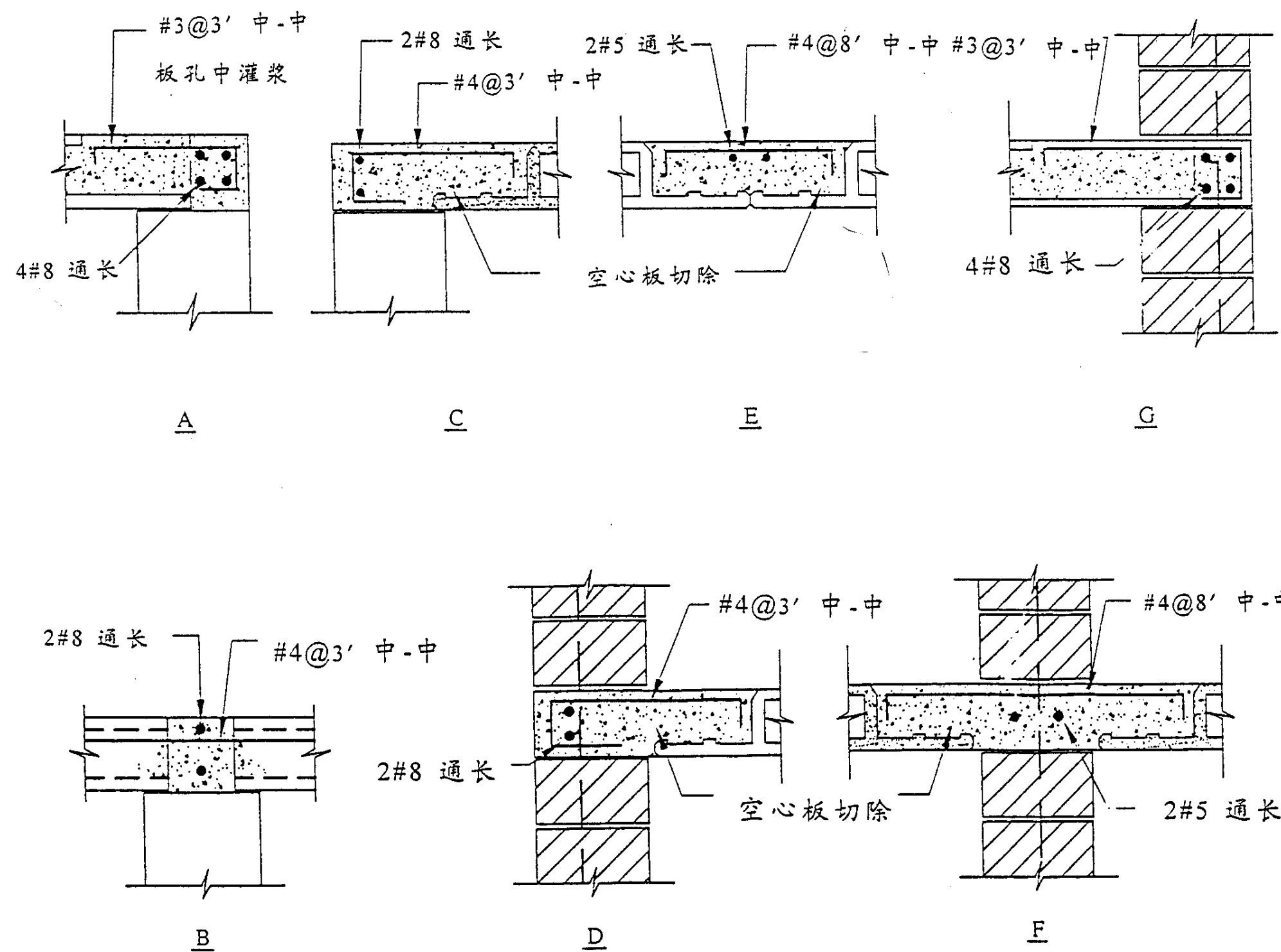


图 4.9.3 (续)

## 第五章 空心板楼板的连接做法

### 5.1 总 则

由单块的空心板组成起整体作用的楼板体系，必然需要用各种连接缝和连接节点以满足板与板和板与承重结构体系间的协调位移和传递力的需要。因此，也可以讲，节点的根本目的就是“传力”和协调“变形”两个功能，而每一种节点也必然有其一定“传力”的承受范围和“变形”的容纳范围，超过其范围就可能出现一些不希望出现的裂缝，甚至会导至破损。由此可见，如果节点处理不当，就不能满足楼板体系预定的功能。同时我们还应看到，对楼板体系来讲，节点成本占的比例是相当高的。

由此，我们可以清楚的看到，节点设计是空心楼板体系设计中的一个不容忽视的重要环节。但空心楼板的节点设计也和其他许多方面的问题一样，目前也还没有一套成熟的理论和公认的设计方法。而且目前我国的做法和国外的做法有很大的区别。为了方便大家参考比较，现将以美国 PCI 空心板设计手册为代表接点做法介绍如后。

### 5.2 板 缝

对板缝灌浆的作用如何？在观念上有很大的差别。

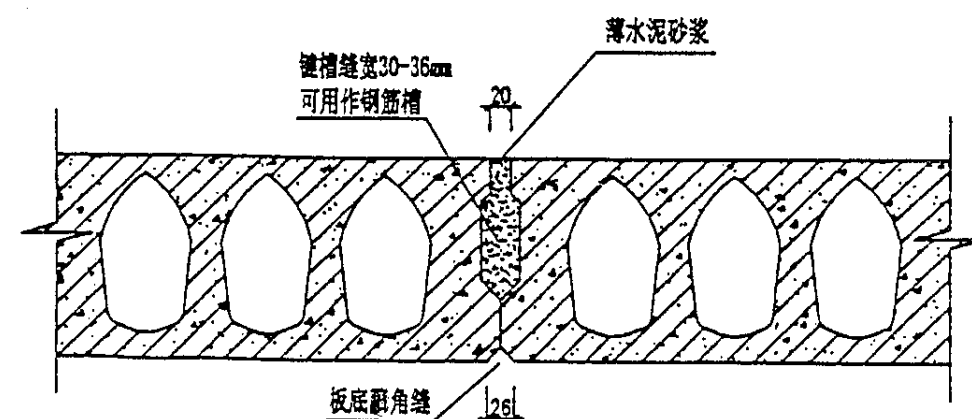
对板缝灌浆，我国的传统看法是尽可能浇灌密实，保证楼板体系的整体性。板缝中应便于放置钢筋骨架。

国外的看法是板缝灌浆，主要是靠缝中的键槽，传递垂直剪力和位移，板缝灌浆和空心板之间会出现不可避免的收缩裂缝，但这并无明显影响。放置在砂浆浇灌板缝中的摩擦抗剪钢筋，同样可以受力。

由于观念上的不同，在板缝处理上，国外做法和我国的做法上有很大的区别，现分别介绍如下。

国外板缝处理的特点是：

1. 空心板底板边角做成  $45^\circ$ ，倒角 ( $13 \times 45^\circ$ )。
2. 板与板底部靠紧，形成一条八字形阴角接缝 (见图 5.2.1)。



3. 板缝之间用 1:3 水泥砂浆灌缝，要求水泥砂浆有适当的和易性，保证将板缝间的键槽灌满。
4. 板缝灌浆时，缝底无需吊模板，操作简单。
5. 国外认为板缝灌浆主要是保证能传递垂直剪力，保持相邻板的挠度同步。因此，只用普通水泥砂浆，将板缝间的键槽灌满。明确砂浆中不必加防止砂浆收缩的添加剂。通过试验证明，不收缩砂浆对改善接缝功能无明显作用。
6. 国外认为空心板板底之间，原则上是不能做成直角板缝的，这是因为板和板之间难免有一些高低不平，板缝处也难免出现裂缝，因此直角板缝会对以后的板底



处理带来一系列难以解决的难题。

板底紧靠，形成八字形阴角接缝做法有以下几个明显优点：

1. 板底的八字形阴角缝，形成了板底的收缩缝，有效的避免了板底出现可见的不规则收缩裂缝。
2. 板底的八字形阴角缝，还可以有效的掩盖板底的高低不平。
3. 由于有了以上两个特点，SP 板底一般可省掉摸灰，直接喷刷涂料即可形成规正美观的楼板板底。
4. 当需要将板底做成无缝平顶时，可先用灰浆嵌缝，然后再抹灰和喷刷涂料。但必须注意的是，此时必须采用厚质弹性涂料，或先在板缝处粘贴塑料网片再抹灰和涂料。

国内节点处理的特点是：

1. 板与板之间拉开间隙，形成一条 4-5cm 的板缝。
2. 板缝之间用强度不低于 C20 的细石混凝土将板缝灌实。要求水泥砂浆有适当的和易性，保证将板缝灌满。

采用拉开板缝的接缝做法有以下几个原因：

1. 便于灌缝前清除板缝中的杂物，并用清水将板缝充分湿润。
2. 便于板缝中的细石混凝土捣捣密实。
3. 便于在板缝中放置钢筋和钢筋骨架。
4. 在抗震规范中有关于板缝必须拉开的条文。

### 5.3 连接节点

所有节点都会在一定条件下，通过空心板来传力。而节点

的做法就决定了可能传力的能力和条件。反过来讲，设计时对空心板承受能力的估计，和准备通过空心板来传力的意图，就成了设计和选用节点的根据。因此，空心板节点设计的基本原则应该如下：

- 节点应尽量减少嵌固约束，应能承受因嵌固约束产生的力。
- 节点中有明确的传力能力，传力能力不明的节点不能用。

目前，国内外的节点做法有以下一些差别：

- 国外空心板的支座处设有支承垫板条。便于明确板的传力路线，也有利于减少板端嵌固程度。国内空心板的支座处一般用砂浆找平，不设垫板条。
- 国外非强地震区一般不将叠合层进入承重墙内，叠合层和墙边的缝形成了一条收缩缝，避免在墙附近的板面叠合层中出现裂缝，另一方面也避免了承重墙和叠合层的交错施工。

国内一般将叠合层打满板面，然后再砌上层承重墙。这样便于在叠合层内放置支座负钢筋，有利于保证楼板体系的整体性。

图 5.3.1-5.3.41 为 PCI 空心板设计手册中列举的常用的节点详图，手册中对每一种节点都给出了一定的评论，便于帮助读者更好的了解其优缺点。手册中还强调所有这些节点，都只能作为提示和讨论的基础。具体采用时还需设计者根据具体情况确定。同时，节点的设计一定要和生产和施工单位讨论决定。

由于 SP 空心板属于冲捣挤压成型生产工艺，在空心板端底面设置用于锚固空心板的预埋件有很大的限制，一般只能用直接与预应力钢绞线勾牢的埋件，不如浇筑成型的空心板那样，可以采用各种带锚筋的预埋件。

#### 5.4 连接节点典型详图

与混凝土梁联接的典型节点 图 5.3.1 - 14

与墙联接的典型节点 图 5.3.15 - 26

与钢梁联接的典型节点 图 5.3.27 - 36

悬臂空心板的典型节点图 5.3.37 - 41

其它典型节点图 5.3.42 - 43

我国 SP 预应力空心板标准设计图集(99ZG408)中也编辑了连接节点的典型做法，供参考。

设计要点:

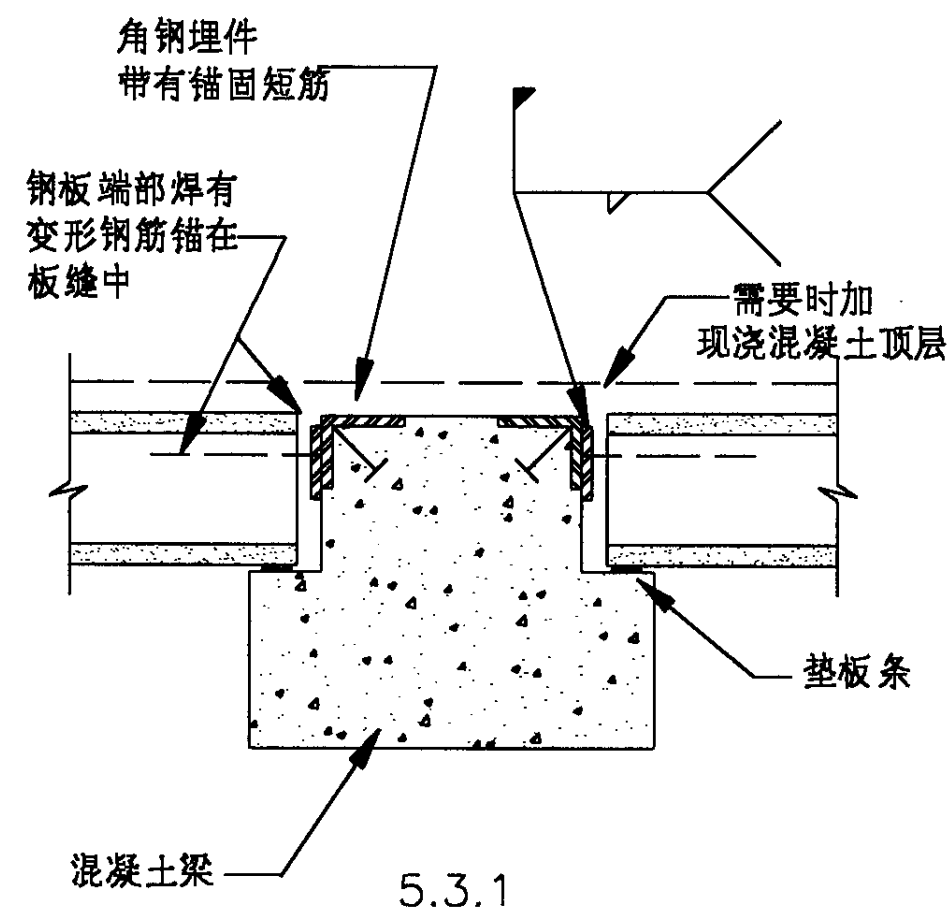
- 能传递刚性隔板的内力
- 可设计成结构整体性的连接

制作要点:

- 板上无须预埋件
- 梁上预埋件的位置必须和板缝配合
- 要考虑的安装累计误差

安装要点:

- 优点是整个节点可以在一个工作小组中完成
- 缺点是固定须焊接的零件有一定困难



设计要点:

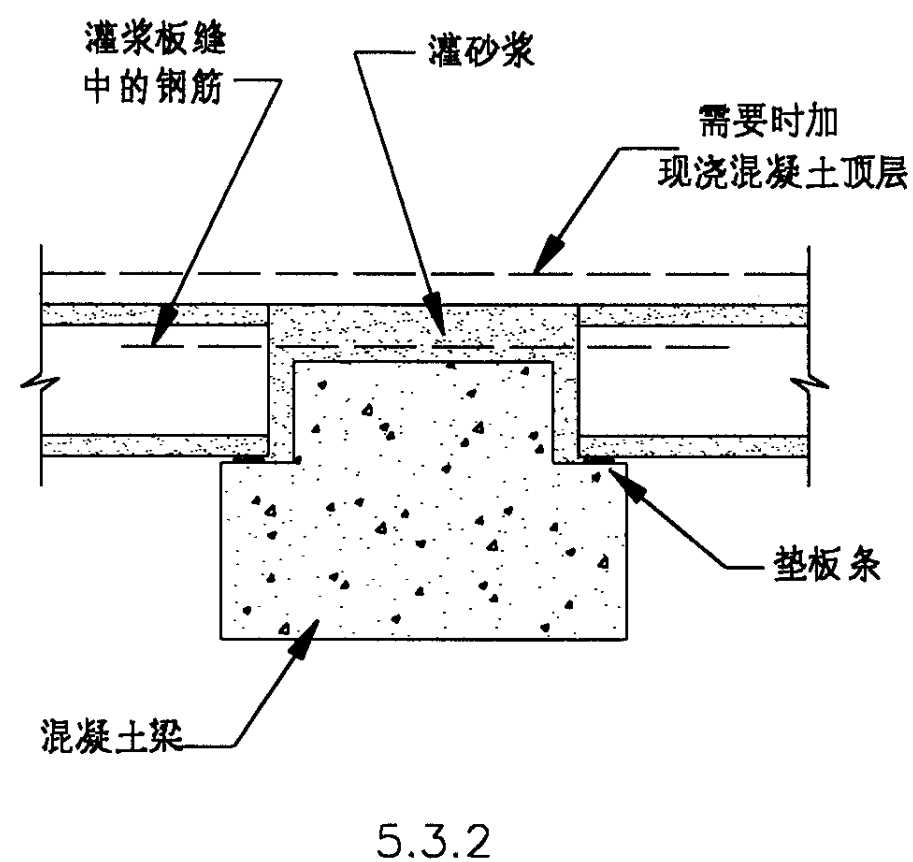
- 能传递刚性隔板的内力
- 可设计成结构整体性的连接

制作要点:

- 梁高减小可能会增加钢筋
- 只能用于两边有板的节点中

安装要点:

- 简单明确



设计要点:

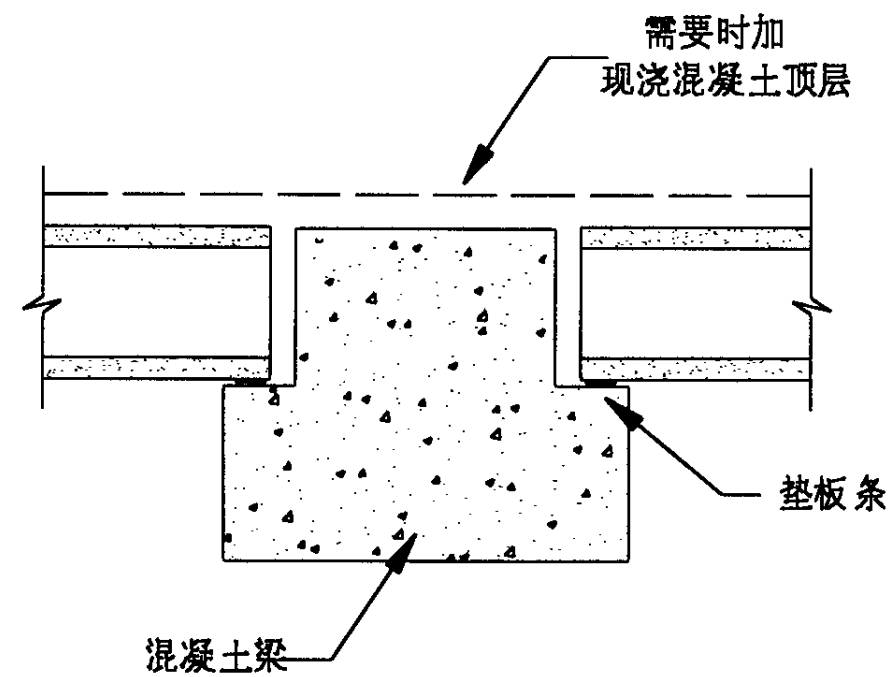
- 安全度大可依靠摩擦力传力
- 可能需要增加结构整体性的连接

制作要点:

- 简单明确

安装要点:

- 简单明确



5.3.3

设计要点:

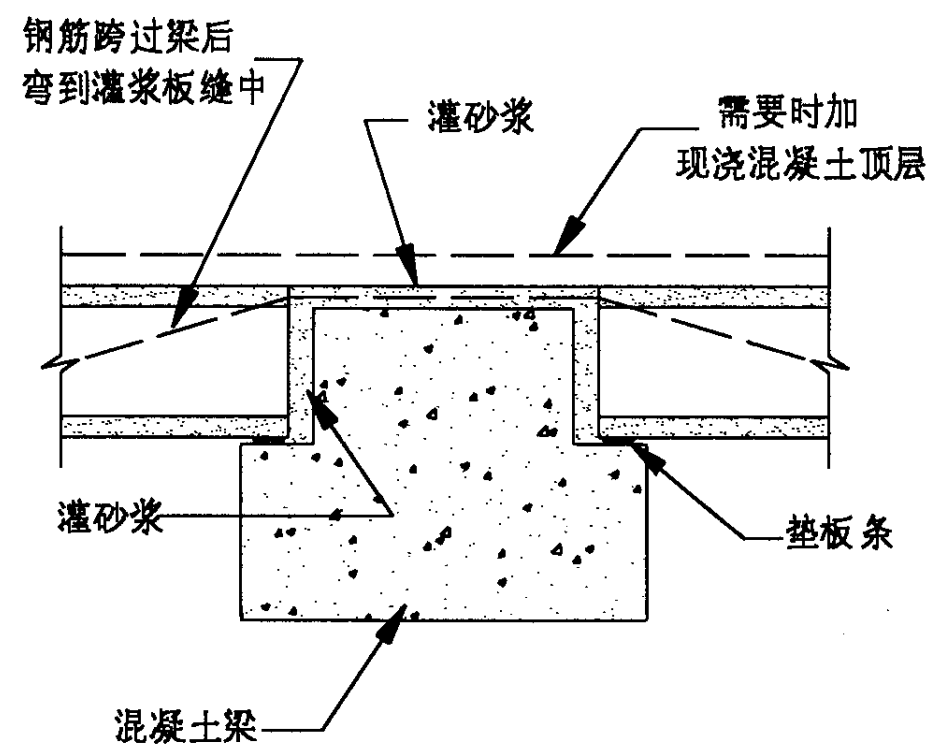
- 能传递刚性隔板的内力
- 可设计成结构整体性的连接
- 在梁上部的混凝土应覆盖住钢筋

制作要点:

- 相对两块板的板缝必须对齐

安装要点:

- 简单明确



5.3.4

设计要点:

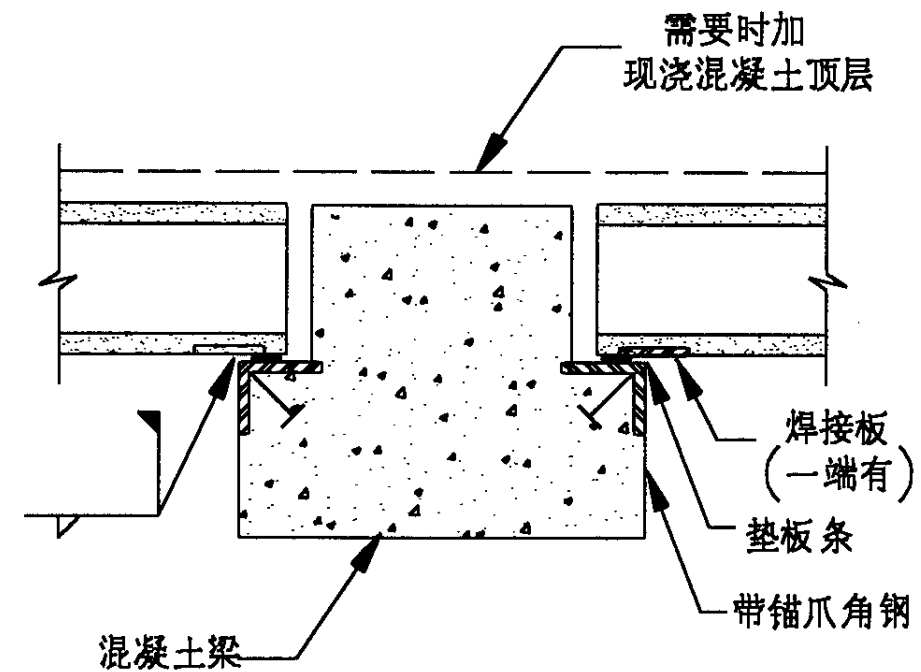
- 能传递刚性隔板的内力
- 设计中必须考虑变形产生的力

制作要点:

- 板底要允许安放焊接埋件
- 梁的间距必须考虑板的安装误差

安装要点:

- 可以由下一个工作小组完成焊接
- 焊接时可能需要梯子或脚手架
- 要考虑焊接时需要的空间



5.3.5

设计要点:

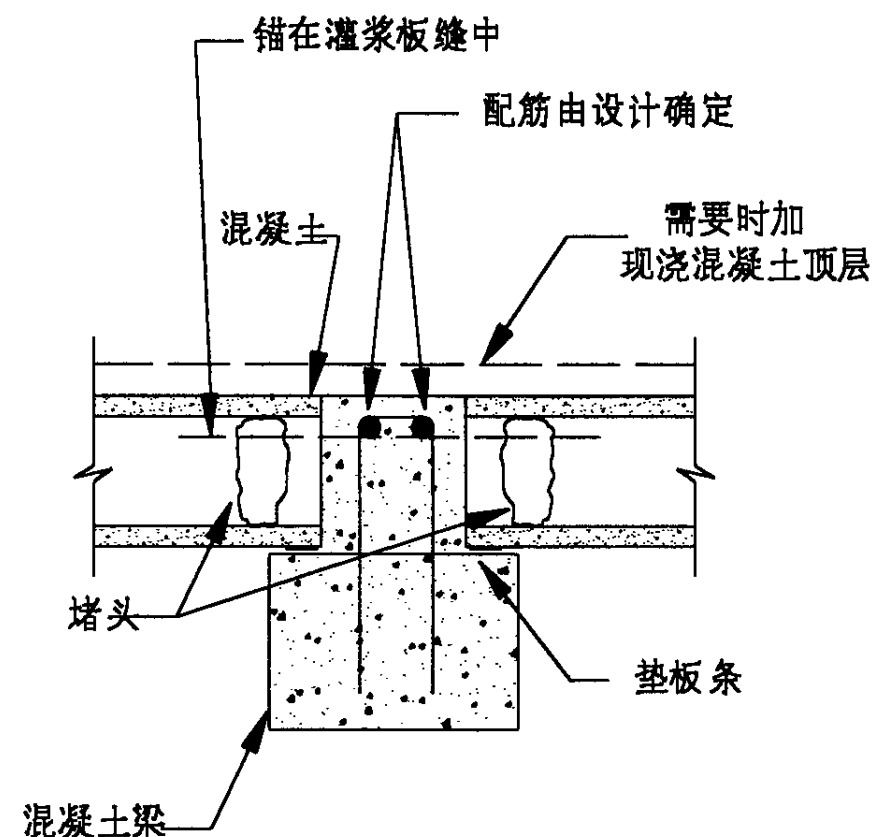
- 能传递刚性隔板的内力
- 可设计成结构整体性的连接
- 必须传递梁顶部的水平剪力
- 相对两块板的板缝必须对齐

制作要点:

- 简单明确

安装要点

- 在顶部混凝土养护期间,梁必需加支撑
- 外露剪力钢筋,必须考虑施工时的安全性
- 空心板孔中必须加堵头



5.3.6

设计要点:

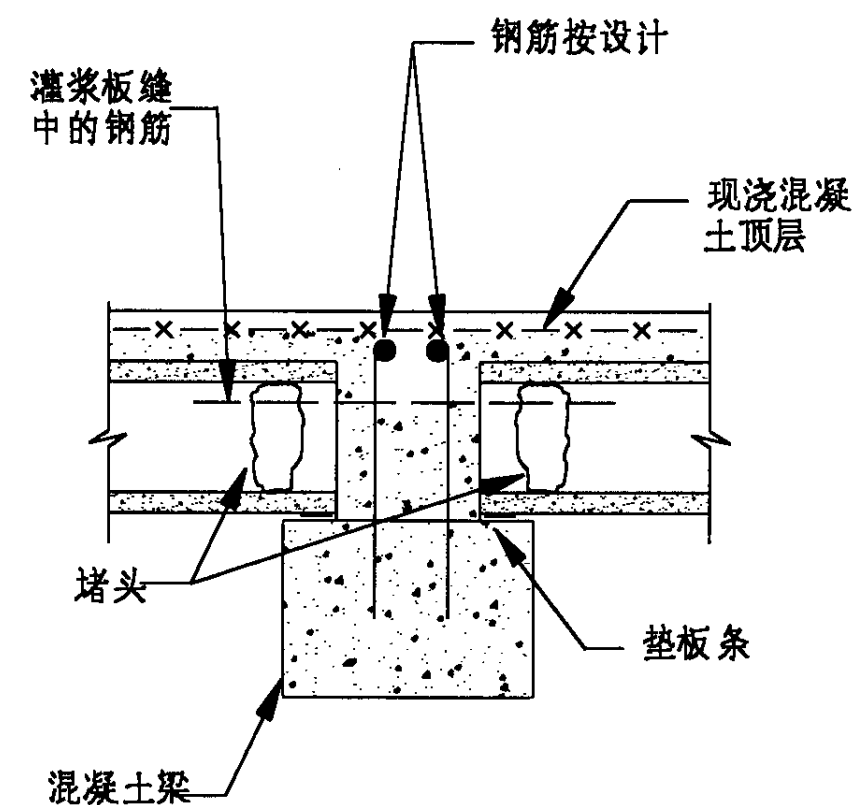
- 能传递刚性隔板的内力
- 可设计成结构整体性的连接
- 必须传递组合梁中的水平剪力
- 相对两块板的板缝必须对齐

制作要点:

- 简单明确

安装要点:

- 在顶部混凝土养护期间梁必须加支撑
- 外露剪力钢筋必须考虑施工时的安全问题
- 空心板孔中必须加堵头



5.3.7

设计要点:

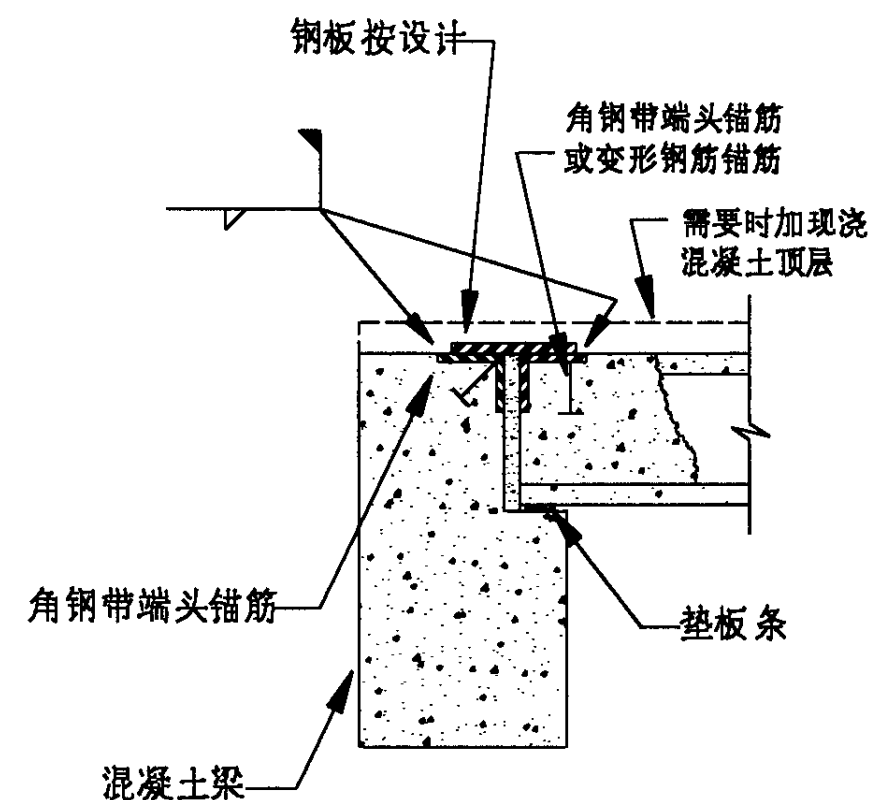
- 能传递刚性隔板的剪力
- 可作为梁的横向支撑
- 板中可能产生负弯矩

制作要点:

- 板安装时要插入梁间有困难因为板的切割长度有误差而埋件是在板切割后再放置的
- 对梁和板的连接件必须对齐

安装要点:

- 如果梁需要横向支撑安装上板后必须焊牢



5.3.8

设计要点:

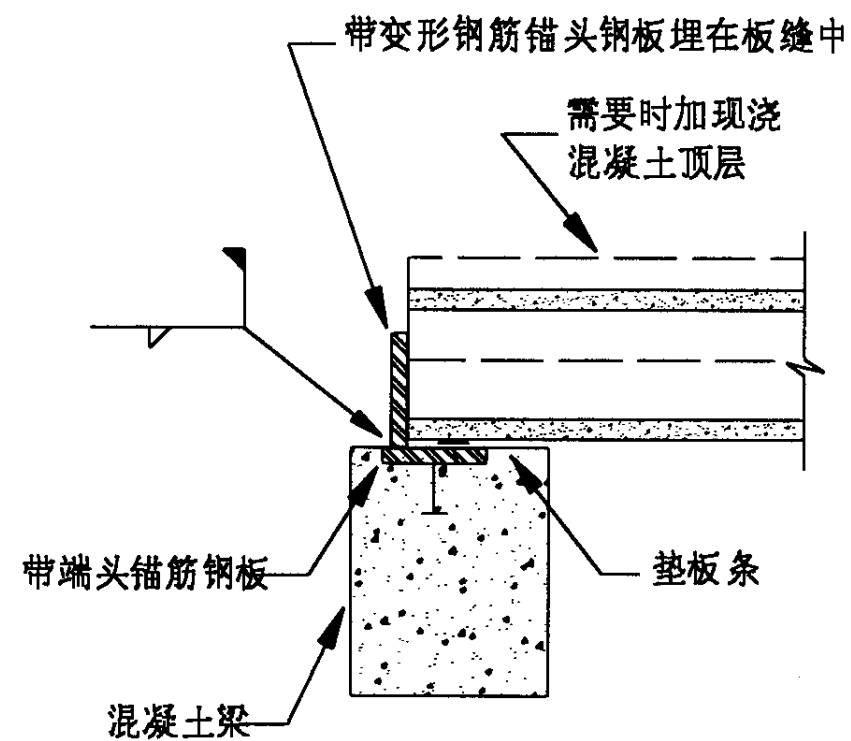
- 能传递隔板的剪力
- 可作为梁的横向支撑
- 板中可能产生负弯矩

制作要点:

- 梁中埋件必须与板缝对齐要考虑允许误差

安装要点:

- 连接工作可以由下一个小组完成
- 在板缝灌浆达到强度前对梁不能起横向支撑作用



5.3.9

设计要点:

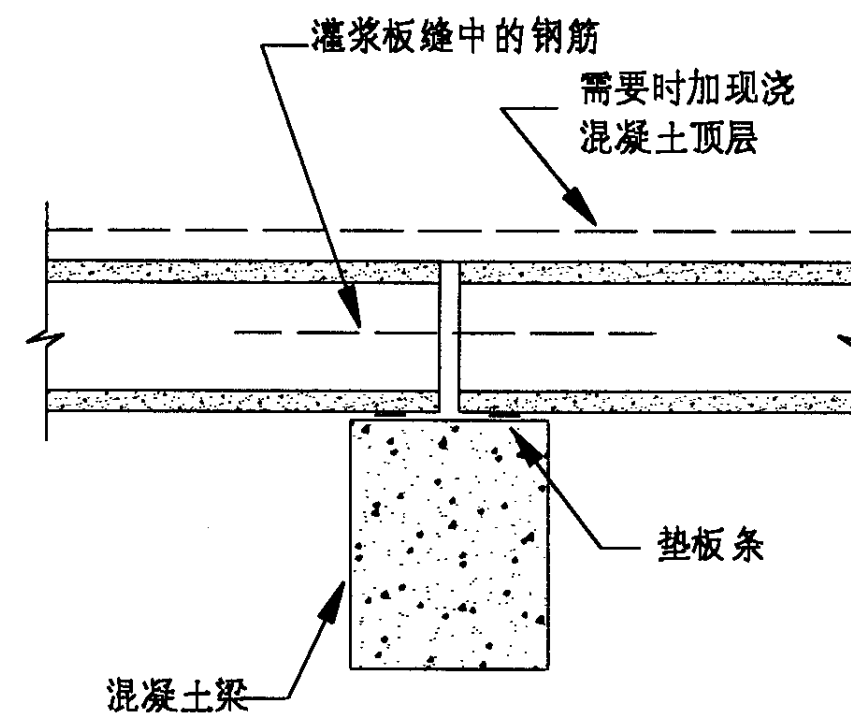
- 能传递隔板的内力
- 可设计成结构整体性的连接

制作要点:

- 简单明确

安装要点:

- 简单明确
- 板缝尺寸限制了钢筋尺寸



5.3.10

设计要点:

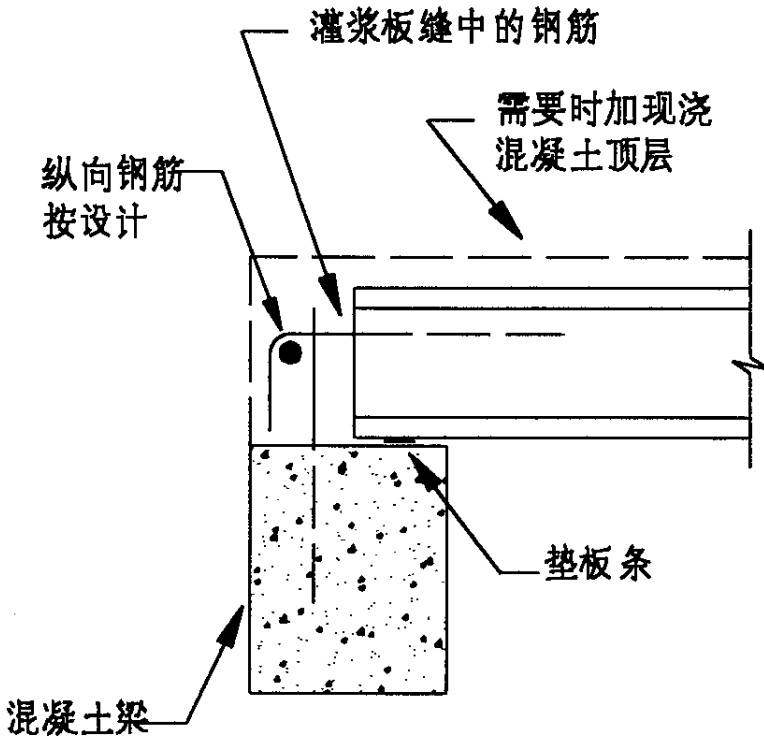
- 能传递隔板的剪力
- 可设计成结构整体性的连接

制作要点:

- 对梁和板都很简单明确

安装要点:

- 钢筋绑扎到位
- 钢筋周围浇注混凝土
- 需要边模以现浇混凝土
- 梁中插筋注意施工危险



5.3.11

设计要点:

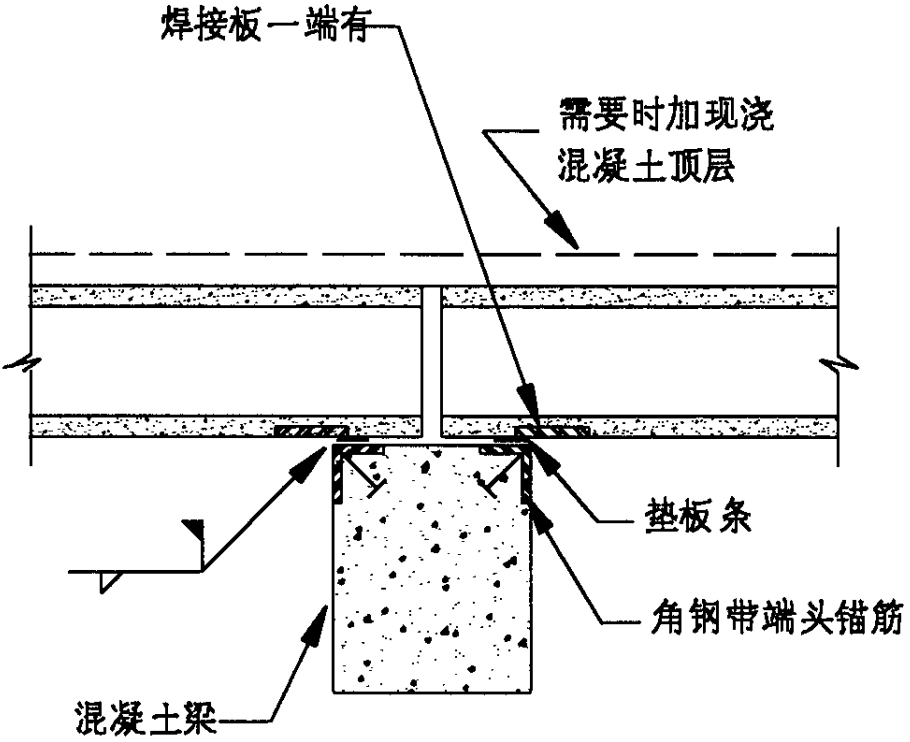
- 能传递隔板的内力
- 可设计成结构整体性的连接

制作要点:

- 需允许在板的下面安置焊接连接件
- 梁和板中的埋件必须对齐需要考虑允许误差

安装要点:

- 连接工作可以由下一个小组完成
- 焊接时需梯子式脚手架
- 需考虑焊接用空间



5.3.12



设计要点:

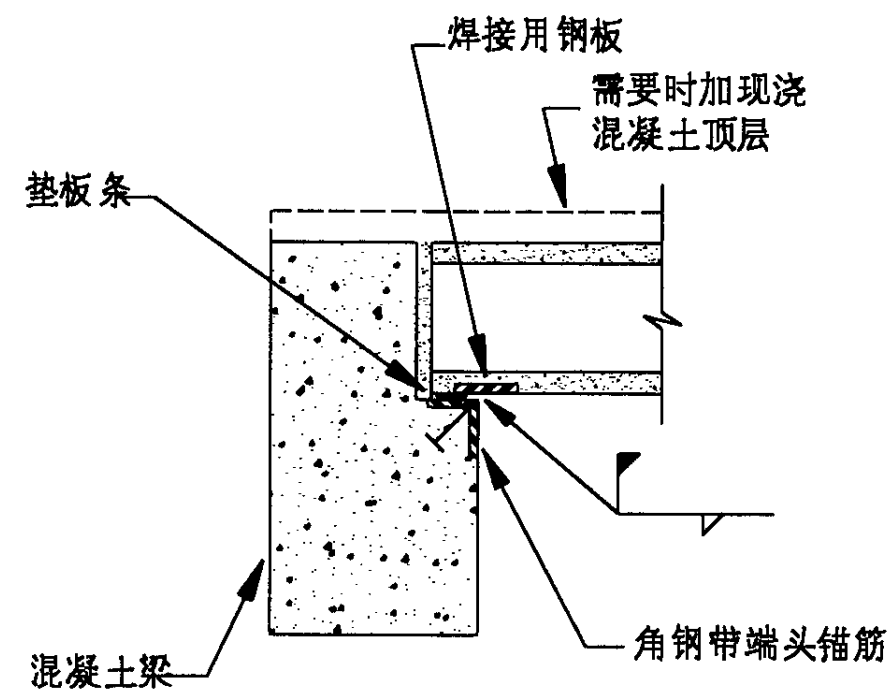
- 能传递隔板的剪力
- 能约束梁的扭矩和横向变位
- 在节点设计中需考虑变形产生的力

制作要点:

- 需允许从板的下面进行焊接
- 梁和板中的连接件必须对齐在允许误差范围

安装要点:

- 连接工作可以由下一个小组完成
- 焊接时需用梯子式脚手架
- 需考虑焊接用空间



5.3.13

设计要点:

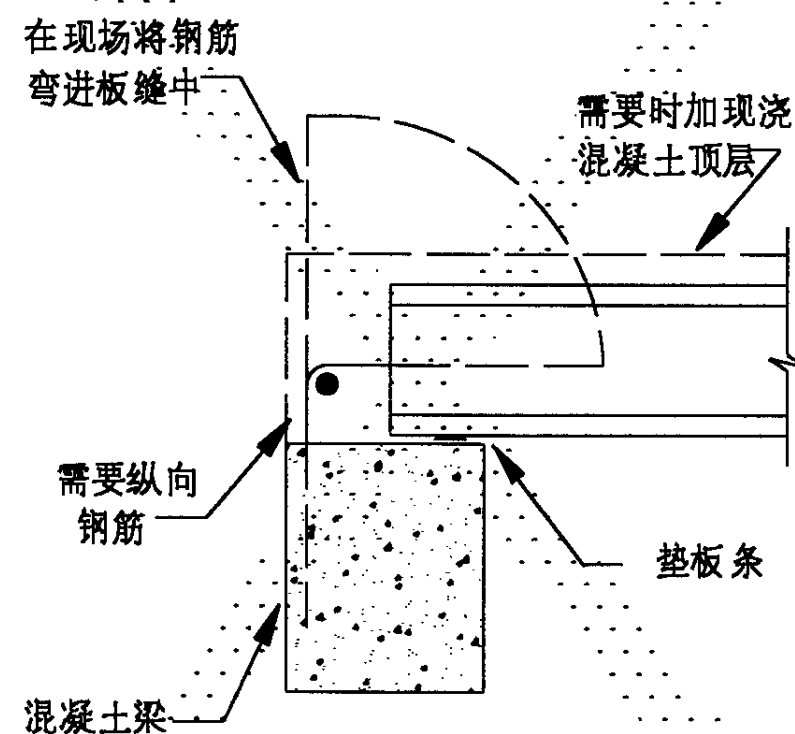
- 不推荐本节点做法由于安装困难可能会造成节点连接不可靠

制作要点:

- 钢筋位置很难与板缝对齐

安装要点:

- 弯曲钢筋较困难
- 可能将钢筋弯断
- 为了与板缝对齐可能需另加钢筋
- 在钢筋处要现浇混凝土
- 需要边模用以现浇混凝土



5.3.14

设计要点:

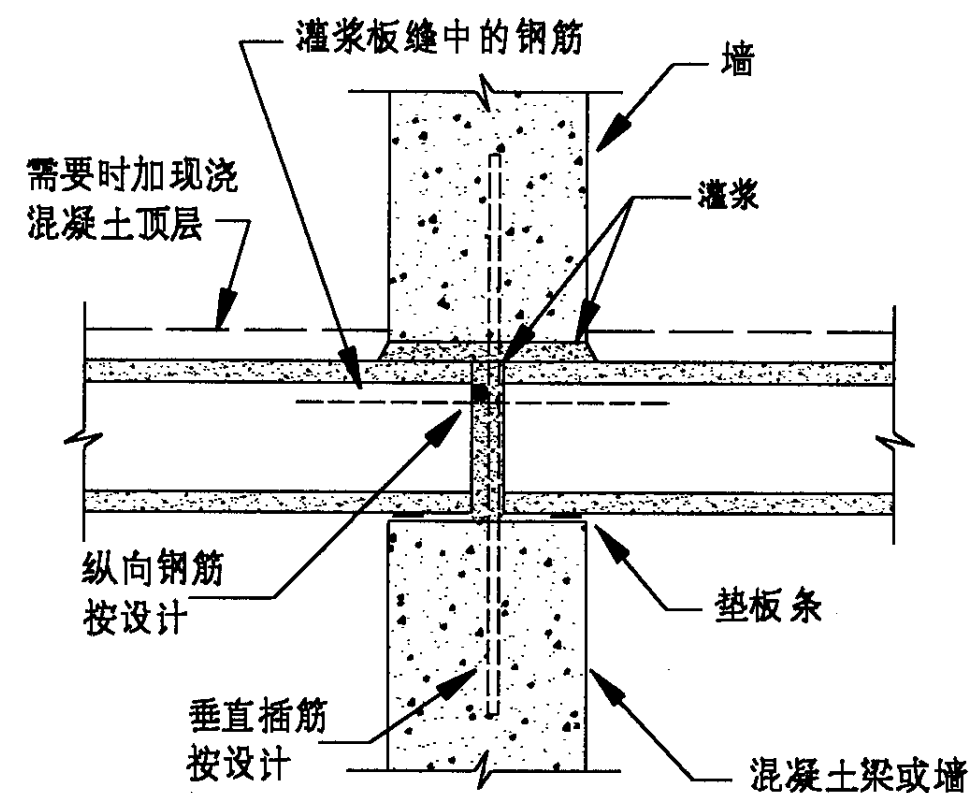
- 能传递隔板的剪力
- 可设计成结构整体性的连接
- 可作为墙的横向支撑
- 考虑轴向力通过板端传递
- 相对的板缝必须对齐

制作要点:

- 对板简单明确
- 设置墙中垂直筋的空隙较小
- 板的长度偏差一定要符合放置钢筋的要求

安装要点:

- 有纵向钢筋时可能较挤
- 施工时需要考虑接缝处偏差的限制
- 有预制墙板时需考虑垂直插筋的做法



5.3.15

设计要点:

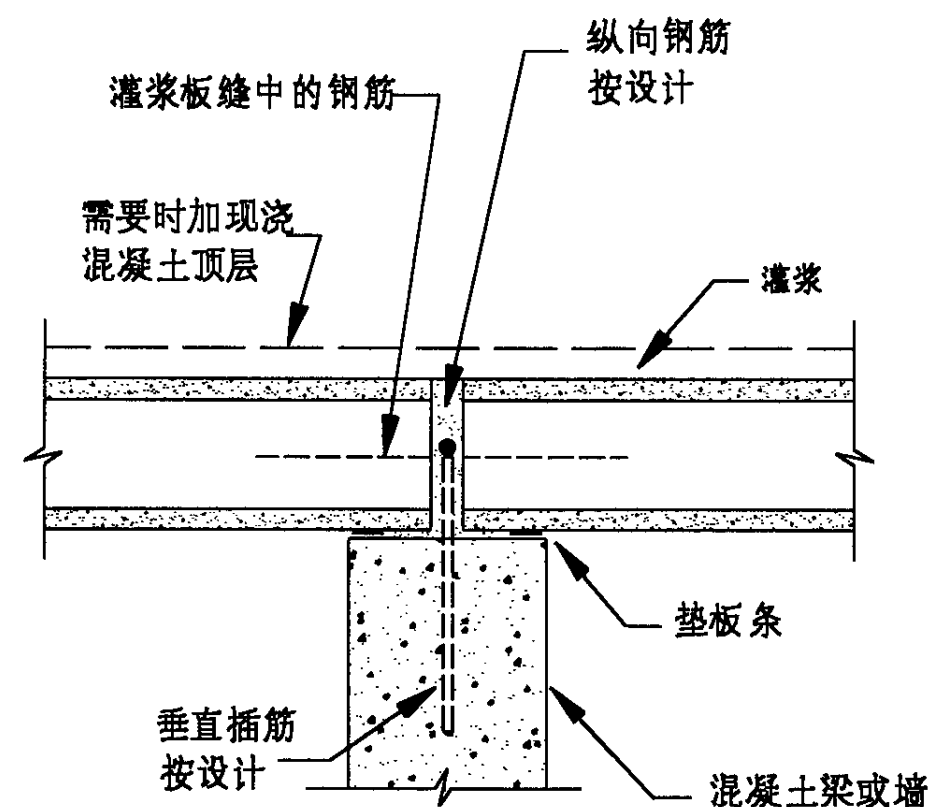
- 能传递隔板的剪力
- 可设计成结构整体性的连接
- 可作为墙的横向支撑
- 相对的板缝必须对齐

制作要点:

- 对板简单明确

安装要点:

- 简单明确
- 板缝灌浆达到强度前墙是没有横向支撑的



5.3.16

设计要点:

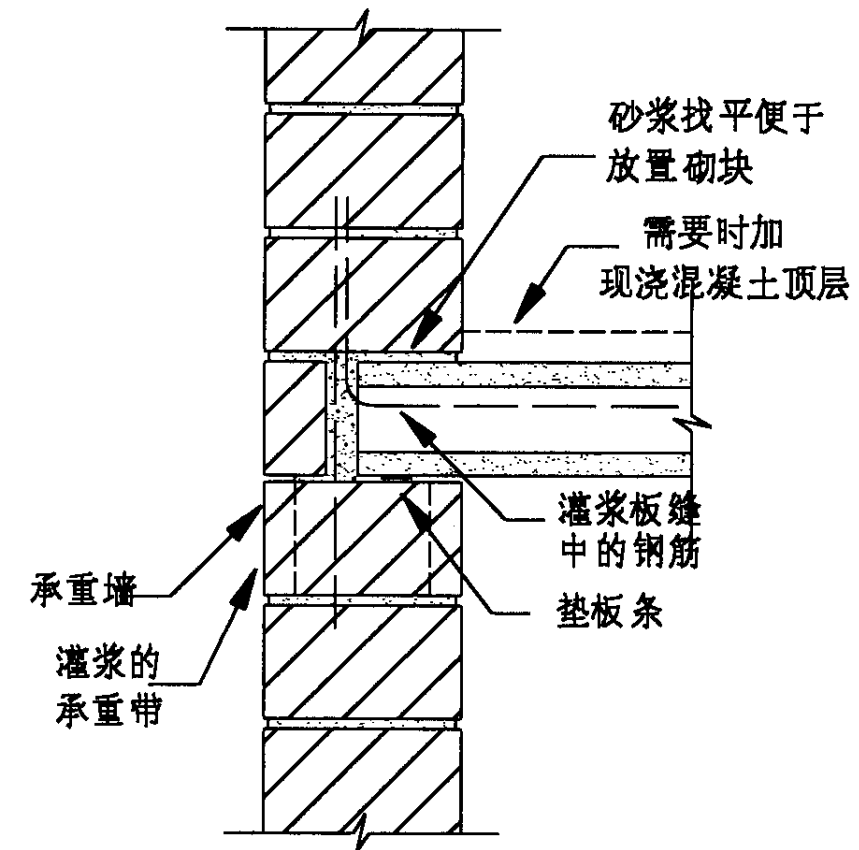
- 能传递隔板的剪力
- 合适的节点做法可以为墙提供横向支撑
- 应考虑由于板端转动产生的力

制作要点:

- 简单明确

安装要点:

- 便于板的施工
- 砌体中可放置钢筋与板缝无关
- 有预制墙板时需考虑垂直插筋的做法



5.3.17

设计要点:

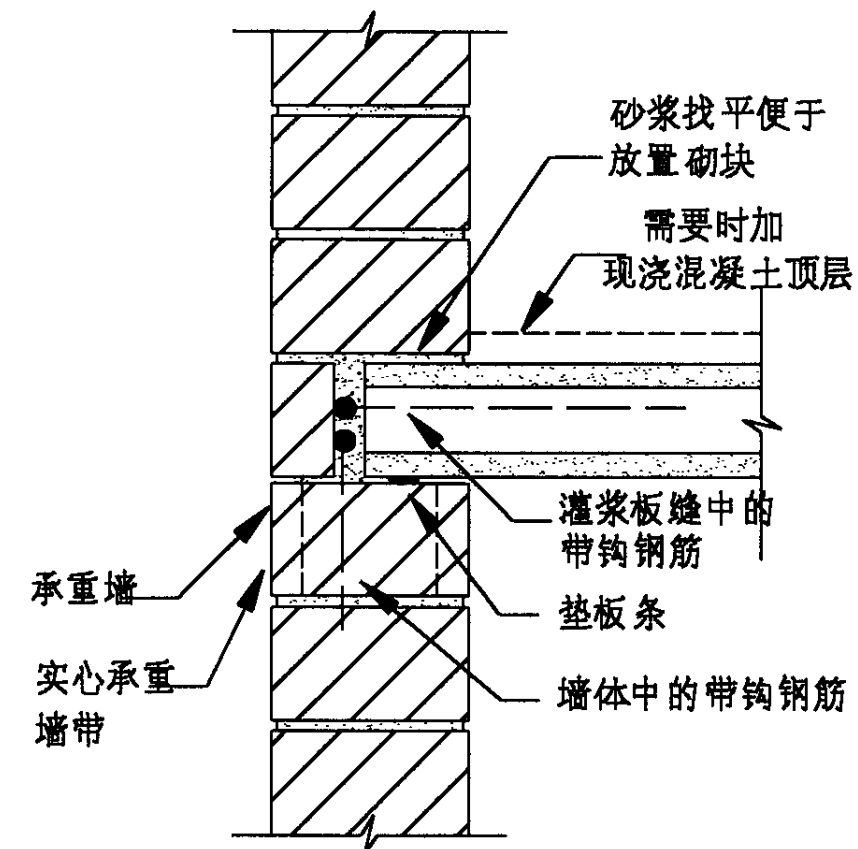
- 能传递隔板的剪力
- 合适的节点做法可以为墙提供横向支撑
- 应考虑由于板端转动产生的力

制作要点:

- 简单明确

安装要点:

- 便于板的施工
- 砌体中可放置钢筋与板缝无关
- 板端灌浆可能有一定的困难



5.3.18

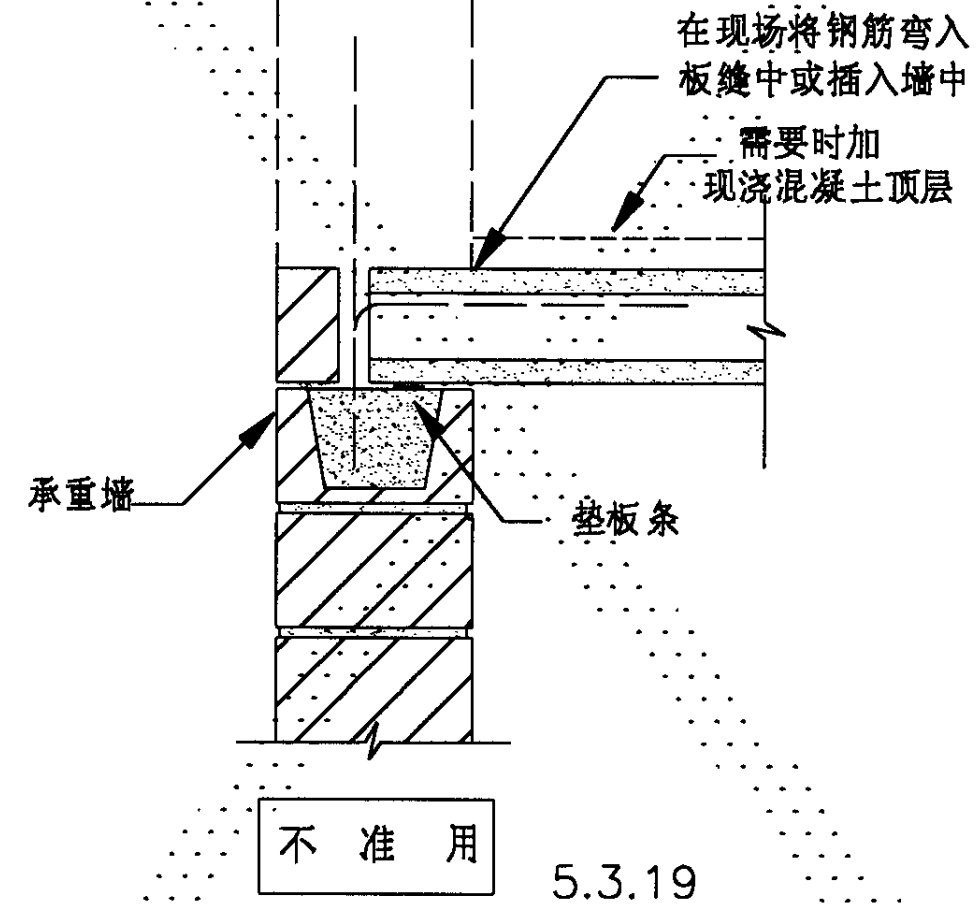
设计要点:

- 不推荐本节点做法由于安装困难可能会造成节点连接不可靠

制作要点:

安装要点:

- 砌体在板缝处放钢筋时十分困难
- 现场弯钢筋困难并可能弯断
- 为了与板缝对齐可能需要加钢筋



设计要点:

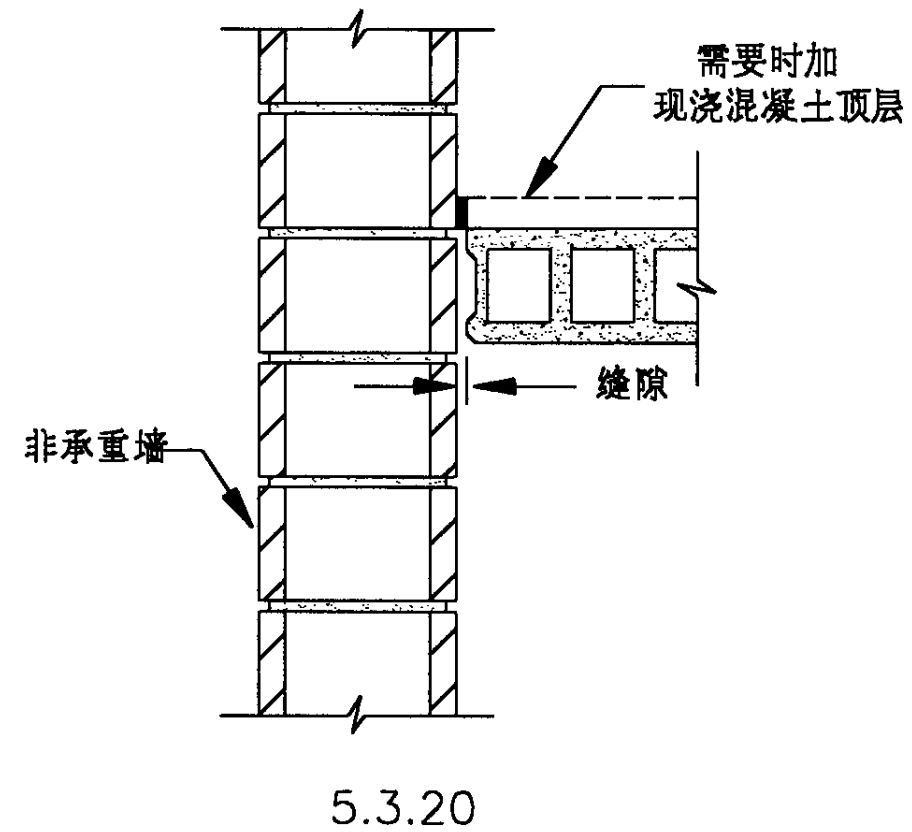
- 在该水平处墙无横向支撑

制作要点:

- 简单明确

安装要点:

- 板的允许吊装偏差小



设计要点:

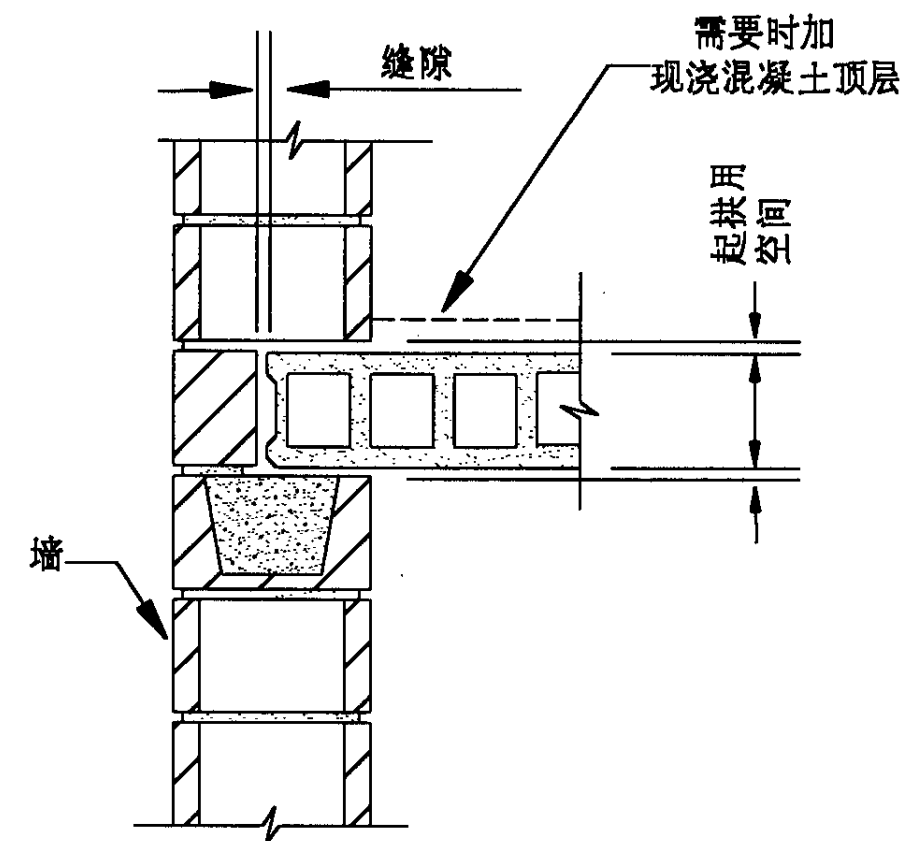
- 墙可能无横向支撑
- 需考虑挠度或起拱产生的力
- 为了传递轴向力板下可能需要放置干垫板

制作要点:

- 简单明确

安装要点:

- 要考虑起拱需要的缝隙空间
- 墙在本层无横向支撑
- 板的允许吊装偏差小



5.3.21

设计要点:

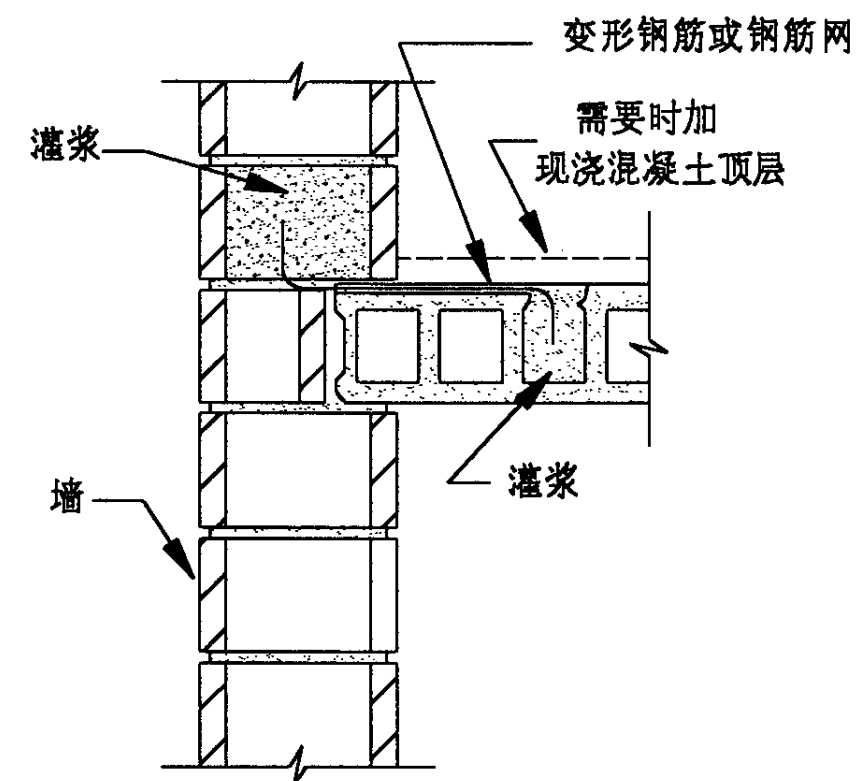
- 能传递隔板的剪力
- 可作为墙的横向支撑
- 需考虑挠度或起拱产生的力
- 要考虑力的传递路径

制作要点:

- 如非现场制作必须预留钢筋槽和孔
- 叠层生产法不能预留槽和孔

安装要点:

- 要考虑起拱需要的缝隙空间
- 在工厂中未预留则必须为钢筋开槽和孔
- 板孔灌浆达到强度前墙是没有横向支撑的



5.3.22

设计要点:

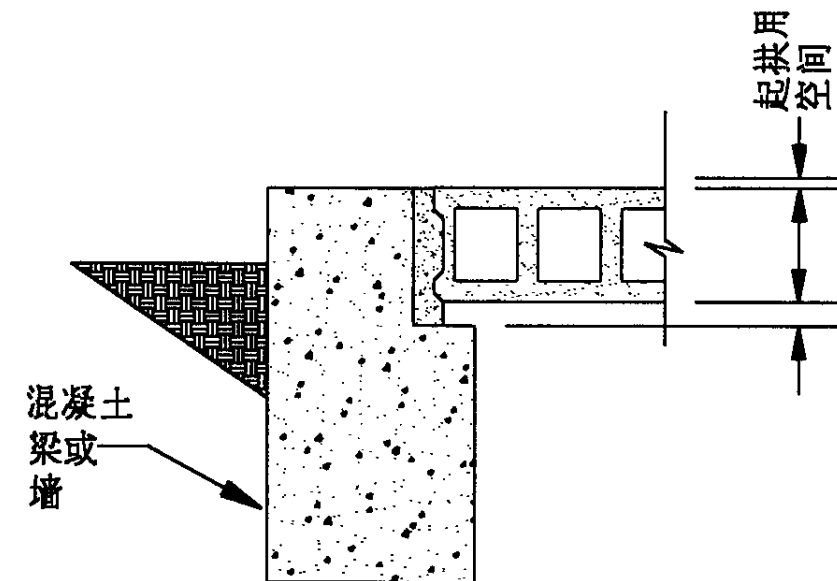
- 可承受土堆对墙产生的压力
- 只有对板缝和配筋采取特殊考虑后方可传递隔板剪力
- 对大跨度板而言要考虑其对垂直位移的限制

制作要点:

- 简单明确

安装要点:

- 边板缝要灌浆但不同一般做法



5.3.23

设计要点:

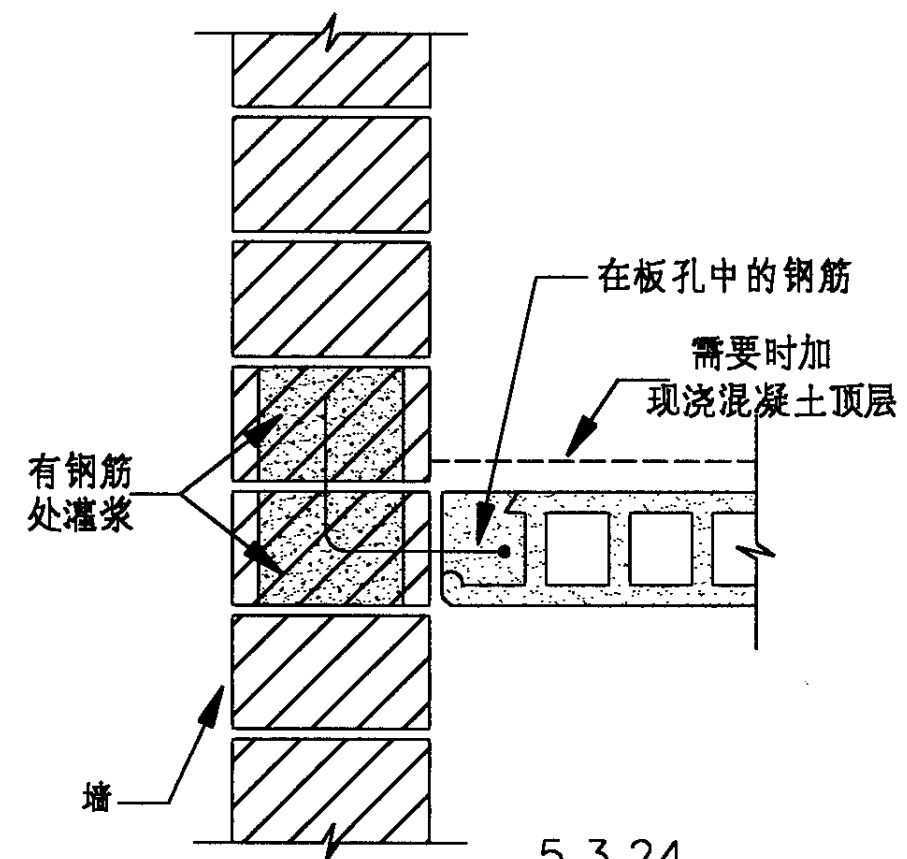
- 能传递隔板的剪力
- 可作为墙的横向支撑
- 需考虑挠度或起拱产生的力

制作要点:

- 如不在现场制作板边孔必须预先切开
- 叠层生产法不能预留槽和孔

安装要点:

- 如没在工厂预开孔必须现场开孔
- 为了放置钢筋可能要切割砌块



5.3.24

设计要点:

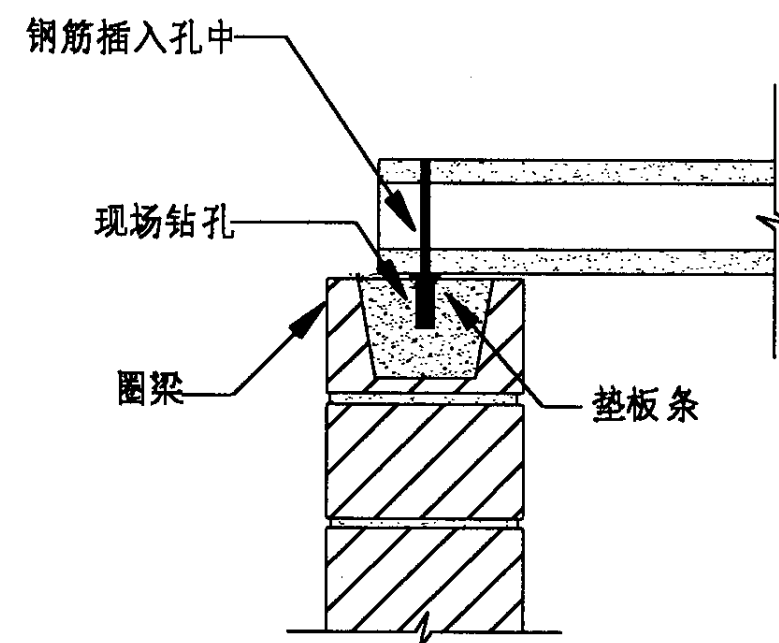
- 可传递刚性隔板剪力
- 可作为墙的横向支撑
- 节点承载力需由实验确定

制作要点:

- 简单明确

安装要点:

- 必须保留最小边距
- 无嵌入空隙



5.3.25

设计要点:

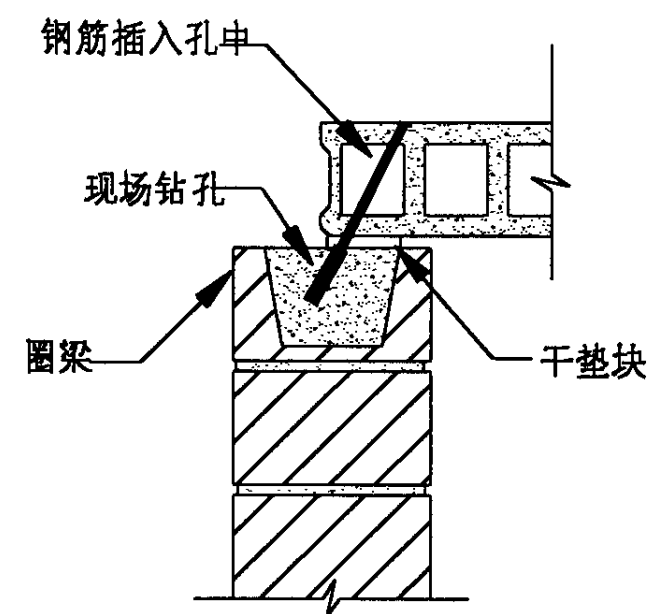
- 可传递隔板剪力
- 可作为墙的横向支撑
- 考虑对垂直位移的限制
- 节点承载力需由实验确定

制作要点:

- 简单明确

安装要点:

- 必须保留最小边距
- 无嵌入空隙



5.3.26

设计要点:

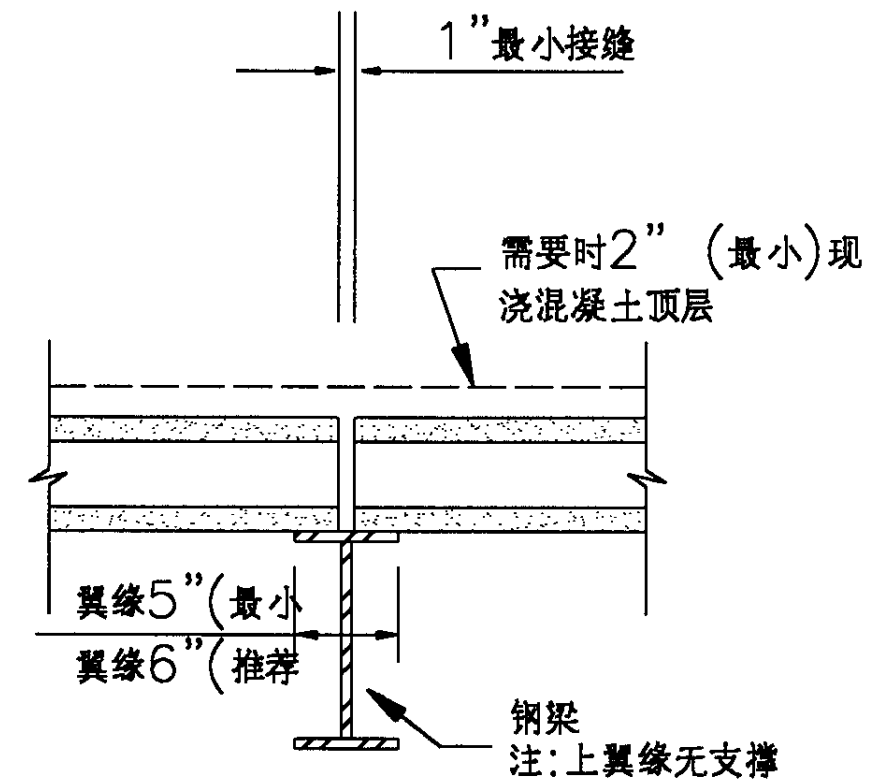
- 梁上翼缘按无支撑考虑

制作要点:

- 对板简单明确
- 梁翼缘宽度应能够作板的支撑长度

安装要点:

- 不对称荷载可能引起梁失稳



5.3.27

设计要点:

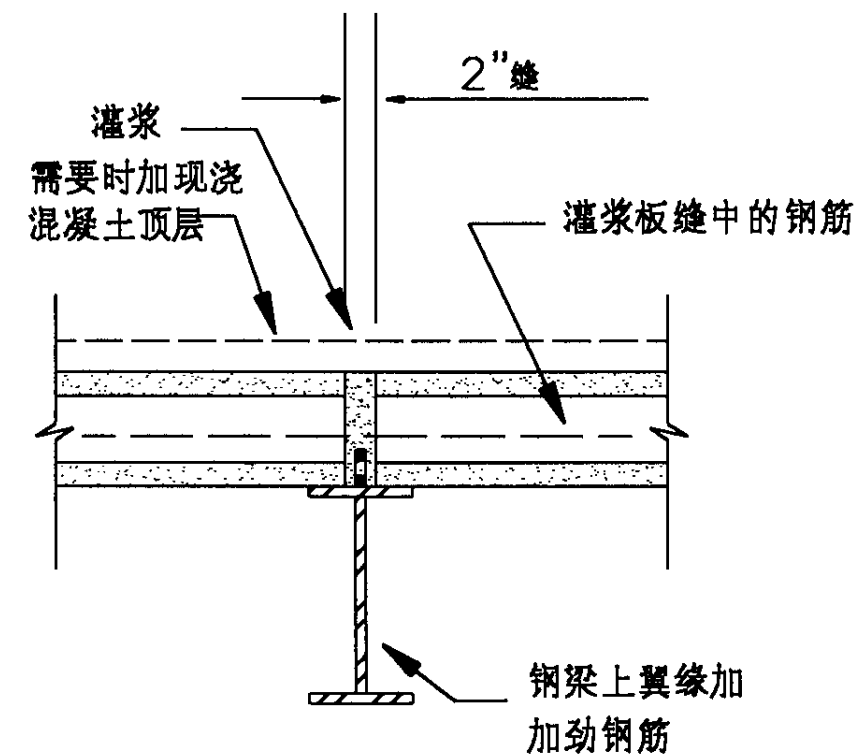
- 能传递刚性隔板的内力
- 可作为钢梁的横向支撑

制作要点:

- 相对的板缝必须对齐
- 由当地条例或规定在工地或工厂必须在梁上加加劲钢筋
- 梁翼缘宽度应够作板的支撑长度

安装要点:

- 板缝灌浆时包括对接缝
- 钢结构安装时需现场加劲钢筋
- 板缝达到强度前梁无横向支撑
- 不对称荷载可能引起梁失稳



5.3.28



设计要点:

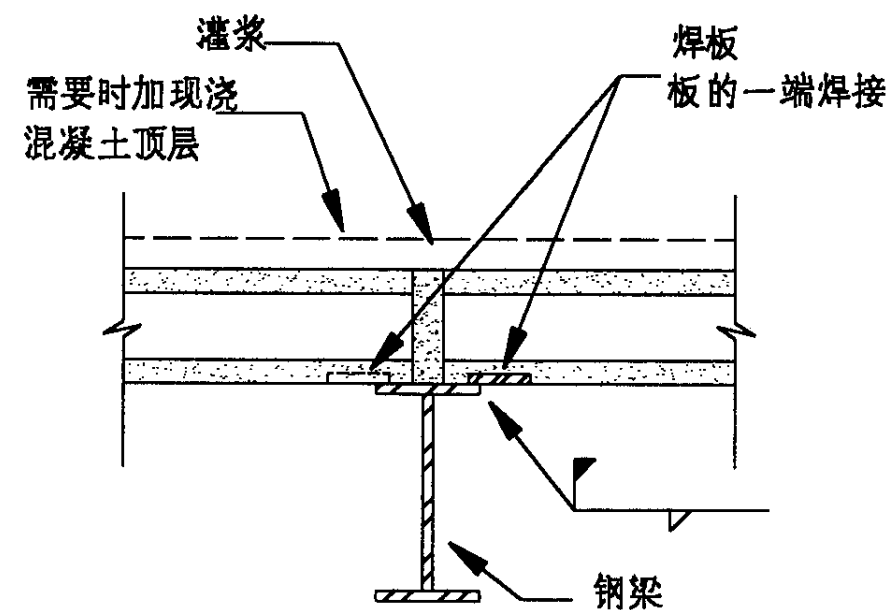
- 能传递刚性隔板的内力
- 可作为梁的横向支撑
- 在节点设计中需考虑变形产生的力

制作要点:

- 板的生产工艺必须允许安置底部埋件锚筋

安装要点:

- 向梁上焊板时应考虑是在逐步为梁加横向支撑



5.3.29

设计要点:

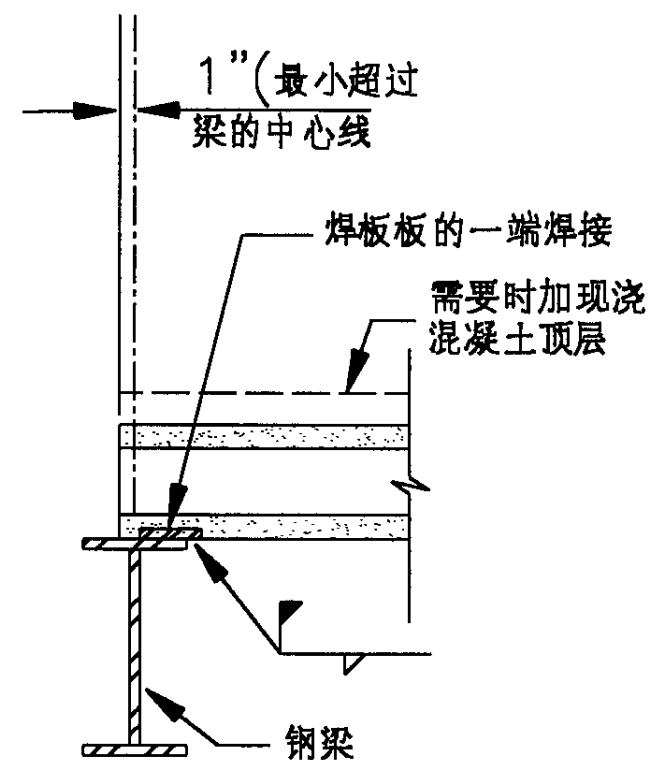
- 能传递隔板的剪力
- 可作为梁的横向支撑
- 钢梁应考虑可能产生的扭矩
- 在节点设计中需考虑变形产生的力

制作要点:

- 板的生产工艺必须允许安置底部埋件锚筋

安装要点:

- 向梁上焊板时应考虑是在逐步为梁加横向支撑
- 需考虑焊接用空间



5.3.30

设计要点:

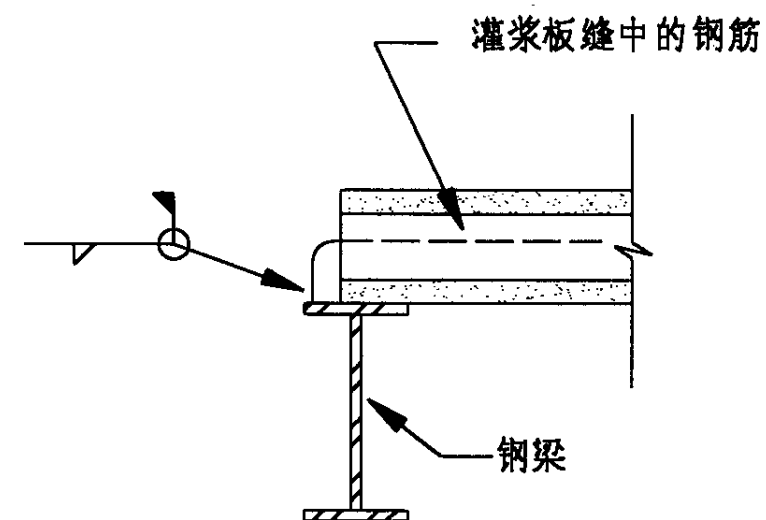
- 能传递隔板的剪力
- 可作为梁的横向支撑

制作要点:

- 简单明确

安装要点:

- 钢筋焊接位置必须与板的安装配合
- 由于要传力梁边也要灌浆
- 灌浆达到强度前梁无横向支撑



5.3.31

设计要点:

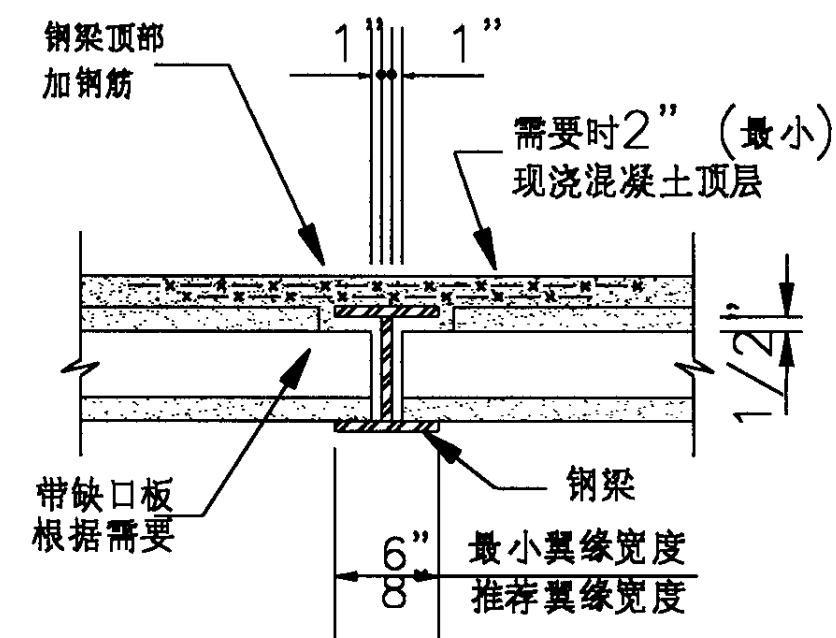
- 隔板内力只能由顶部混凝土层传递
- 可作为梁的横向支撑
- 钢梁应考虑可能产生的扭矩

制作要点:

- 梁翼缘宽度应够作板的支撑长度
- 空心板端部缺口可在工厂预制或者现场切割

安装要点:

- 板两端都有缺口安装十分困难板必须平移进梁可能还需在翼缘上开孔
- 在板的安装过程中梁没有支撑



注:  
板两端都有缺口时  
安装十分困难

5.3.32

设计要点:

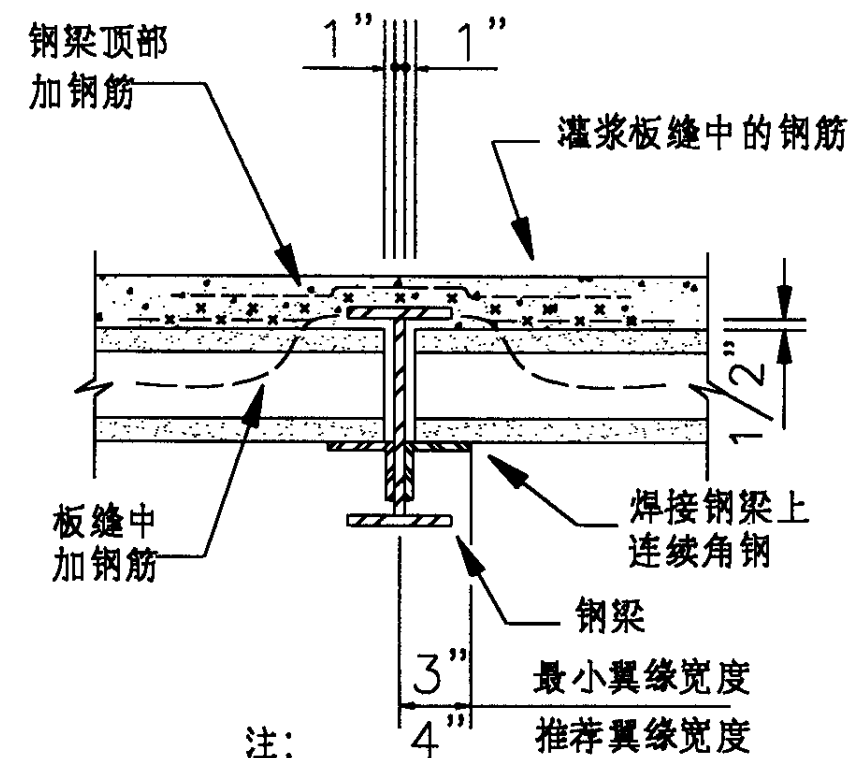
- 隔板内力只能由顶部混凝土层传递
- 可作为梁的横向支撑
- 钢梁应考虑可能产生的扭矩

制作要点:

- 梁翼缘宽度应够作板的支撑长度
- 梁的高度要满足安装空间的需要

安装要点:

- 板两端为同样节点安装十分困难板必须平移进梁可能还需在翼缘上开孔
- 安装板前注意过梁的稳定性



5.3.33

设计要点:

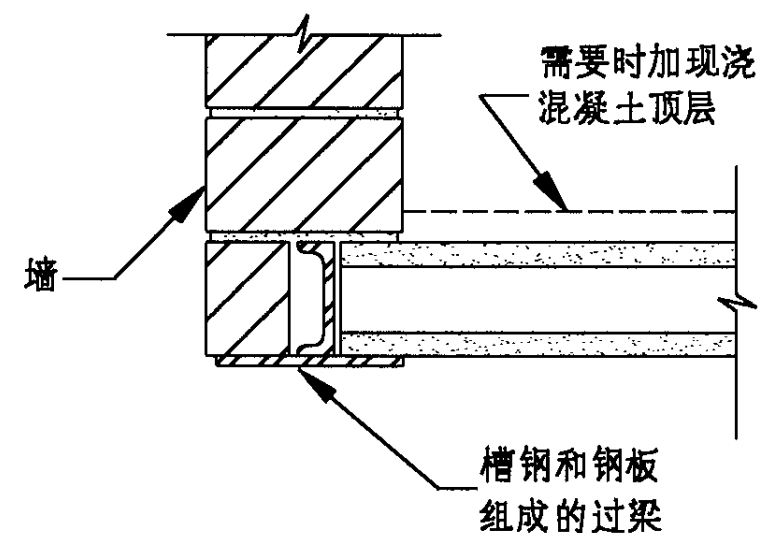
- 必须考虑安装引起的扭矩
- 过梁必须在两端有牢固的锚固
- 为支撑过梁需要与板连接

制作要点:

- 简单明确

安装要点:

- 安装板前注意过梁的稳定性



5.3.34

设计要点:

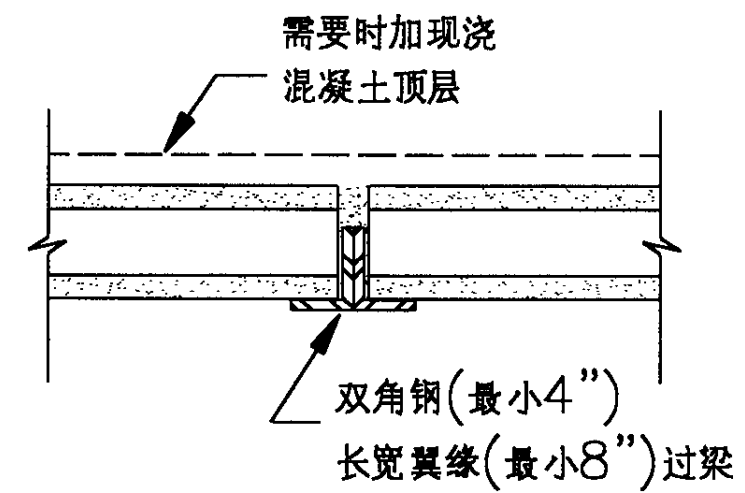
- 对接缝必须灌浆以保证角钢直翼缘的横向支撑
- 过梁必须在梁端有牢固的锚固

制作要点:

- 简单明确

安装要点:

- 在吊装楼板前必须将过梁锚固好



5.3.35

设计要点:

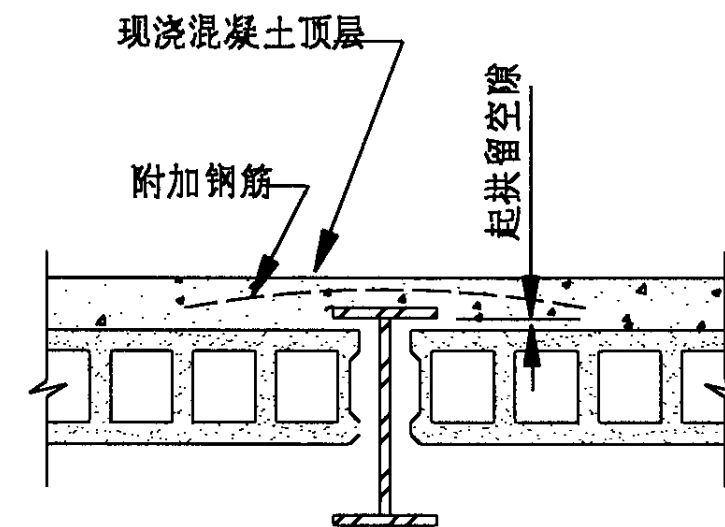
- 必须为起拱留有空隙
- 未浇顶层混凝土前梁无支撑

制作要点:

- 起拱必须在允许空隙之内

安装要点:

- 安装可能很困难



5.3.36

设计要点:

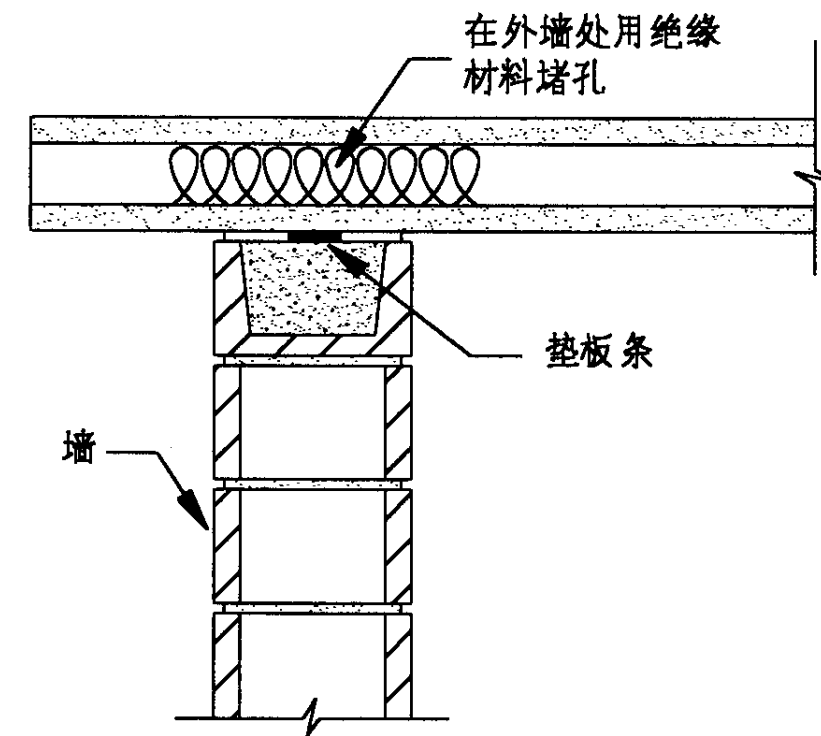
- 墙的支撑或传递剪力都只靠不太可靠的摩擦力
- 可能需要保证结构整体性的连接

制作要点:

- 悬臂除顶部钢筋外无其他配置

安装要点:

- 简单明确



5.3.37

设计要点:

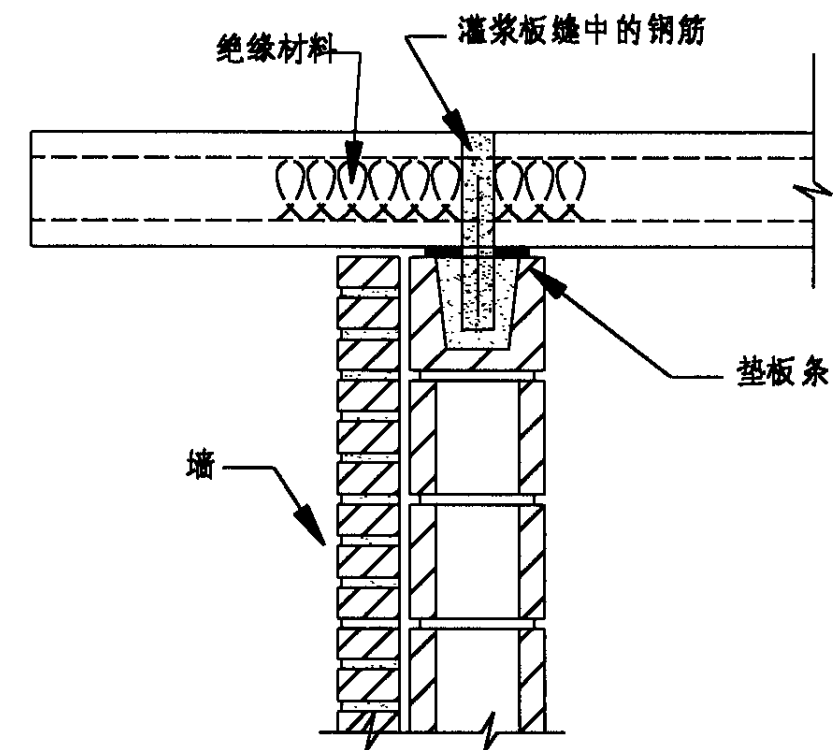
- 能传递隔板剪力
- 可作为墙的横向支撑

制作要点:

- 如果不是工地钻孔砌体内须先开槽和钻孔
- 如果不在工地钻孔吊装将难以对准

安装要点:

- 如果不是预制将钻孔通过板一直到砌体上
- 板缝达到强度前梁无横向支撑
- 灌浆可能有困难



5.3.38

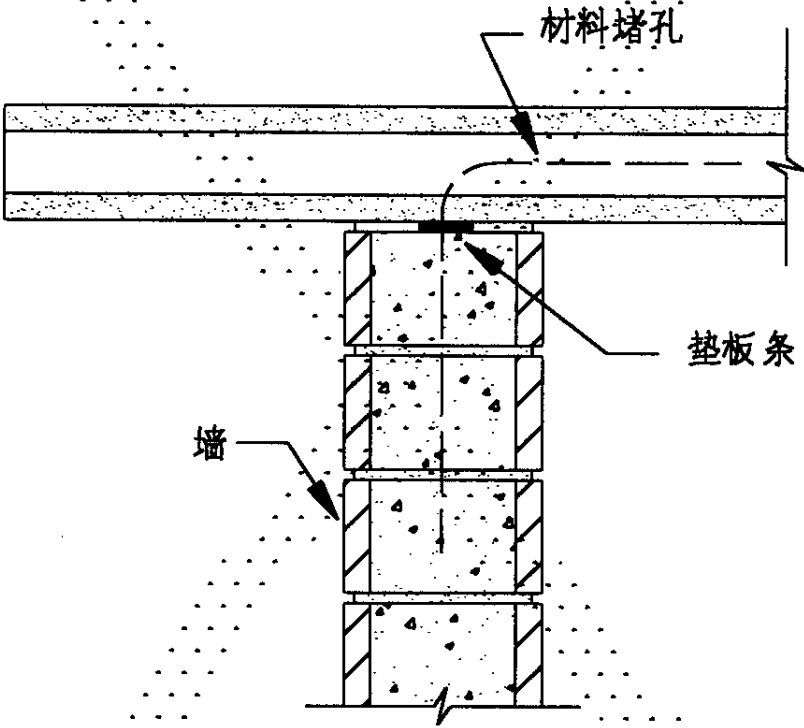
设计要点:

- 不推荐本节点做法由于安装困难可能会造成节点连接不可靠

制作要点:

安装要点:

- 将砌体中垂直钢筋对准板缝将十分困难
- 大多数槽形块中须要通过直筋的槽口
- 在现场将直筋弯到槽中是十分困难的



5.3.39

不准用

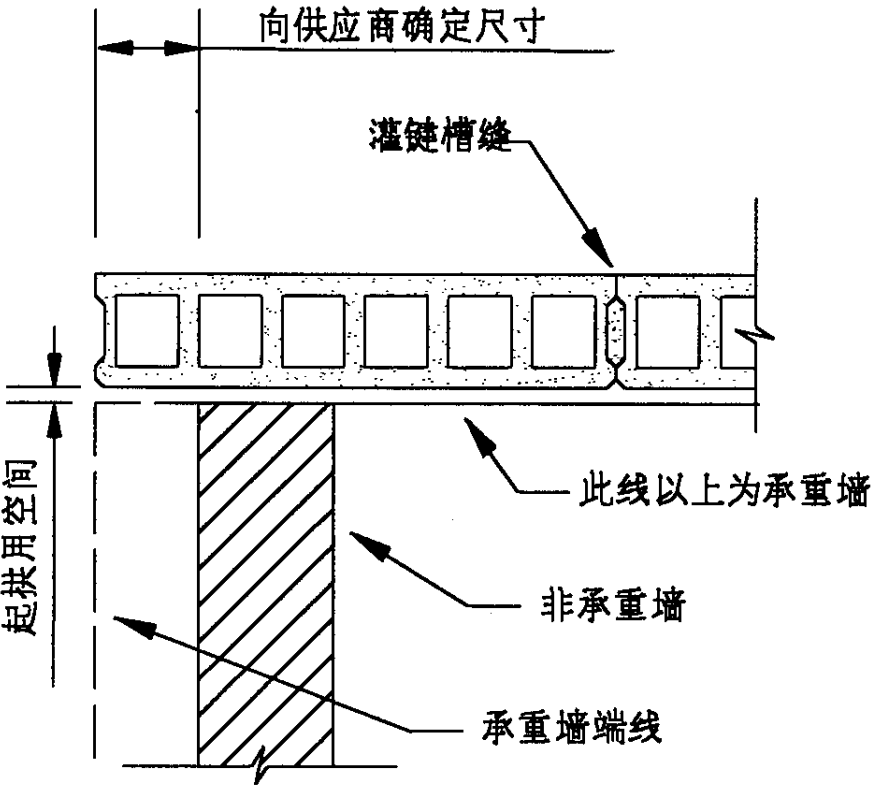
设计要点:

- 板不能作为墙的支撑
- 根据条件墙可能作为边板的支座
- 内外间无绝缘做法

制作要点:

- 根据支座条件和生产时可能加横向钢筋的情况确定悬臂长度限制

安装要点:



5.3.40

设计要点:

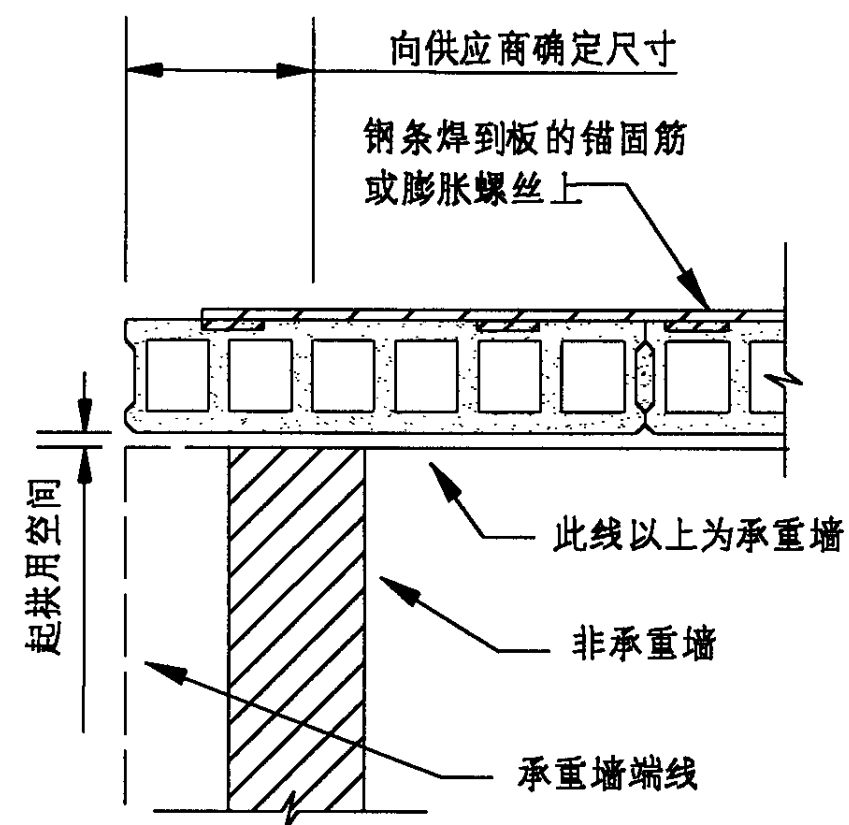
- 板不能作为墙的支撑
- 根据条件墙可能作为边板的支座
- 内外间无绝缘做法

制作要点:

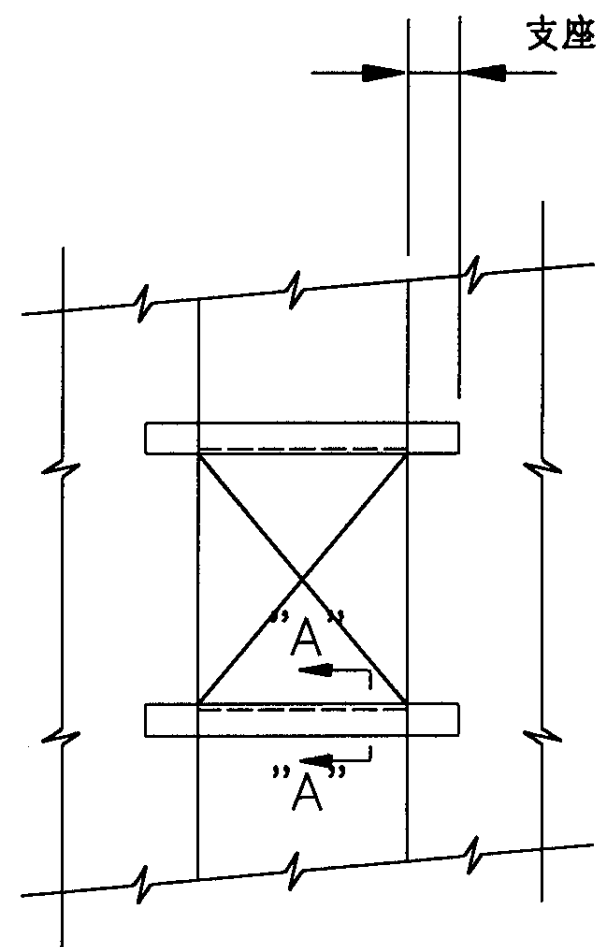
- 空心板生产时如不能加横向钢筋  
必须加外部钢筋
- 根据生产时安置顶板埋件的条件确定  
外部钢条和板的锚固

安装要点:

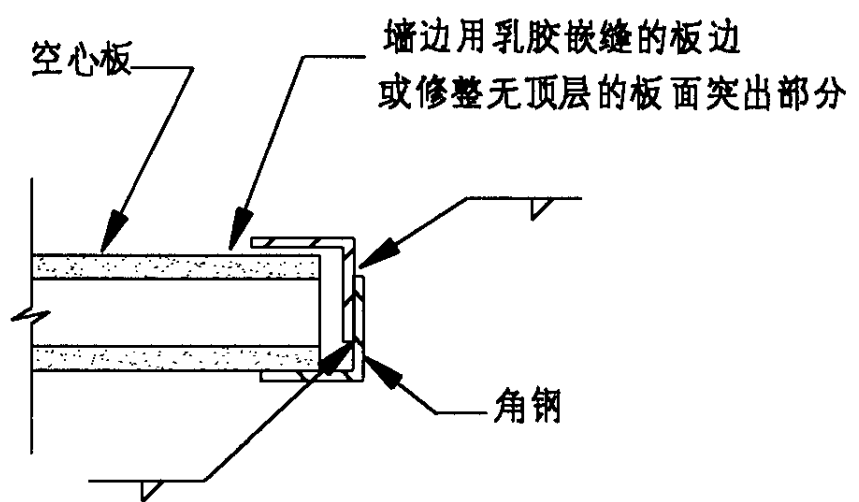
- 根据支座条件在安装外部钢筋和灌浆  
以前可能需要临时支撑



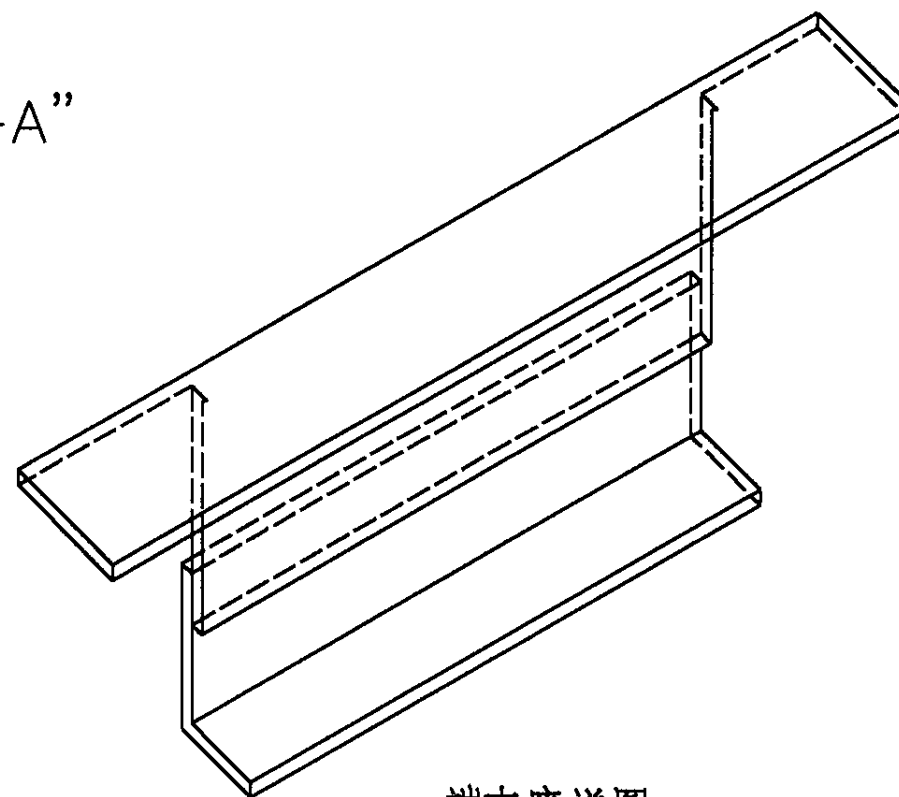
5.3.41



平面



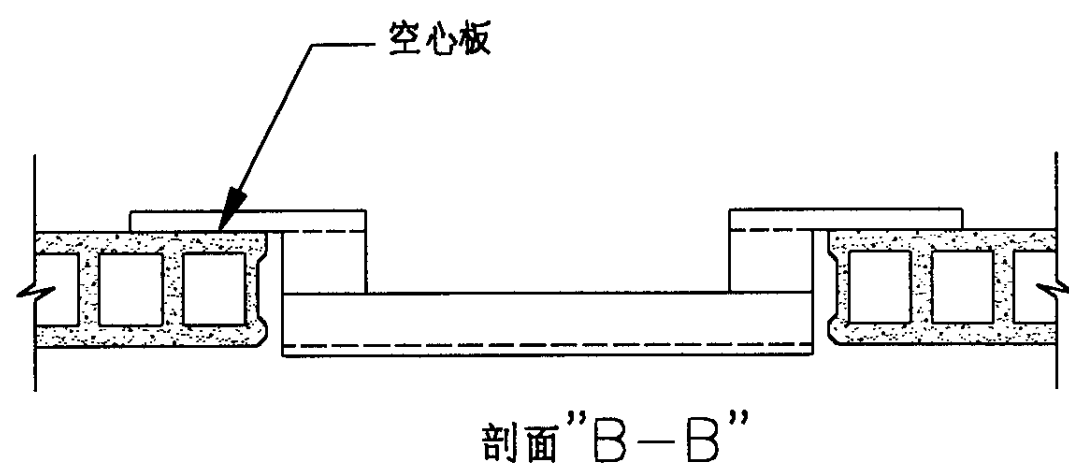
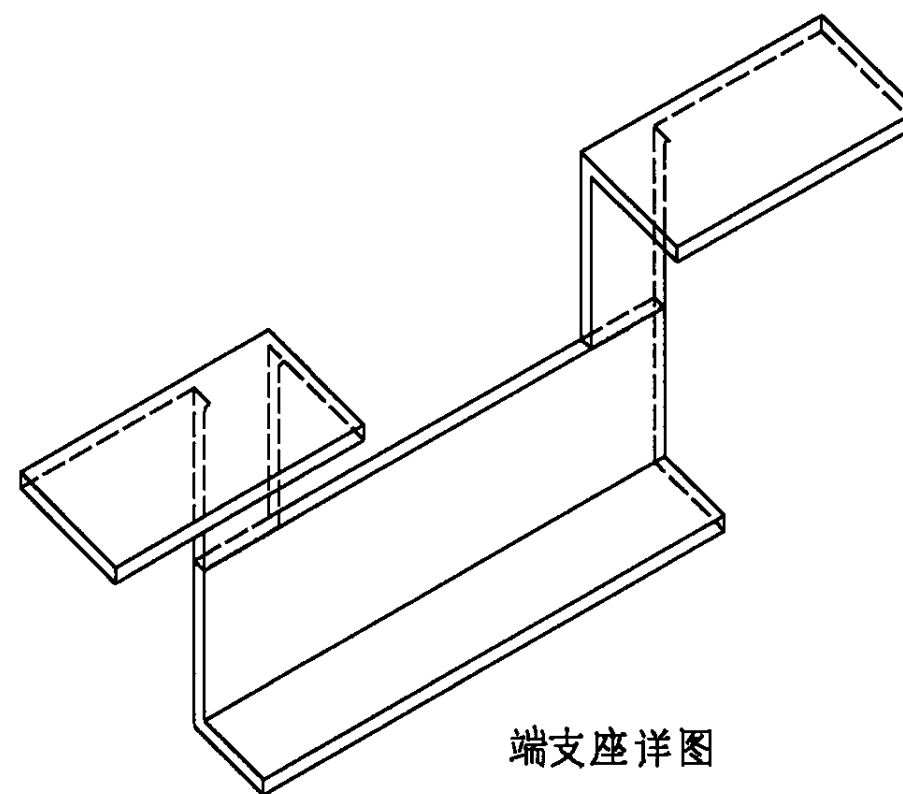
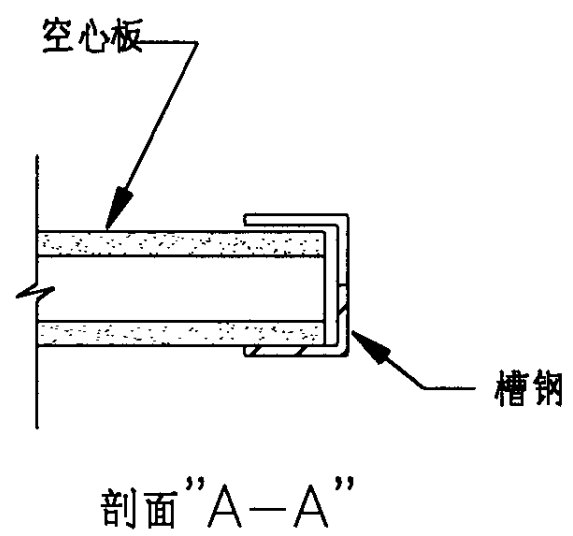
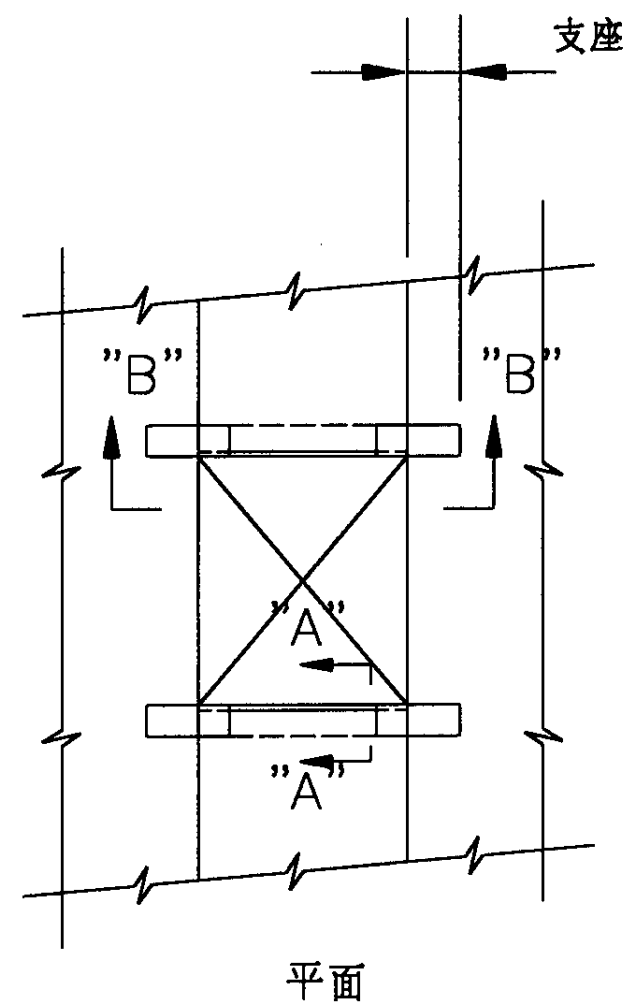
剖面“A-A”



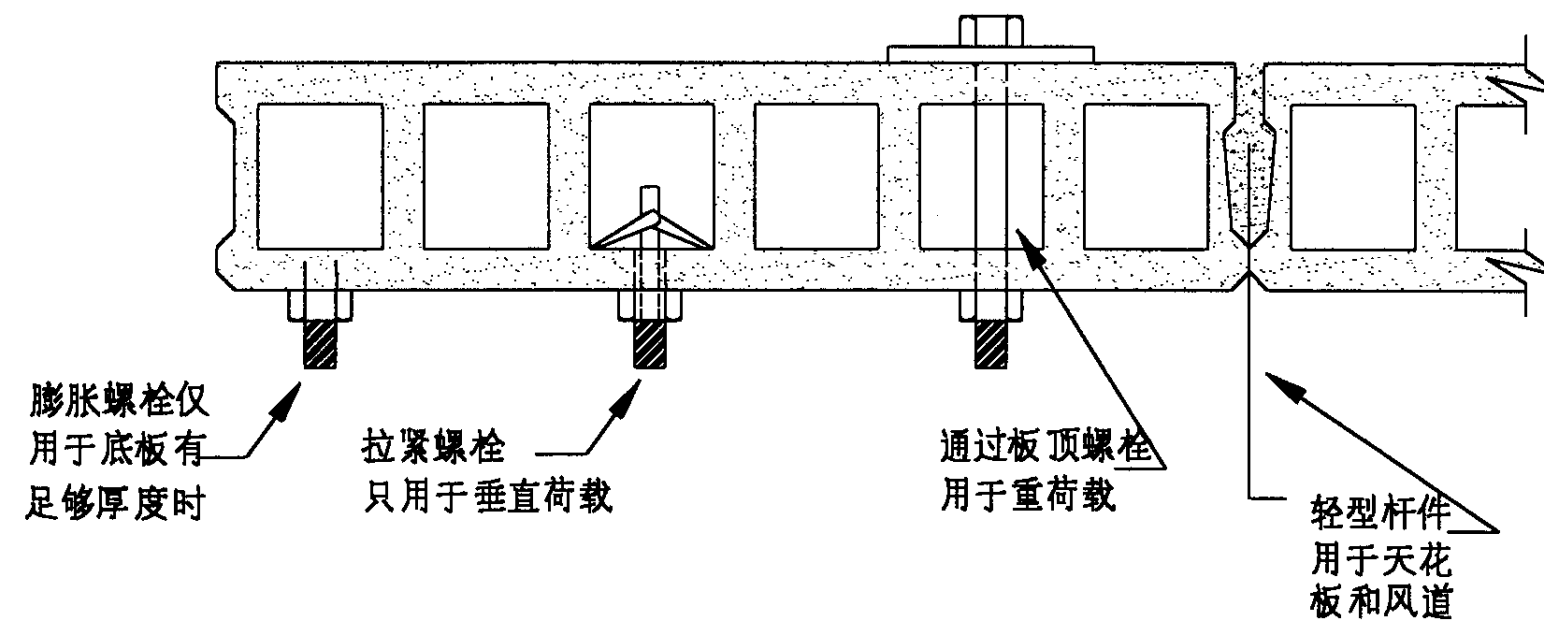
端支座详图

5.3.42





5.3.43



5.3.44

# SP 预应力空心板技术手册

## 施 工 部 分

主编单位： 中国建筑标准设计研究所

协编单位： SP 板及其系统技术协作会

主 编： 杨 晓 宏

参 编： 丁 志 刚 潘 本 栋 杨 纪 元

谢 晓 文 庄 国 伟 朱 宝 霞

编 排： 任 利 平

审 核： 陈 幼 璠



# 目 录

## 第一章 SP 预应力空心板的材料组成及质量标准

1.1 水 泥·····	4
1.2 砂 子·····	4
1.3 石 子·····	4
1.4 水·····	4
1.5 外加剂·····	4
1.6 钢绞线·····	4
1.7 混凝土·····	4

## 第二章 SP 预应力空心板的生产工艺规程

2.1 工艺概述·····	5
2.2 设备配备·····	5
2.3 劳动组织、工作制度·····	5
2.4 工艺流程及质量要求·····	5~11

## 第三章 SP 预应力空心板的质量验收标准

3.1 原材料质量标准·····	11
3.2 工艺标准·····	11

3.3 SP 板质量标准·····	11~12
-------------------	-------

## 第四章 SP 预应力空心板的质量通病及预防措施

4.1 SP 板在生产线上的收缩裂缝分析及预防措施·····	13
4.2 SP 板截面不密实·····	13~14
4.3 SP 板孔壁拉裂，板底麻面、拉裂·····	14
4.4 SP 板切割后距板端 1m 处板顶面产生裂缝·····	14
4.5 SP 板钢绞线回缩超过限值·····	14~15
4.6 SP 板起拱度不均·····	15

## 第五章 SP 预应力空心板的安装

5.1 SP 板安装统一要求·····	16
5.2 砌体结构中 SP 板安装要求·····	16~17
5.3 框架结构中 SP 板安装要求·····	17~18
5.4 钢结构中 SP 板安装要求·····	18
5.5 SP 叠合板安装要求·····	18~19
5.6 安装验收标准·····	19

（注：除每章标题外，文章中 SP 预应力空心板均简称“SP 板”）

# 第一章 SP 预应力空心板的材料组成及质量标准

## 1.1 水泥

用 42.5 级普通硅酸盐水泥，标准采用 GB175—1999《硅酸盐水泥、普通硅酸盐水泥》，其检验和试验方法均采用国家相应标准。

## 1.2 砂子

宜用中砂，细度模数 $\geq 2.3$ ，砂子的粒度分布建议按下表，标准采用 JGJ52—92《普通混凝土用砂质量标准及检验方法》。

筛孔尺寸 (mm)	10	5	2.5	1.25	0.63	0.315	0.16
累计通过率 (%)	100	95— 100	80— 100	50— 80	25— 60	10—30	2—10

## 1.3 石子

用碎石或卵石，粒径为 5~10mm，石子的粒度分布建议按下表，标准采用 JGJ53—92《普通混凝土用碎石或卵石质量标准及检验方法》。

筛孔尺寸 (mm)	10	5	2.5	1.25
累计通过率 (%)	85--100	10--30	0--10	0--5

## 1.4 水

可饮用水即可用于 SP 板混凝土的搅拌及养护。

## 1.5 外加剂

可选择适合本产品的早强剂、减水剂。选用时应参照厂家提供的说明书，经试配确定最佳掺量后方可使用，并应符合国家现行标准《混凝土外加剂应用技术规范》（GBJ119）。

## 1.6 钢绞线

SP 板受力筋采用预应力钢绞线见下表。

钢绞线 结构	公称 直径 (mm)	强 度 级 别 (MPa)	整根钢绞线 的最大负荷 不小于 (KN)	延伸率 不小于 (%)	松弛 等级
1×3	8.6	1570	58.7	3.5	I
1×7	9.53	1860	102.3	3.5	II
1×7	11.11	1860	137.9	3.5	II
1×7	12.7	1860	183.7	3.5	II

其标准采用《预应力混凝土钢绞线》GB5224—95

## 1.7 混凝土

SP 板采用干硬性混凝土，强度等级为 C40、C45。混凝土工作度为 40~60s。

## 第二章 SP 预应力空心板的生产工艺规程

### 2.1 工艺概述

SP 板是引进美国 SPANCRETE 公司挤压成型机生产的。该设备年最大生产能力为 432000m<sup>2</sup>。生产线可根据需要设置成两段 150m~200m 长度，每段为 6 条生产床。生产时首先将预应力钢绞线铺放在生产床上，按规定张拉值张拉，再将挤压机调整就位，混凝土倒入挤压机料斗内，经挤压、搓动、捣固完成 SP 板成型。自然养护后即可对 SP 板进行放张、切割、吊装、堆放。

### 2.2 设备配备

SP 板生产线基本设备配置如下表：

序号	设备名称	型号	单位	数量	作用
1	挤压机	GT-1	台	1	成型 SP 板
2	台式电锯		台	2	切割 SP 板
3	牵引小车		辆	1	牵引钢绞线就位
4	张拉机	20t	台	1	张拉钢绞线
5	桥式起重机	16t	辆	1	吊运板、设备及其它
6	桥式起重机	10t	辆	1	吊运板、设备及其它
7	搅拌站	≥50m <sup>3</sup> /h	座	1	搅拌混凝土
8	叉车	5t	辆	1	运送混凝土
9	装载机	5t	辆	1	上砂、石料
10	平板车	20t	辆	2	运输 SP 板
11	龙门吊	16t	台	1	堆放 SP 板
12	吊架	≤16m	个	1	吊板用具
13	手电锯		台	1	切割钢绞线

### 2.3 劳动组织、工作制度

劳动组织：车间各工序直接生产人员配备如下：

挤压机班：3 人

张拉班：3 人

切割班：3 人

吊装组：7 人

埋件养护班：5 人

搅拌站班：6 人

共计 27 人

工作制度：根据定量的多少制定灵活工作制，每天工作 8--24 小时，每年法定 250--300 天工作日。各工艺不宜同时工作，可相互穿插。

### 2.4 工艺流程及质量要求

SP 板工艺流程：

清理床面 → 安放承压板 → 牵引铺设钢绞线 → 锚固钢绞线 → 张拉钢绞线 → 垫保护层 → 放置埋件 → 挤压机调整就位 → 搅拌运输混凝土 → 挤压成型 → 制作试块 → 养护 → 测试试块强度 → 放张预应力钢绞线 → 切割 → 起吊装车 → 场外堆放。

各部分操作步骤及质量要求：

#### 1 清理床面：

(1) 用扫帚清扫床面，对凝固的混凝土必须铲除干净。

(2) 床面不得有凹凸、裂缝等缺陷，一旦发现，应及时修补，缺陷严重的应及时提出更换要求。

(3) 床面平整度必须控制在 $\pm 2\text{mm}$ 以内。

## 2 安放承压板:

(1) 在张拉支架外侧的角钢上安置工字钢支撑块, 安置承压板, 并用螺栓将上下承压板连接牢固。

(2) 锚固下、上相邻两块承压板时, 必须采用高强度螺栓, 螺栓必须拧紧。螺栓的最小规格为: M24 螺栓, 其屈服强度不低于 558.5MPa, 抗拉强度不低于 793MPa。

(3) 工字钢垫块左右高度必须一致, 承压板必须保持水平, 安放好后用水平仪测试, 左右高差不得超过 1mm。

(4) 承压板的表面应低于床面 20mm, 并装好相对应的布线板。

(5) 定期检查基准板的锚固螺栓, 发现问题及时更换。

## 3 牵引铺设钢绞线:

(1) 先在床面上放三个钢绞线导向架, 其间距不大于 50m, 以防钢绞线在牵引时滚落床面。

(2) 生产床两端各有一操作人员, 张拉端的操作人员将钢绞线穿上锚具挂在牵引车上, 推动车挡, 小车向另一端运行。

(3) 锚固端人员待小车到达时迅速推动转向挡, 同时取下锚具, 小车自动回到张拉端。

(4) 牵引车以汽油为动力, 在开始启动前须将小车油箱加满。

(5) 装锚具前应对锚具进行逐个检查, 对有裂缝或滑丝的夹片应剔除并禁止使用。套筒内壁应打蜡或涂油, 以便放张后退锚。

(6) 张拉端人员应确保钢绞线放线时不打死弯。

## 4 锚固钢绞线:

(1) 锚固端人员接到牵引车上的钢绞线后先将锚具退锚, 然后将钢绞线穿入布线板, 套上锚具锚固。

(2) 钢绞线牵引就位后, 张拉端人员用手提切割机切断钢绞线, 并套上锚具锚固。

(3) 锚固端钢绞线外留长度不得短于一个锚具长度也不宜超过 150mm, 同一生产床上锚固端外露钢绞线长度应一致。

(4) 张拉端钢绞线的外留长度应满足张拉机所需的锚固长度, 一般不应小于 800mm。

(5) 两端锚固后应保证钢绞线张拉后平行, 其间距误差不得超过 $\pm 3\text{mm}$ 。

(6) 锚固端安妥防护板, 张拉端安妥防护网。

## 5 张拉钢绞线:

张拉钢绞线是 SP 板生产过程中的重要环节, 张拉质量的好坏不仅影响板的刚度和抗裂度, 操作不当还易危及人身安全。

(1) 张拉前操作人员应认真做好以下工作:

- a) 检查是否安装好防护设备。
- b) 检查钢绞线是否有破损, 锚具是否安装牢靠, 钢绞线位置、承压板高度是否符合要求。
- c) 检查张拉设备电路, 指示灯及运转是否正常, 压力表指针是否回零。
- d) 准备好张拉记录表、直尺等, 架好千斤顶。
- e) 拉警铃示意车间内非张拉操作人员全部离开车间。

(2) 张拉钢绞线分两次进行, 第一次张拉至钢绞线张拉控制应力值的 30%, 调整钢绞线位置, 使其相互平行, 第二次张拉至张拉控制应力值。

(3) 张拉时检查人员必须在场监控, 按照技术文件规定的



张拉值进行张拉，并记录好每根钢绞线的张拉值读数、伸长量。严禁超值张拉。发现问题及时报告技术人员。

(4) 张拉钢绞线采用应力控制方法，但应校核所张拉钢绞线的实际伸长值。如钢绞线实际的伸长值与理论计算的伸长值相差超过 5%，应停止张拉，找出问题后再决定是否继续张拉。

(5) 张拉时操作人员应站在被张拉钢绞线的两侧，待张拉到规定数值，并在机器停止继续张拉时，方可测量伸长值。

(6) 张拉记录表填好后，必须由操作人员和检验人员共同签字。

(7) 在张拉过程中，如发现张拉机、钢绞线有异常声音时，应立即停机，操作人员及时离开拉伸方向，并密切注视钢绞线有无断股或继续断股发展，待事态稳定后，由技术人员即刻拿出处理方案并指挥处理。

(8) 严禁操作人员在没有任何安全防护情况下，进行张拉操作，以防发生危险。

(9) 严禁非操作人员操作。

(10) 张拉机应每三个月校验一次，如三个月中对张拉机进行过维修、换油，应重新校验。

## 6 垫保护层：

(1) 用撬杠将生产床两端的每根钢绞线撬起，逐个垫入木块，木块厚度应比钢绞线保护层厚度大 3mm。

(2) 木块应选用较硬的木料，当保护层厚度为 20mm 时木块尺寸为 23×23×40mm，偏差不得超过±2mm。

(3) 张拉双层钢绞线时，先用起重机勾住上层钢绞线，再用专用支架将钢绞线支好，并确保支架在挤压机运行时不致脱落，支好的上下层钢绞线位置必须符合设计图纸要求，偏差

不得大于±3mm。

## 7 放置预埋件：

(1) 放置预埋件前应检查预埋件尺寸、焊缝质量及焊皮是否清除，不合格的预埋件不得使用。

(2) 放置板底预埋件前，先用钢尺量好预埋件的准确位置，将钢绞线放入预埋件的扣片中，再将预埋件上的扣片砸弯，扣住钢绞线，以确保成型后预埋件位置误差不大于 10mm。砸扣片时应避免碰伤钢绞线，扣片砸弯后如出现裂痕应及时予以更换。

(3) 放置板面预埋件时，需先用小铲在放置预埋件的芯孔处挖出一个孔洞，其尺寸稍大于预埋件钢板面积，再用混凝土回填并捣实，然后插入预埋件，使预埋件钢板与板面保持同一平面，高差不得超过±2mm。挖孔洞工序应在板成型后即刻进行，一小时后回填混凝土和放置预埋件，操作时应防止将板肋捣塌。

## 8 挤压机调整就位：

(1) 就位前必须对挤压机进行全面检查，确保机械正常工作。

(2) 就位后应保证：

a) 侧模板的宽度、高度，钢绞线的相对位置及保护层的厚度符合图纸要求。

b) 调整滴水口位置，并试滴几秒钟，确保水能滴到钢绞线上，滴水量不宜过大，仅使钢绞线呈湿润状态即可。试滴时底部应铺塑料布，将滴出的水引开，以防上下层板粘结。

(3) 如果有双层预应力筋，应安装前后两排滴水管，前排滴水管湿润底部钢绞线，后排滴水管湿润顶层钢绞线。

(4) 空机运行，检查夯锤高度是否合适。

(5) 一切正常后应填写隐检记录，并请检验人员复检。

## 9 搅拌、运输混凝土：

(1) 用装载机从砂石料场装料卸入搅拌站储料斗。

(2) 储料斗气动门开启放料于计量斗内，计量好后，计量斗门开启，将料卸到皮带输送机，再由皮带输送机送到提升斗。外加剂由人工计量后倒入提升斗内。

(3) 提升斗将料提升到搅拌机入料口处自动卸料。同时水泥由筒仓通过螺旋给料机，送入水泥计量斗，计量好后，开启水泥计量斗卸料门使水泥落入搅拌机。干料搅拌 10s 后加入水，然后再搅拌 1.5min，即可出料。

(4) 冬季施工时，砂石如有冻块必须加热化冻不得将冻结的砂石卸入储料斗。水需加热到 60℃—80℃。搅拌顺序为：先加入砂石料和水搅拌 10s 左右；再加入水泥。净搅拌时间不得少于 1.5min。

(5) 砂石、水泥、水、外加剂的称量允许偏差应控制在下表范围内：

材料名称	允许偏差 (%)
水泥	±2
砂、石	±3
水、外加剂	±2

(6) 混凝土搅拌每盘均需填写投料计量记录，检验人员应不定时进行检查。

(7) 搅拌机下料口开启，混凝土卸入叉车料斗内，由叉车送入车间内挤压机龙门吊处。

(8) 当砂石料含水量变化时（如雨天或新进厂的砂石料等），实验室应及时测定含水率，并调整好配合比通知搅拌站。

## 10 挤压成型：

(1) 龙门吊将混凝土料斗吊起，接上压缩空气管后，开启下料口，使混凝土卸入挤压机的混凝土料斗内。

(2) 挤压机内设有三个混凝土料斗，前、中斗分别铺设板底层和中层的混凝土。后斗装的混凝土塑性稍大，用于铺设板的面层。混凝土在各料斗的分配由在挤压机上层操作的人员完成。

(3) 板面与板中、下层用的混凝土为两种配合比，板面混凝土为和易性稍大的干硬性混凝土，而板中、下层混凝土为特干硬性混凝土，两者混凝土强度等级相同。

(4) 挤压机上层负责卸料的操作人员需密切注意三个料斗的用料情况，并及时挂牌与搅拌机操作人员联系，通知所需要的混凝土类型。

(5) 在挤压过程中，挤压机下层操作人员应随时检查滴水管的位置，并用手触摸检查下层钢绞线处的混凝土是否湿润，判断滴水位置的准确性。

(6) 滴水量要适当。过大易将钢绞线处水泥浆冲跑，造成局部混凝土强度下降，降低握裹力；滴水量过小，钢绞线处不能产生足够的水泥浆，也会降低握裹力。滴水量应以水滴成串，但不连成线为宜。

(7) 当送料不及时或板面出现麻面以及其它原因时，应立即停机，将问题处理好后方可开机运行。停机时间一般不宜超过 30min，遇炎热气候时更应缩短停机时间。

(8) 当生产板的宽度小于 1.2m 时，需在挤压机后部安放切刀，挤压机边走边按需要的宽度切割。下刀位置应在板孔中心，严禁在板肋部位下刀，如窄板宽度正好在板肋处应与设计

单位洽商变更，否则板的质量无法保证。切刀位置必须准确，允许误差不得超过 $\pm 5\text{mm}$ 。为便于两板分离，板底切口深度距离板孔底面不应少于 $5\text{mm}$ ，切刀走过后应立即将切缝抹平压实。

(9) 如窄板需要量较大时，可将切口处的芯管改为专用侧模代替，直接挤压出所需宽度的窄板。

(10) 如板面需做粗糙面处理时，应在挤压过后立即用竹扫把刷毛，刷毛深度应不小于 $4\text{mm}$ 。

(11) 挤压机的运行速度直接关系到板的外观质量和混凝土的密实度，因而对不同厚度的板，挤压机运行速度宜参照如下规定：

板厚 (mm)	运行速度 (m/min)
100~150	3
180~200	2.5
250	2
300	1.5
380	1.2

(12) 挤压机在运行过程中，操作人员应按规定填写好挤压机运行记录。

(13) 质量检验人员应对每天生产的第一盘混凝土进行一次维勃稠度检测，并作好测试记录。

11 制作试块：

- (1) 每天应对同一强度等级同一配比的混凝土制做试块。
- (2) 由于板中、下层与上层混凝土用两种配合比。因此，必须做两种试块。用于板中、下层的混凝土做三组试块。其中二组为同条件养护试块，另外一组为标准养护试块，板面层混凝土只做一组标准养护试块。

(3) 试块用混凝土宜从叉车料斗中取样，混凝土取出后，可先做工作度检测，再做试块。

(4) 试块由试验室人员负责制作，试块上必须写清混凝土生产日期，生产线编号，使用混凝土的部位。

(5) 同条件养护的试块应放于生产线附近，并与板同时浇水养护，严禁对试块进行特殊处理。

12 养护

(1) SP 板采用人工浇水自然养护，车间内应设专人负责养护工作。

(2) 当车间温度在 $25^{\circ}\text{C}$ 以上时，板挤压成型后 $2\text{h}$ 就可浇水养护，以后每隔 $1.5\text{h}$ 浇水一次，直到板运出车间。

(3) 当车间温度在 $15^{\circ}\text{C}\sim 25^{\circ}\text{C}$ 时，板挤压成型后 $4\text{h}$ 可浇水养护，以后每隔 $2$ 小时浇水一次，直到板运出车间。

(4) 当车间温度在 $10^{\circ}\text{C}\sim 15^{\circ}\text{C}$ 时，板挤压成型后 $5\text{h}$ 开始浇水养护，以后每隔 $3\text{h}$ 养护一次，直到板运出车间。

(5) 当车间温度低于 $10^{\circ}\text{C}$ 时，应有必要的采暖措施，并根据供暖后的车间温度，按上述要求浇水养护。

(6) 由于不同厂家及品种的水泥凝结时间不尽相同，上述温度及时间仅供参考。另外车间内相对湿度的不同也影响板表面的干湿程度。总之在第一次浇水前，应用手轻压板表面，以不出现手印为宜，在养护过程中应使板表面始终处于湿润状态。

(7) 养护开始第一次浇水时，水流量不宜太大，以免损坏板的表面，当遇停水时应用塑料布覆盖板表面以防水份过快散失。

(8) 同条件养护的试块应放于车间固定位置，应与板同时浇水养护。对生产线上叠层的板，养护不应只浇顶层板，也应

充分湿润下层板的侧表面。

### 13 测试试块强度：

由放张人员将同一条生产线养护的试块送至试验室测试，当第一块试块强度达不到时，应继续养护，直到确认混凝土能达到强度要求时，再测试剩下的两块试块。

### 14 放张预应力钢绞线：

(1) 当试块强度达到混凝土设计强度的 75%以上时，试验室发出放张通知单，送交车间主任，车间主任应及时安排放张。

(2) 放张人员只有在看到试验室签发的放张通知单后，方可放张，严禁在未接到放张通知单而擅自放张，或接到通知单后拖延放张。

(3) 混凝土放张强度不宜超过 90%，否则极易引起板面产生收缩裂缝。

(4) 钢绞线放张作业应确保两端同时对称进行，放张时应有专人指挥，确保两端放张速度和位置一致。放张方式一般用气割枪烧断预应力钢绞线。

(5) 操作人员放张时必须佩戴手套和防护眼镜。

(6) 放张后应及时清洗锚具并涂蜡，以备下次使用。

### 15 SP 板的切割：

(1) 首先测定板长并画线定位，定位时板端应留出 8mm 切割缝。

(2) 每切割一块板后，应对下一块板的板长重新进行校对。切割时应在所切割板的中间部位放置配重，防止板起拱夹住锯片。

(3) 切割前打开水管喷水，一方面降低锯片温度，另一方面消除粉尘。另外，操作人员还应戴耳塞，防止噪音干扰。

(4) 切割时下锯深度应调至距板底面 5mm 处，不得切伤下一层板的板面。

(5) 每个切口均应分两次进行切割，第一次切割深度为 30mm—50mm，切好后，提起锯片回到起始位置，第二次再将板切到底。

(6) 切割完毕，应立即用水将板面和侧面的浆粉冲刷干净。

(7) 板面干燥后，应对板逐一按质量标准进行检查，检查合格后方可进行标识。标识必须有如下内容：

- a) 委托单位名称或工程名称
- b) 板的型号、实长
- c) 生产线编号
- d) 生产日期（年 月 日）
- e) 检验合格章

编号书写要求字迹工整、清晰。

### 16 起吊、装车：

(1) SP 板装车需用车间内起重机，并应使用配置的专用吊具，且每次只限吊装一块。

(2) 板吊起后应先清除板四周毛边，然后再装车。

(3) 装车时板底应预先放置好长约 1400mm、截面为 200mm×200mm 的垫木。板与板之间采用长度为 1200mm，截面为 50mm×50mm 的垫木，垫木位置距板端 200~250mm 为宜，并应上下对齐。

(4) 吊装人员应了解不同厚度、长度 SP 板的重量，严禁超载装车，装好车后，用钢丝绳将板捆紧。

### 17 堆放

(1) SP 板堆放应遵循相同长度、厚度、使用单位，同垛堆

放的原则。

(2) 堆放场地必须经过处理，场地坚实，排水顺畅，防止垫木下降造成板的损坏。

(3) 垫木长度及堆放位置要求同 2.4 节 16 条 (3)。

(4) 垛与垛之间应留出 800mm 通道以便查对。

(5) 100~150mm 厚度的板每垛堆放数量不得多于 10 块；180~200mm 厚度的板每垛堆放数量不得多于 8 块；250~300mm 厚度的板每垛堆放数量不得多于 6 块；380mm 厚度的板每垛堆放数量不得多于 4 块。

### 第三章 SP 预应力空心板的质量验收标准

#### 3.1 原材料质量标准（同第一章）

#### 3.2 工艺标准

1 混凝土搅拌时间：自砂、石、水泥、水、外加剂全部倒入搅拌机时起，至混合料出料前的净搅拌时间不应少于 1.5min。

2 张拉控制应力：按 99ZG408 图集规定，厂家可根据实际情况适当微调。

3 挤压机运行速度：

序号	板厚 (mm)	运行速度 (m/min)
1	100~150	$\leq 3$
2	180~200	$\leq 2.5$
3	250	$\leq 2$
4	300	$\leq 1.5$
5	380	$\leq 1.2$

4 自然养护：

应始终保持板面处于湿润状态，冬季室温不得低于 10°C。

5 钢绞线放张：钢绞线放张时混凝土的强度等级必须大于设计强度等级的 75%，但不宜高于 90%。

#### 3.3 SP 板质量标准

1 SP 板质量检验标准除以下各条已做规定外，尚应符合《SP 预应力空心板》99ZG408、《预应力混凝土空心板》GB14040-93 和《预制混凝土构件质量检验评定标准》GBJ321-90 的有关规定。

## 2 外观质量要求

项次	检验项目		质量要求
1	露筋	主 筋	不应有
2	蜂窝	主要受力部位	不应有
		次要部位	总面积不超过所在构件面面积的 1%，每处不超过 0.01m <sup>2</sup> 。
3	孔洞	任何部位	不应有
4	板底麻面掉皮	任何部位	允许有不超 1mm 深的麻面，但因混凝土过干或过湿产生的拉纹，总面积不应超过所在面面积的 5%，且每处不超过 0.05m <sup>2</sup> 。
5	硬伤掉角	任何部位	不应有
6	裂缝	板面横向裂缝	长度不超过板宽的 1/2，且不延伸至侧边，裂缝缝宽不大于 0.15mm
		纵向裂缝	总长不大于 L/5，且缝宽不大于 0.15mm
		板底裂缝	不应有
		肋裂缝	不应有
7	钢绞线回缩值		所有钢绞线回缩平均值不得大于 2 mm，且单根钢绞线回缩值不得大于 3mm（涂油的钢绞线另行考虑）。

## 3 尺寸允许偏差

项次	检验项目		允许偏差 (mm)
1	规格尺寸	长	+10 -5
2		宽	±5
3		高	+5 △ -5
4		肋 宽	±5
5		对 角 线	10
6	外形	表 面 平 整	5
7		侧 向 弯 曲	L/750
8		扭 翘	L/750
9	预埋件	中心线位置偏移	10
10		平 面 高 差	5
11	预留孔洞	中心线位置偏移	10
12		规 格 尺 寸	±10
13		主筋保护层	+5 △ -3

注：①“△”为保证项目，其余为基本项目

②L 为板长

4 SP 板的结构性能检验要求，应遵守《SP 预应力空心板》99ZG408 中有关规定。

## 第四章 SP 预应力空心板的质量通病及预防措施

### 4.1 SP 板在生产线上的收缩裂缝分析及预防措施

SP 板在养护过程中极易产生收缩裂缝，不仅降低了产品的合格率，而且造成很大的浪费。产生收缩裂缝的原因有以下几个因素：

1 水泥原因：由于各地区的水泥收缩指标不同，有时同一厂家不同批号生产的水泥收缩值也有差异。因此在相同养护制度下，很有可能导致产生裂缝。另外，水泥用量过多也是产生裂缝的重要原因。

2 砂石原因：砂、石含泥量超标，以及砂石过细都能造成 SP 板的开裂，要求砂的细度模数不宜低于 2.3，石子针片状及粒径应控制在标准规定的范围内。

3 混凝土原因：混凝土在搅拌过程中，如果各盘的混凝土和易性相差较大，SP 板挤压成型后，两种和易性的混凝土交接处易出现裂缝。

4 养护原因：养护不及时或养护次数不够是造成板面开裂的主要原因。主要表现在 SP 板生产完毕后浇水养护过晚，或浇水不透。另外在刮风天或换季时的养护过程中，处于车间侧门风口处的 SP 板也易产生裂缝。

5 放张时间过晚：混凝土在养护过程中随着强度的增长，收缩值逐渐加大，因此当混凝土强度已远远超过设计强度等级的 75% 时，如不及时放张，很容易产生收缩裂缝，尤其对厚度较大的板更易出现裂缝。

采取措施如下：

(1) 严格控制砂子的质量，尤其是砂的含泥量和细度模数指标。

(2) 按期标定计量设备，加强对正确用水量 and 水泥用量的控制。

(3) 严格执行养护制度，密切注意混凝土强度的增长，达到混凝土设计强度等级的 75% 时，应立即安排放张。如条件允许，放张后可再养护一段时间，待混凝土强度等级达设计值的 90% 后再进行切割。

(4) 对 380mm 厚度的板，可在生产线上适当的位置设置收缩缝。

### 4.2 SP 板截面不密实

SP 板切割后断面经常发现有蜂窝以及细小的孔洞，主要位置约在板厚的 2/3 处，严重时可到板厚的 1/2 处，且板肋有横向裂缝，其主要原因有以下几种：

1 混凝土原因：

(1) 混凝土和易性较差，一般使用过干的混凝土易产生上述现象。

(2) 石子粒径过大，挤压机在挤压搓动中没有相应小粒径的石子填充大石子之间的空隙，因而产生上述现象。

2 设备原因：

(1) 挤压机搓动捣固频率不够；

(2) 挤压机孔芯未调整好，如侧偏、孔芯相对距离不均。

(3) 挤压机运行速度过快。

(4) 中斗给料不足。

(5) 中夯、后夯位置不正确。

3 人为因素：

后斗下料不畅时，人工辅助不及时。

采取措施如下：

- (1) 增加混凝土搅拌时间，使混凝土达到理想的和易性。
- (2) 增设振动筛，将粒径大于 10mm 的石子筛出。
- (3) 加强隐蔽检查以及生产过程中的检查。

#### 4.3 SP 板孔壁拉裂，板底麻面、拉裂

1 SP 板切割后有时孔壁会出现 3—5mm 的裂口，每间隔 200mm 左右一道，这主要是混凝土过湿造成的。另外，新换的芯模，以及芯模调整位置不合适也能产生此类现象。

##### 2 板底麻面、拉裂。

(1) SP 板在起吊后板底有时发现局部石子过多，无水泥浆而造成的麻面蜂窝现象，主要是混凝土搅拌不均匀，混凝土过干使石子和砂浆分离的原因。

(2) SP 板板底拉裂，该现象与孔芯侧壁拉裂性质一样，主要是混凝土过湿，挤压机运行速度过快造成的。

采取措施如下：

- (1) 操作人员经常性地检测混凝土的和易性，不合格的混凝土严禁使用。
- (2) 挤压机的运行速度不宜太快
- (3) 板起吊堆放时应对板底加强检查，一旦发现板底拉裂应及时修补。

#### 4.4 SP 板切割后距板端 1m 处板顶面产生裂缝

该现象主要发生在板厚为 300mm 和 380mm 配筋数量较大的板上，板在放张后并未出现裂缝，一旦切割，裂缝立即出现在距板端 800—1000mm 处。有时切割后虽不出现裂缝，但板装车

或运至工地后裂缝才出现。其主要原因如下：

- 1 板端部处钢绞线预加力过大。
- 2 SP 板放张时混凝土强度偏低。

采取措施如下：

(1) 适当提高板切割时混凝土的强度。

(2) 钢绞线涂油法：当板内配筋超过 8 根直径为 12.7mm 的钢绞线时，应在超过部分的钢绞线两端涂油。涂油和未涂油的钢绞线应相间均匀布置。采用钢绞线涂油法将会使距板端一定范围内板的抗裂性和承载能力降低，应告知设计单位予以注意。

(3) 板端顶面粘钢板法：板切割前，在板两端易出现裂缝处，粘贴四条 1m 长，宽度 30 mm，厚度 2—3mm 的带钢。该方法能有效抑制板顶裂缝。

(4) 板端顶面埋筋法：在距板端易出现横向裂缝的 800—1000mm 范围内埋放 1m 长、直径 9.53mm 的钢绞线。板挤压成型后在混凝土未凝结硬化前在板顶两端顺板肋挖四条，深度为 25mm 的沟槽，使钢绞线有 15mm 的保护层，将钢绞线埋入槽内压实抹平。该方法也能有效地防止板面开裂。

#### 4.5 SP 板钢绞线回缩超过限值

SP 板切割后，有时钢绞线的回缩值超过标准图的允许值，产生该现象的原因如下：

- 1 钢绞线表面不洁净，使混凝土不能有效地锚固钢绞线，预应力作用后致使钢绞线回缩。
- 2 挤压机滴水管水流量过大或过小，当水流量过大时会 将钢绞线附近的水泥浆冲跑，使局部混凝土水灰比过大，握裹力



下降。当滴水流量过小时，钢绞线附近的混凝土过干，无法搓出水泥浆，使混凝土不能紧密地包裹钢绞线，也会造成握裹力下降。

3 若滴水管发生偏移，水不能直接滴在钢绞线上也会降低握裹力，操作人员应经常检查滴水管的滴水位置。

4 钢绞线放张时混凝土强度过低，由于实际板的混凝土强度与试块强度有一定差异，一般板的混凝土强度低于试块混凝土强度，当相差较大时，一旦放张切割，钢绞线就会回缩。

采取措施如下：

除保持钢绞线表面清洁和加强滴水管位置和滴水量的检查外，还可以在钢绞线放张后暂不切割 SP 板，继续养护，待混凝土强度等级增长到设计值的 90%以上时再切割。可明显减少钢绞线回缩值。

#### 4.6 SP 板起拱度不均

同一规格的 SP 板（即：板的长度、厚度及配筋均相同）放张切割后板的起拱度也不尽相同，这对板的安装质量有较大影响，产生该现象的原因有以下几种：

##### 1 混凝土水灰比变化的影响

由于生产一条生产线上的 SP 板一般需要十几立方米到几十立方米混凝土，虽然是相同的混凝土配合比，但在连续大量的搅拌过程中，砂石的含水率常常会发生变化，尤其是砂子，因砂子堆放后上部含水率往往比下部低，一般上部含水率在 3~4% 时，而下部含水率可达到 6~8%，因此在使用过程中混凝土中水灰比会逐渐加大，因而同一条生产线上 SP 板的混凝土强度前后会有所差异，混凝土强度越高，板的起拱度越小；混凝土强度

越低，板的起拱度越大。

##### 2 切割时混凝土强度不同的影响

同样条件下生产同一批规格的 SP 板，由于放张时混凝土强度可能不完全一致，这也造成了板起拱度的不一致。

##### 3 存放时间的影响

相同规格的板存放时间不同，产生的起拱度也不同。存放期长的板起拱度较大，存放期短的板起拱度较小。

##### 4 堆放位置的影响

SP 板会因在堆放垛中位置的不同，随着时间的延长，起拱度的变化也会不均匀的。每一垛放在最上面的一块板起拱度要明显大于放在下面的板。这是因为顶层板受太阳照射强烈，徐变又不受约束，故起拱明显增大。而下层板的徐变会受到上面板的重量制约，且日照温度影响较小，故起拱度相对较小。

采取措施如下：

（1）控制砂的含水率变化，砂子的堆放场应设两块，先用旧砂子。每天下班前将第二天要用的砂子用铲车上下翻转，使含水率保持一致。该方法可有效防止 SP 板生产过程中混凝土水灰比的变化。

（2）同一批的 SP 板应尽量一次生产完，并且其放张或切割时混凝土的强度应保持一致。

（3）板堆放时可在顶层板上放置配重，防止该板起拱过大。

## 第五章 SP 预应力空心板的安装

### 5.1 SP 板安装统一要求

1 SP 板在安装前应先请安装单位实地考察场地，根据板的重量、长度、起吊高度和安装距离，选好吊车吨位，并做好场地平整工作。

2 施工单位应对 SP 板作全面检查验收，包括外形尺寸、外观质量及可代表本批板的结构性能检验报告，发现问题及时与厂家联系。

3 吊装 SP 板时，可用钢丝绳在距板两端 200~300mm 处，将 SP 板兜住。钢丝绳的直径应根据吊装吨位选择，每次应认真检查钢丝绳的破损情况。

4 钢丝绳与板的夹角不得小于 50 度，如夹角无法保证应用扁担辅助。

5 一般宜在 SP 板支座处设置塑胶垫片。当设计施工图中没要求设置塑胶垫片时，SP 板宜一次就位，当不能一次就位时，应采取有效措施重新就位，严禁将板在铺有砂浆垫层的支座上拖拉移动。

6 SP 板在安装时如遇构造柱或框架柱需做切口处理时，应与设计沟通并核算切口后板端抗剪承载力是否满足要求。

7 SP 板就位后，应仔细检查，发现问题及时与厂家联系。

### 5.2 砌体结构中 SP 板安装要求

#### 1 硬架支模安装 SP 板

该安装方法与普通圆孔板基本相同，但由于 SP 板跨度较长，板自重较大，因此安装时应对支撑承载能力加以核算，做好支撑系统设计。

安装步骤为：

(1) SP 板在圈梁钢筋绑扎并支好模板后安装，安装前应先在模板上放线定出 SP 板的位置。一般对于跨度小于 9m 的 SP 板，在板的两端设置支撑即可。大于 9m 的板，应在跨中增设一道支撑，但中间支撑应在板安装好后再增设，用楔子将该支撑顶牢 SP 板即可，不宜过量，否则会引起板面开裂。两端支撑应紧靠圈梁模板。

(2) SP 板吊装前应对板端芯孔封堵，该工作也可与 SP 板厂协商在出厂前完成。板所有的芯孔均应封堵，堵头的厚度应不少于 60mm，同时堵头外侧面应凹入板端，其深度不小于 80mm。

(3) 按具体工程施工图要求吊装 SP 板，吊装应有专人指挥。长度小于 9m 的 SP 板两端应各有一人辅助安装，大于 9m 的 SP 板两端应各有两人辅助安装。

(4) 按具体工程施工图要求放置板缝或板芯孔内钢筋和板端拉结筋，拉结筋在圈梁内应有足够的锚固长度。

(5) 如具体工程施工图要求板底与板底之间不相互靠紧时，应用吊模将板缝封严。

(6) 对多层建筑且 SP 板跨度较大需设置跨中临时支撑时，跨中支撑应每层上下对齐，在支撑下应铺设垫板，以免 SP 板受支撑的冲切。

(7) 对于起拱度不均的板，浇筑板缝砂浆前，应进行调整。调整时可采用如下两种方法：

a) 配重法：对于个别起拱度较大的板可采用此方法。首先对起拱度大的板在跨中施加配重（如：方砖、袋装水泥等重物），对有中间支撑的板，应卸除支撑再加荷。加

荷过程中应随时测量该板的起拱与相邻板的高差，直到起拱一致，加荷后应对该板在跨中，施加支撑。然后浇筑板缝砂浆或混凝土，待强度等级达到设计值的 75% 后，方可卸去荷载。

b) 卡具法：该方法是用特殊工具将起拱度大的板与相邻的板在板缝位置用卡具卡牢，并用螺丝调整使两板起拱一致。然后浇筑板缝砂浆或混凝土，达到强度后再卸掉卡具。

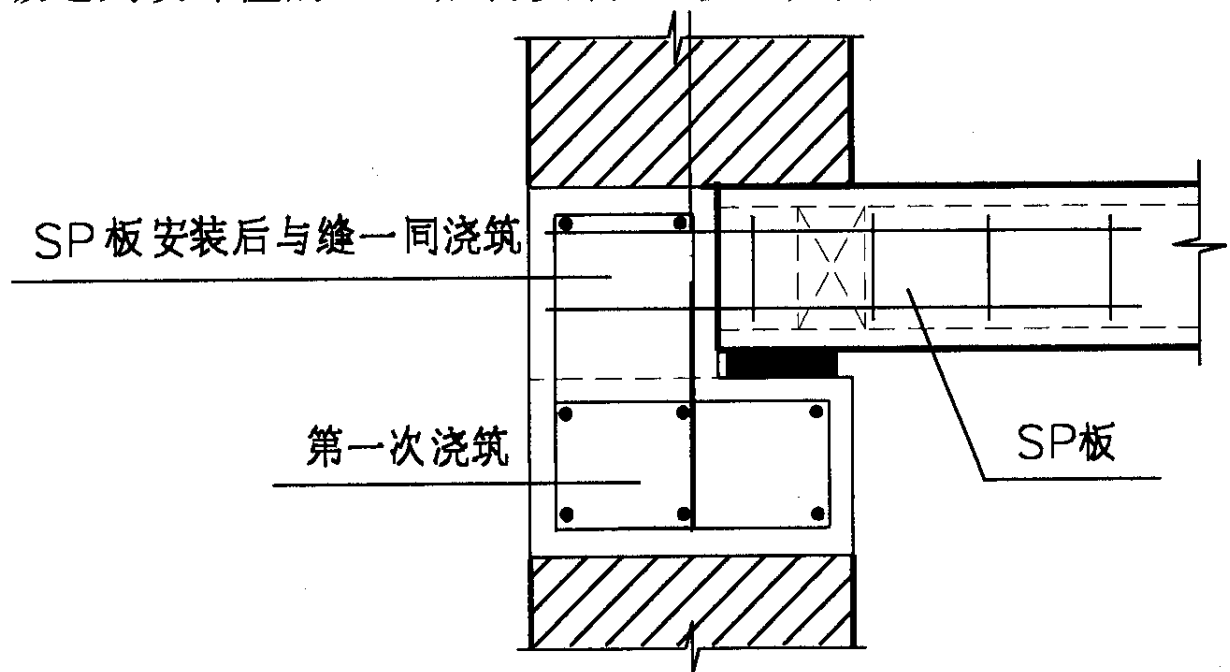
上述两种方法均能有效地消除起拱度不均现象，在处理时，SP 板厂可提供专用卡具，并派专人现场指导操作。

(9) 上述工作完成后应进行隐蔽检查，待检验人员确认无误后方可浇灌混凝土。板缝小于 20mm 的应采用强度等级不小于  $20\text{N}/\text{mm}^2$  水泥砂浆灌缝。如板缝大于 20mm 的应采用强度等级不小于 C20 的细石混凝土灌缝。

(10) SP 板灌缝后，应加强对灌缝砂浆或混凝土的养护，在灌缝砂浆或混凝土强度等级未达到设计值的 75% 时，严禁在板面上作业，以防止灌缝砂浆或混凝土破坏。

## 2 非硬架支模安装 SP 板：

该方法为先将 L 型圈梁，下部浇筑成型，待混凝土强度等级达到设计值的 40% 后再安装 SP 板。如图：



(1) 圈梁支撑面用砂浆找平，放线。安装前再铺 20mm 座浆层或铺设专用塑料垫片。

(2) 安装 SP 板。

(3) 放置板缝或芯孔内钢筋及板端拉结筋。

(4) 调整起拱度。

(5) 浇筑板缝砂浆或混凝土。

具体技术要求同硬架支模法。

## 5.3 框架结构中 SP 板安装要求

对于框架结构 SP 板在安装前应根据具体工程施工图，考虑框架结构占地面积、每层标高及塔吊位置或汽车吊运行路线等因素制定详细的吊装方案。

(1) 工地需用汽车吊安装时，应根据吊车臂长，起重吨位及框架结构占地面积，考虑采用分层吊装或分段吊装方案。对于大面积框架结构，一般汽车吊无法吊装中心部位的 SP 板，故必须分段吊装，即采用分段浇筑框架梁柱，分段吊装 SP 板的流水作业方案。

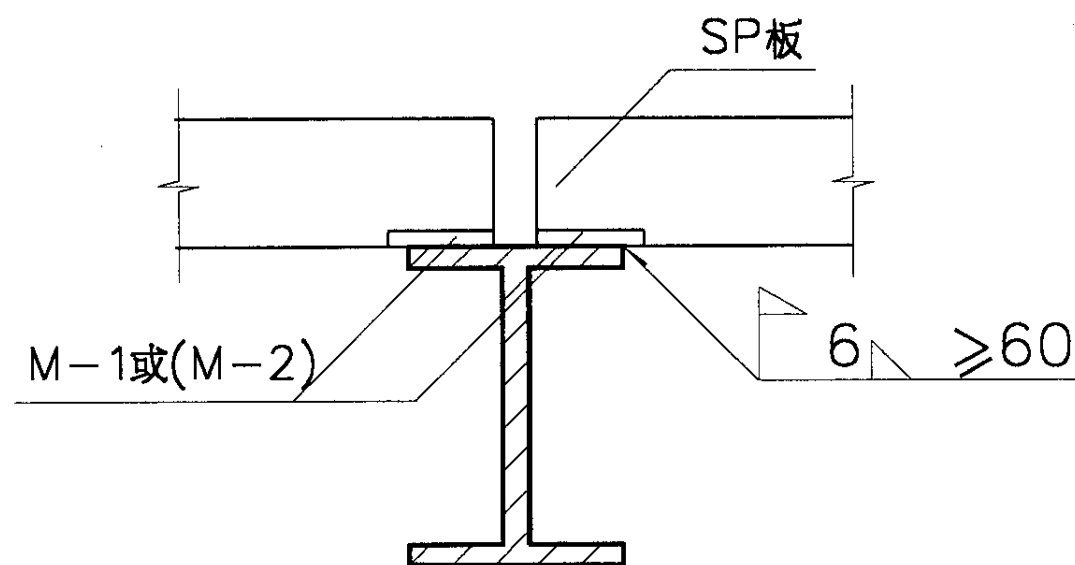
(2) 在工地有塔吊的情况下，一般采用分层吊装，即每完成一楼层的梁柱施工，随即吊装该楼层的 SP 板。

(3) 框架梁分叠合梁与非叠合梁，叠合梁的 SP 板安装完毕，放置板端拉结筋、板缝、芯孔中钢筋后。应先浇筑板缝砂浆或混凝土，后浇筑叠合梁混凝土。非叠合梁在浇筑混凝土前应在模板上放线并预留出板端锚固筋，待混凝土达到强度拆模后再安装 SP 板。

(4) 除按上述施工方法外还应执行《混凝土及施工验收规范》。

## 5.4 钢结构中 SP 板安装要求

SP 板在钢结构上的安装方案基本与框架结构相同，节点构造稍有差别，钢结构与 SP 板的连接一般采用焊接方式，如图：



要求 SP 板边安装边焊接，一般 SP 板两端各有两块埋件（埋件尺寸见标准图），安装好后应先将板一端的两块埋件与钢构件焊牢，待每区段 SP 板安装完毕后，再焊另一端的两块埋件。焊接时应按埋件宽度满焊。焊缝高度不小于 6mm。如埋件与钢梁无法接合紧密时，可用短钢筋联接施焊。焊接时应注意用电及防火安全。

## 5.5 SP 叠合板安装要求

1 99ZG408《SP 预应力空心板》图集集中的 SPD 板是按施工中浇筑叠合层混凝土时在跨中设有临时支撑考虑的。所以 SPD

板在浇筑叠合层阶段，应设有可靠支撑，以承受叠合层现浇混凝土的重量。支撑位置应按下列规定：

当跨度  $l \leq 9\text{m}$  时，在跨中设一道支撑；

当跨度  $l > 9\text{m}$  时，除在跨中设一道支撑外，尚应在  $l/4$  处各增设一道支撑。

$l$  为板轴跨。

2 支撑顶面应严格找平，以保证 SP 板底平整，跨中支撑顶面应与 SP 板底顶紧，保证在浇筑叠合层过程中 SP 板不产生挠度。如跨中板底标高低于板两端支座顶面标高加  $l/600$  高度时，则应将板跨中支撑顶面标高设置在高于支座顶面标高  $l/600$  处。

3 SPD 板的灌浆工作，应在 SP 板吊装后进行其它工序前尽快实施。在灌缝砂浆强度小于  $10\text{N/mm}^2$  时，板面上不得进行任何施工作业。

灌缝前应清除板缝中的杂物，按具体工程设计要求设置好缝中钢筋，并使板缝保持清洁湿润状态，浇灌后应注意养护。

4 应在 SPD 板叠合层中间配置直径 6mm，间距 200mm 的钢筋网，或直径 5mm 间距 200mm 的焊接钢筋网片。或按具体工程要求配置。对于作为抗震横隔板考虑的叠合层中不宜采用焊接钢筋网片。

5 浇筑叠合层混凝土前，SP 板顶面必须清扫干净，并浇水充分湿润（冬季施工除外），但不能积水，这是保证 SPD 板成为整体工作的关键，施工应十分注意。

6 浇筑叠合层混凝土时，应特别注意用平板振动器振捣密实，以保证与 SP 板结合成一体。浇筑后采用覆盖浇水养护。

7 施工时要求布料均匀，施工荷载（包括叠合层重）不得超过  $2.5\text{kN/m}^2$ 。

8 在多层建筑中，上层支柱必须对准下层支柱，同时支撑应设在板肋上，并铺设垫板，以免板面受支柱的冲切。

9 临时支撑拆除应在叠合层混凝土达到强度设计值后根据施工规范规定执行。

10 用于 SPD 板的 SP 板其安装要求，仍按 5.1 节 SP 板安装统一要求及参照上述各类结构中 SP 板安装要求执行。

## 5.6 安装验收标准

同《建筑工程质量验收标准》。