第一部分

结构工程设计经验杂谈

结构工程设计宜树立的基本理念

第一，我国实行的是规范设计制度，即所有设计内容均必须符合现行规范的要求或精神，绝不能以某已建工程为标准来判定其正确与否。（即所谓的样板设计！）

第二，必须以能反映工程实际情况的勘察、建筑、工艺生产等资料或报告为设计依据。（用已建工程的资料做设计的依据，必须有证实其可用的详细说明。）一切口传信息均属无法律效力的信息。

第三，结构计算在进入电脑运算阶段前，宜持下述观念来取用设计荷载数值：

进行结构工程设计计算需要很多基本数据，这些数据在结构工程投入使用前，常属近似取值，会有误差。因而，设计人可能会在计算时留有一定的安全余地。

但笔者建议，设计人要进行充分而周密的分析，力求符合实际，取值准确些，尽量不在此阶段预留安全余地，因为这样的预留是模糊的，难以用来准确评估、比较、判断后续增减所需储备量。如考虑到后来可能有需要，宜在配筋计算以后加以处理（即增加计算后的配筋量或调整构件截面面积），这样可以明确其后增加的能力，以及对结构安全影响的程度，可较清楚地了解结构的安全余度，从而做出合理的判断。

充分理解、合理应用好概念设计

概念设计是从总的结构体系出发（包括与分体系的关系），以达到结构设计人所理想的承载能力、刚度、延性为宗旨的设计思维方式，可称为结构设计过程中的最高思维方式。

概念设计，如果要用文字来定义（笔者至今还没有发现有很明确的文字定义的资料），暂定义为：设计人依靠自身拥有的对结构体系功能及其受力、变形特征的整体概念，去构思结构总的体系，并以承载力、刚度和延性来主导总结构体系和分体系之间关系的（符合技术规定）有客观成果的设计思维活动。在这过程中，那些被设计人理解并掌握的科学试验成果，工程实践的经验与教训，以及自身拥有的综合理论知识，也必然被设计人所应用。

概念设计中，当然包含了设计人所拥有的广博的基础知识、经验和判断力，所以，结构设计没有唯一的方案，只有依托着设计人自身的素质而有好中选优的趋势。

概念设计也会需要做一些简单的近似计算。在初步设计阶段，通过概念近似计算来不断反馈和优化，直至最后确定该结构设计方案的可行性，以及其主要分体系和构件的基本尺寸。这样，在施工图设计阶段，就不会再引起反复的、较大的变更。

建筑工程基础方案的选择

通常情况下，决定一个工程的基础方案的主要因素或客观条件，是场地的地质条件和上部建筑荷载的大小。

当工程场地的岩土承载能力不能满足支承建筑物产生的荷载要求，或沉降过大时，就要考虑采用人工地基，即进行地基处理或采用桩基。

地基处理的方法，一般适用于软弱岩土承载力需要有一定量的提高，上部荷载又不是十分大，而且允许基础有较大占地面积的情况。地基处理时，需要处理一个较大平面范围内一定深度的岩土层。

桩基方案适用于天然地基承载能力不足，但工程场地有支承桩体的岩土条件的所有工程。

所以，有时在上部荷载不是十分大时，需要进行地基处理和采用桩基

两种方案进行各方面（施工技术条件、进度、经济利益等）的比较，以决定对本工程的基础方案的取舍。

上、下基础水平重叠时的处理办法

工业建筑工程设计中常遇到的问题有：

在天然地基的条件下，室内有较大设备基础，如在平面上与房屋基础重叠，哪种基础宜在下？为什么？

为什么上、下基础间要有间隔空间？上、下基础的空间相隔宜为多少？这个数值的大小，工程经验上有何可参考的经验值？定性上怎么控制？

对于以上问题，笔者的看法如下：

基础问题主要是受地基沉降影响决定的，而影响地基沉降变形的因素主要是长期作用的荷载。

永久性的房屋建筑基础，是以自重恒载为主的，荷载变动较少，是地基沉降的主因，宜布置在下。而设备总荷载中物料及其他活载虽占比较大，但对永久沉降的影响相对较少。所以，永久性的房屋建筑基础宜布置在下，设备基础宜布置在上。

上、下基础之间预设一个垫层间隔，是为了减轻、扩散上层基础对下层基础集中传递的影响，从而使重叠部分的地反力尽量与设备基础其他地方相近，使设备基底反力较为均匀，从而使其计算模式较为接近实际。

依据工程上的经验，常按两者上、下间隔不小于 500 mm 为限，当然是越大越有利，可由设计人视工程实际而定，但应以客观条件为主。当原地基坚硬、设备荷载又不十分大时也可再小些，但也不宜小于300 mm。特别是，在软土地基（如淤泥）上不应减小，即仍应不小于 500 mm。

对下面的基础进行复核时，应在计算中增加考虑重叠面积的上部传递荷载。

同一桩基承台不宜采用承载力不同的桩

所谓承载力不同，也分几种情况：

第一种，桩径相同，桩端持力层岩性也相同，只是由于桩长不同，承载力有差异。这种状况下，若是以基岩为持力层的桩，会因基岩出露标高有较大差异而形成不同的桩长。它们的承载能力是充裕的，桩受到设计承载力后沉降也很小。实践表明，在工程应用中忽略其沉降差，并不影响建筑物的安全。

第二种，桩径相同，持力层是非基岩，较短的桩也能满足设计特征值。此时，一般宜将长、短桩的持力端的高差控制在一个桩距以内，设计承载力统一取短桩值。

第三种，桩径不同，桩长也不同，就是那种想用承载力小的桩来凑足设计数值要求的情况。应该说，这不是一种合理的技术方案，所有的技术规则对此都不提倡就是例证。不应提倡用这种方式来节省工程造价。要知道，工程计算只是利用假定的结构模型所做的近似估算，对地基基础的估算更是粗略的，对桩的沉降差的估算就更是难以精确了。

如果一定要在同一桩基承台上共用这种承载力差异很大的桩，在布置桩时，必须（在理论上）使柱传下的力按它们（不同的桩）各自的能力来分担，也就是说，不仅仅桩距要遵守桩基规范中的最小桩距要求，而且要使柱中心处于大、小桩（它们的承载能力）的合力点上。这一般难以做到，因为桩的位置并不是可以任意布置的。另外，这样做还存在一个问题：它们即使同时达到了各自的极限值，其沉降也是有差异的！

所以，笔者认为，不宜在同一桩基承台上采用承载力不同的桩，更不宜当作省钱的措施来利用！

此为试读，需要完整PDF请访问：www.ertongbook.com

平面斜交梁下柱应重视的问题

平面分布不是矩形的柱网（即柱两侧的梁平面不是 90° 夹角的、不等距的柱网），在计算机程序中算得的梁柱节点处内力——弯矩、轴力、剪力等，是相对梁平面图布置的梁杆件轴中心线而言的（即梁的作用平面是与梁的平面轴线垂直的），对柱的截面来讲，它并不是通常的与柱截面正交的关系！

这样的情况（即斜向受力）下，程序并不会自动校正，在接下去的构件强度计算（包括混凝土的配筋、钢结构中的截面应力强度复核）中，都还是按照设计人提供的杆件的正规截面进行的。

例如，混凝土矩形截面的梁，是相对于梁的平面分布的轴线而言的，对柱截面是斜向受力，H 截面柱的型钢实际并不是按正常的 H 形截面来承受的，这在与柱的连接区就会产生很大的误差，甚至是错误！

对于实心的混凝土构件，当误差不大时，尚可用在角区多配筋来弥补一下。对于钢构件，由于杆件很薄，又是斜向受力，而引用的公式却是正向推导而得的，所以，应力与实际会相差很大。还有侧向稳定问题，所以钢柱遇到这种情况，大都不用 H 型钢而选用箱型或圆钢管（以后者为佳）。对混凝土柱就要采取适当构造措施来保证节点处的安全。

柱悬出桩承台外的处理

第一，它是一种杠杆型的受力状态（见图 1.1），即以紧靠柱的桩 A（轴线）为杠杆的支点，以较远处的桩 B 为平衡柱荷载的平衡力（为抗拔力）。

第二，注意桩 A 对承台的作用力（向上）绝对值，是柱荷再加上桩 B 对承台的作用力绝对值（与桩 A 受力方向相反，与柱荷方向相同）。

第三，可参与抗衡的因子为桩 B 的抗拔力、桩 B 的自重及部分承台自重（可人为调节）。承台上部也要配置受拉筋。当利用承台另一侧与相邻承台连接的拉梁时要验算拉梁的抗弯拉力、抗剪力。

第四，在复核抗倾覆时，其抗倾覆安全系数应符合地基规范中重力式挡土墙的安全系数 K 大于等于 1.6（$K \geqslant 1.6$）的要求。

第五，由于这是一种以定性分析为基础的验算，理论上大原则是正确的，但实际设计人能得到的数据资料的准确性难以保证，必然有较大误差。具体核算时宜留有余地，并为安全计，建议在用相邻基础拉梁方案复核抗倾覆时，宜只选用抗拔桩或拉梁两者中的一项。

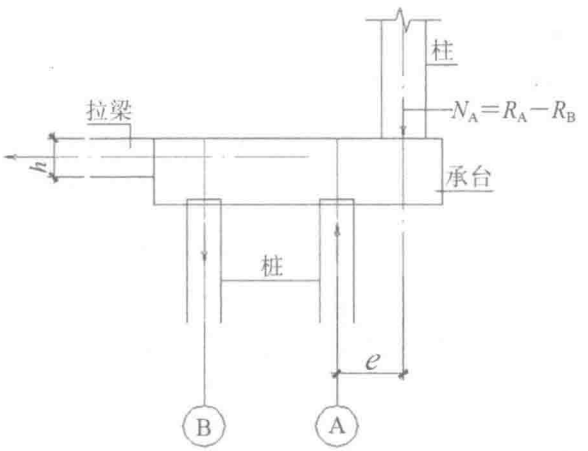

图 1.1　柱悬出桩承台外的处理

柱基础改建时的注意点

第一，在原柱基础上新扩建的基础，为了保障改建后的基础是整体工作，其新基顶面宜尽量抬高。顶面标高宜置于较高位置，以增加新浇的混凝土基础与原柱体侧面的连接接触面的面积，有利于使扩建后的新基础从柱体侧面就开始承受传递扩建后的柱传荷载的效果，而不是仅靠基础横向传递

的效果。

第二，当新基底下为原回填土，又无专门处理措施时，改建中应将疏松部分挖除，回填低标号的素混凝土。对不能挖除的区域，要采取灌浆密实处理，并经测试达到设计要求的承载力时，方可施工。

桩顶直径调整的运用

紧靠已建天然地基的大直径桩基（原设计大直径为 D），当承台边距不能满足规范要求的 $D/2$ 时怎么办？

首先，要理解并接受这样一个条件：规范认为，只有满足了这个构造要求的尺寸，承台才能把由柱传给它的荷载再有序、安全地由承台传给桩体。

为了满足这一条件，可做如下处理：

假设能满足要求的新桩直径为 d，设计桩中心离已建天然地基外边缘的距离为 a。按规范，这个 a 应符合 $a - 100 = d$。

只要我们把新承台以下的局部桩径，由桩顶 d 向下逐渐增大为 D 后，便能满足规范要求了。

但还应复核以下情况：

第一，要复核承台下部与桩接触处的局部承压能力（因为桩的承载力并未减小，而桩顶与承台的承压面积减小了），可能因此要提高承台的混凝土局部承压强度等级。

第二，复核桩身混凝土强度承载能力（按最小的直径 d 来验算），也可能要提高桩顶变直径这一段的混凝土强度等级和加大配筋面积。

第三，桩顶配筋构造要专门配置。

第四，桩顶宜留一段 100 mm 高的等直径桩身，以便与承台连接。桩径渐变的坡度宜满足 $\dfrac{h-100}{0.5(D-d)} \geqslant 2.5$。

利用前述条件 $d = a - 100$，可求得

$$\frac{h-100}{0.5\,(D-a+100)} \geqslant 2.5$$

$$(h-100) \geqslant 1.25\,(D-a+100)$$

$$h \geqslant 1.25\,(D-a+100)+100$$

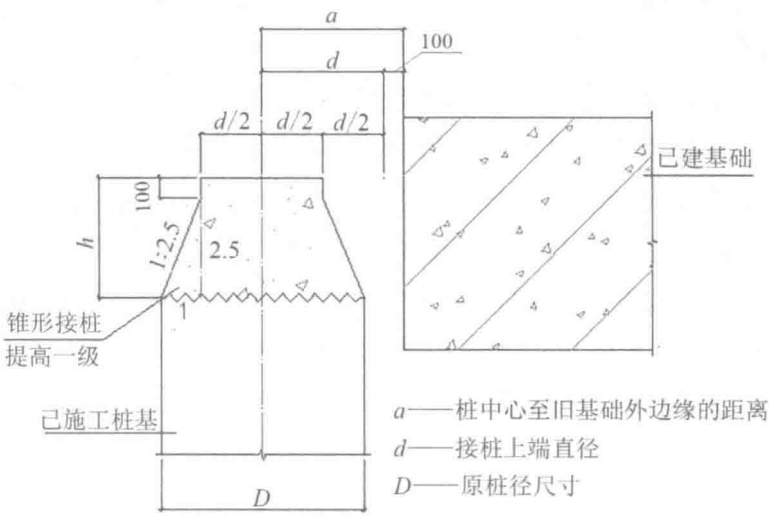

图 1.2　桩顶直径调整的运用

单桩承台不应按一般的多桩承台方式配筋

单桩承台能否按一般的多桩承台方式，只配底部钢筋？

对这一问题，确切的答复是不能。因为理论上，上层柱底只支承在一个支点（桩）上，柱底（两个方向）的弯矩、剪力也会使其产生弯、扭现象（即使有连梁，也是要先通过承台自身变形才能传递转换）。所以，既要配抗弯筋，也要配抗扭筋，形成一个空间的钢筋笼。

据有关资料，承台配筋计算用的弯矩值，可近似地取用 1/2 柱底弯矩。

顺便提一下：多柱联合的桩承台，如果承台上面有出现拉应力趋势状况，上层也应配筋。多柱联合的天然地基也应类似处理。

单桩承台适用性讨论

确切地说，除了大直径桩（大于等于 800 mm），单桩一般是不宜作为柱底的基础的，因为它不具备足够抵抗柱下端弯矩的性能，而且沉桩施工时又必然有位置误差（施工规范也允许有一定的误差限值），从而增加次生的附加弯矩，所以笔者认为单桩承台不宜作为首选方案。

当只能采用单桩承台方案时，必须有抵抗柱下弯矩的实际措施，例如，柱下端的侧面均设置刚度较大的地梁用于承担柱下端的弯矩，工程设计时，一般要求地梁的线刚度要大于 3 倍柱的刚度，方能近似作为柱下端固接的假定。在特殊情况下，在计算模型中，可将单桩的柱下端假定为铰支承（不适用于悬臂式的管架柱、排架柱）。

在设计中合宜地估算地基梁与地基的关系

常用的结构体系中的地基梁计算程序，不是单独算地梁的程序，是考虑上部结构刚度共同作用的程序。考虑到有一层上部刚度参与地梁的应变，是可以作为近似结果的，但其似乎没有单算地梁的安全贮备量大。在天然地基状况下，如用建上层梁柱模型的方式，宜建与实际相符的楼层，不宜为了可以使用程序随便建一层模型，而且这也只是对有很厚的均匀岩土持力层的情况比较合适。因为利用上部刚度的地基模型的原理，理论上是置于半无限的均匀岩土层上的。

对于桩基上的地梁，如地梁是与桩承台一起浇筑，那宜按两端固定（尚应视节点的构造情况而定，也可能是铰支）的单根梁来考虑，如桩基人工手算时，地梁的跨度宜取两承台最外边缘的桩的轴心距离。因为桩基的地梁是与承台连成一体的，它也应属地基的一部分。如在地震分析时它们都

是地基的一部分，宜与地基一样被认为属于与大地连在一起的“不震动的”部件，只认为上部构件有空间，可以有加速度而产生地震力。

柱基与地下式底板之间的关系

第一，在地基承载力较高的地区，假定柱基采用独立柱基（或十字条形地基），如不想让中间板块承受上部结构通过柱基传来的较多荷载，就需要待上部结顶以后再施工中间底板（或留“后浇带”并做好分缝之间的止水）。软土地基常因沉降速率低，要完成 70% ～ 80% 的沉降量，比“后浇带”所需的时间要长很多。此类形式适用于地下水位低（如北方区域），底板及其上的自重能抗衡地下水的浮托力的情况。

第二，当地下水位很低，甚至低于底板底面时，如果底板与柱基同时整浇，就宜考虑将少部分柱下荷载转移至底板下。笔者建议，按柱下轴力的 10% ～ 15% 设计（视其均布于板底，地基坚硬时取小值）。

改建中增加柱的问题

第一，在已建的框架体系中增加新的中间柱后，原结构体系上作用的荷载不会按增柱后的体系重新分配。只有后增加的新荷载才参与改造后的重分配，所以改建后的原有其他柱实际受的荷载，由两部分组成：①原结构荷载分配所得；②增柱后新增荷载在新体系中分配所得。不宜简单主观地把新、旧荷载叠加到一个扩建后的体系上，一次计算完成，尤其是后增荷载占比大时误差更大。

第二，风荷、地震作用等水平荷，宜按增柱后的情况考虑。

第三，根据工程柱改建计算复核实际情况，对边柱基础底面积、中柱基础底面积，都可能要做相应的调整。

此为试读，需要完整PDF请访问：www.ertongbook.com

换填土法的适用性

地基处理中的换填土法，是针对那些存在局部软弱土层，工程需要的承载力要求不是很大，在施工挖除时又不会发生大问题的状况。

在地下水位较高的地区，常用砂石分层夯实，代替挖除的软弱土层回填后的持力层。在地下水位较低的地区，常用人工的“灰土”来替换挖除的土层。

但要明白，对于有深厚软弱岩土层的情况，这样做只是有限地提高了一些土层的承载能力，减少了部分压缩变形，并不能从根本上解决沉降大的问题。所以，对沉降有高要求的工程不宜单用换填土法，应该采用处理以后沉降小的方案。

地下室底板的内力、配筋计算

地下水位较高、有抗浮要求的地下室底板的内力、配筋计算，按地基承载力还是按浮托力考虑？

这是两种不同的荷载组合，在建筑物存在期内，地下水的水位是随当地的气候变化的，故宜分别验算，并都予以满足。就建筑物安全计算的顺序而言，当地下水位较高时，宜先满足抗浮要求的结构尺寸（抗浮时结构的自重起主要作用），再按地基承载力决定基底所需底面积。地下水对建筑物底部的作用实际是较复杂的，它不完全如同浸入水中的物体。土层中的水，因为受岩土层的物理、化学构成的影响，不是完全的自由流通的水，工程中用静水压力理论分析的浮托力计算，只是一种近似估算方式，只有在砂石等透水性很强的土层中，才较接近实际。对透水性差的土层，可以适当减少地下水头的作用。但需要强调的是，要保障基底与持力土层之间

不形成透水层，否则应按透水土层考虑。（具体可参阅本书《地下水浮托力计算的探索》一文）

框架柱配筋计算模式的选择

现行框架柱的配筋计算，有两种模式：

一种是单偏压。即将柱的弯矩先在 X、Y 两个正交方向分解，按两个分弯矩分别求出各方向所需钢筋面积（程序输出结果标注的只是一边的钢筋面积），各方向（共四边）钢筋面积之和即为柱的总钢筋面积。要特别注意的是，在单偏压配筋模式中，每一边所配的钢筋面积不能被邻边重复利用。

另一种是双偏压。它是直接按柱的总弯矩（斜向的）进行的配筋计算。它是近些年推出的计算模式，就定性考虑而言，较接近实际的受力状况，特别对角筋的要求比较符合实际情况，但其目前所采用的计算模式，尚需进一步改进完善。

相对而言，双偏压的计算模式不如单偏压的单向弯矩配筋计算模式有着丰富的科学试验经验，以及历年来为无数工程实际所验证。

两种模式计算所得的柱的钢筋总面积数值还是较接近的。笔者建议用单偏压计算柱截面总钢筋面积，再用双偏压来复核角筋。

对配筋率的理解及应用

混凝土结构设计时的配筋、计算中，规范对实际应用的配筋率的值有限定的范围（即最小配筋率与最大配筋率），那是因为，配筋计算的公式是依据科学试验和工程实践对受荷构件进行统计分析后得出的半理论经验公式，若超出这范围，与实际误差会很大，那些计算公式就不再适用。

配筋计算公式推导的假定条件是：受弯构件的截面在受力时，其受拉

区一侧的拉应力假定全由受拉钢筋承担，混凝土不参与，即构件是呈开裂的状态，其受压区一侧的压应力假定（就单向配筋而言）只由混凝土承担。

但是，用以计算配筋的构件内力值，是依据构件在受力时截面保持无开裂、无挠曲的直平面而得出的理论公式。它显然与配筋计算时的开裂状模型是不协调的，有明显差别。这样得到的配筋计算结果，显然是有误差的。对配筋率的值的范围的限制，是为了防止出现过大误差，造成安全隐患。

最小配筋率的设定，除了为需要配筋时计算值能满足配筋公式允许的误差外，还为了限制混凝土的干缩及其他非承载荷载如温度影响等引起的裂缝的发展。所以，规范对那些处于较稳定环境条件的构件，如地下的地基，就有较宽松的允许条件。

因此，笔者认为，设计人可以依工程构件所处情况，酌情考虑这最小配筋率的值。

例如，在对原有基础的扩大进行加固时，可能会出现改造后因计算截面增高（原底部已配定钢筋），配筋率小于规范规定的数值（指加固后的截面尺寸的最小配筋率）的情况，但是，由于在最大应力部位，其混凝土干缩等主要需要最小配筋率来维护的状况已不复存在（要重视的是新、旧混凝土的连接）。笔者认为，可将此规定适当放宽，不必按加厚后的构件断面总高度的要求来设定最小配筋率，可考虑仍用原有的配筋面积做最小配筋面积，宜按《混凝土结构设计规范》（GB 50010—2010）[1] 第 8.5.3 条复核。

钢筋抢位置问题的处理

框架结构因是整体浇筑，所以，施工时，在梁与柱、梁与梁、梁与板的相交节点，钢筋会发生抢位置的问题。

现场处理这一问题时，不宜凭个人主观意念随意处置，宜按相交构件

[1] 《混凝土结构设计规范》2015 年进行了局部修订。

的重要性分清主次，先保证主要构件钢筋的位置，然后将次要构件的钢筋提前弯折（可按 1/6 ～ 1/8 坡）。考虑到外保护层不宜减少，一般是向构件内部弯折。例如，梁与柱主筋发生矛盾时，宜梁筋让位，向柱内弯折；次梁与主梁发生矛盾时，宜次梁筋让位，向主梁内弯折；板筋与支承它的梁筋发生矛盾时，宜板筋让位，向梁内弯折。

这里有一个常被人误解的观点：对于梁，以为将次要构件的上层钢筋放在主要构件主筋之上，才是次要构件传递荷载的保证。其实，在混凝土构件的截面计算中，钢筋只负责承担拉应力（在构件拉应力区发挥作用的方式），在传递荷载过程中，构件是整体发挥作用的，对构件中钢筋位置的微调，只是对混凝土配筋计算中的有效高 h 有微小的影响，这种变动不会影响工程设计计算的精度。

框架梁端部加密箍筋的抗剪能力的应用

梁端部加密箍筋的抗剪承载能力，一般不应作为梁的正常抗剪能力来使用。

它属于抗震概念设计“强剪弱弯”的定性保障性构造措施，可在发生过大内力时增大端延性，不使其发生脆性破坏。

当承载能力计算需要箍筋达到加密的间距时，宜采取增加箍筋肢数、加大构件截面尺寸、提高混凝土强度等级等措施来解决，不宜将加密箍筋当成正常抗剪筋来用。

在混凝土框架梁中因次梁致主梁端部大扭矩问题

在混凝土框架计算中，有时会遇到靠近大梁支承柱的部位有次梁布置，或设备荷支承，从而使大梁扭矩特大，配筋过大的情况。

对此，有人认为，只要将主次梁交接处模型设为铰支就很容易处理了！

但这是假象，只是设计人主观的设想。实际上，构件仍是整体浇在一起的，将来受荷时可能会大开裂，是不符合技术规范的。故此方式不宜用！

可考虑加大梁截面尺寸，或将局部板加厚，以加大主梁抗扭刚度来改善。

在原有混凝土构件上连接新构件时应注意的问题

在原有混凝土构件上连接新构件，特别是连接水平构件，如新梁连接到旧柱时，应注意以下问题：

第一，在新混凝土构件与原构件的连接处（可能是梁直接连接，也可能是先做个连接的埋件），受荷时必然会产生裂缝，故在使用后应及时用环氧胶将缝封闭，以保护连接的植筋。

第二，植筋深入原混凝土内的锚固深度，要求必须严格按规范执行。具体可参照《混凝土结构加固设计规范》（GB 50367—2006）[1] 的“12　植筋技术”一节 [2] 进行计算。

第三，连接的上部植筋宜有两根以上主受力筋穿透原构件锚固，以保证其承受拉应力的作用，在抗剪验算时不宜计及上部这两根筋的面积。

第四，最终配置的钢筋面积，按以往工程实践经验，宜为抗剪验算时所需的 2 倍以上。

第五，如为后置牛腿，牛腿的根部高度宜为大于其长度（指牛腿突出柱面的宽度）的 1.5 倍。

第六，施工前应在新、旧混凝土接触面区去除原来面层并凿毛，形成有表面有 25 mm 宽凹、凸的凿毛面区，浇筑新混凝土前刷透高标号水泥浆

[1] 《混凝土结构加固设计规范》已更新为 2013 年版。

[2] “12 植筋技术”在 2013 年版《混凝土结构加固设计规范》中已修订为“15 植筋技术”。

随即浇筑。

第七，后浇混凝土（包括连接处）应保持湿润养护，直至达到设计强度，方可拆除支撑。

“后浇带”与所谓“加强带”的区别

“后浇带”是因为建筑物太长，或平面形状变换复杂，或两部分荷载差异过大而设的，也可以是为了减小总的混凝土结构体系在施工硬化过程中的收缩应力（这应力是很大的，也是主要的温度收缩应力），是一种人为设置的，临时具有的，可在一侧自由伸缩，来完成混凝土施工硬结过程中温度应力的释放而采取的施工构造措施。缝两侧荷载差异大时，也可以用来消除先期相对沉降差的影响。

近年来，工程施工中出现的所谓“加强带”，其实只是一种普通施工缝。这是有些人为了回避规范规定的“后浇带”的封闭相隔至少 50 天的工期，主观地认为结构的收缩应力（包括整体施工甚至完成后）只是集中在分缝区，从而在分缝处加强配筋用于抵抗收缩应力，以为这样一来，在很短时间内就可以充填混凝土封闭施工缝了。其实，这仅是主观愿望，在专业认知上是一种不正确的误导，所以，国家规范并不认可！但由于设置“后浇带”的正确理论认知并未真正广为人知，利益诱惑又大，故禁用的阻力大，现实中仍有人在使用所谓“加强带”，但这确实是错误的！

混凝土构件裂缝成因分析要谨慎

在现场复查结构构件时要注意，在排除了沉降引起的因素后，如检查时只有恒载，裂缝仍不满足规范允许的构件裂缝不大于 0.3 mm 的要求（0.3 mm 是指在最不利荷载组合时的裂缝限值），那是不符合规范要求的！

此为试读，需要完整PDF请访问：www.ertongbook.com