

对钢混结构现代抗震思路及我国设计规范抗震设计方法的理解和讨论 PDF转换可能丢失图片或格式，建议阅读原文

[https://www.100test.com/kao\\_ti2020/491/2021\\_2022\\_\\_E5\\_AF\\_B9\\_E9\\_92\\_A2\\_E6\\_B7\\_B7\\_E7\\_c67\\_491550.htm](https://www.100test.com/kao_ti2020/491/2021_2022__E5_AF_B9_E9_92_A2_E6_B7_B7_E7_c67_491550.htm) 1 . R- $\mu$ -T关系及其应用在二十世纪五十年代，当美国的权威人士G.W.Houser导出了第一条地震反应谱和对地震激励下的弹性反应规律的研究很快被学术界接受后，人们很快发现了一个与当时的抗震设计方法相矛盾的问题，那就是例如对一个第一振型周期为0.5s~1.5s,阻尼比为0.05的结构，结构地震反应加速度约为地面运动峰值加速度的1.5~2.5倍，比如赋予上述结构一个不大的地面运动加速度0.15g,则根据反应谱导出的结构反应加速度已达到0.23g~0.375g，而世界各国当时的设计规定中一般用来确定水平地震力大小的加速度只有0.04g~0.15g，但让人不解是，震害表明，虽然设计用的反应加速度很小，但结构在地震中的损伤却不太大。这么大的差距是不能用安全性或设计误差来解释的，于是，各国的学术界加紧了对这一问题的研究，大家通过对单自由度体系的屈服水准、自振周期（弹性）以及最大非弹性动力反应之间的关系；同时还研究了当地面运动特征（包含场地土特征）不同时，给这种关系带来的变化，我们把这方面的研究工作关系其中R是指在一个地面运动下最大弹性反应力与非弹性反应屈服力之间的比值，称为弹塑性反应地震力降低系数，简称地震力降低系数或者反应调节系数； $\mu$ 为最大非弹性反应位移与屈服位移的比值，称为位移延性系数；T则为按弹性刚度求得的结构自振周期。研究表明，对于长周期（指弹性周期且 $T>1.0s$ ）的结构可以适用“等位移法则”，即弹性体系与弹塑性体系的最大位

移反应总是基本相同的；而对于中周期（指弹性周期且 $0.12s$ 之所以存在上诉规律，我们应该注意到钢筋混凝土结构的一些相关特性。首先，通过人为措施可以使结构具有一定的延性，即结构在外部作用下，可以发生足够的非线性变形，而又维持承载力不会下降的属性。这样就可以保证结构在进入较大非线性变形时，不会出现因强度急剧下降而导致的严重破坏和倒塌，从而使结构在非线性变形状态下耗能成为可能。其次，作为非线弹性材料的钢筋混凝土结构，在一定的外力作用下，结构将从弹性进入非弹性状态。在非弹性变形过程中，外力做功全部变为热能，并传入空气中耗散掉。我们可以进一步以单质点体系的无阻尼振动来分析，在弹性范围振动时，惯性力与弹性恢复力总处于动态平衡状态，体系能量在动能、势能间不停转换，但总量保持不变。如果某次振动过大，体系进入屈服后状态，则体系在平衡位置的动能将在最大位移处转化为弹性势能和塑性变形能两部分，其中，塑性变性能将耗散掉，从而减小了体系总的能量。由此我们可以想到，在地震往复作用下，结构在振动过程中，如果进入屈服后状态，将通过塑性变性能耗散掉部分地震输给结构的累积能量，从而减小地震反应。同时，实际结构存在的阻尼也会进一步耗散能量，减小地震反应。此外，结构进入非弹性状态后，其侧向刚度将明显小于弹性刚度，这将导致结构瞬时刚度的下降，自振周期加长，从而减小地震作用。

## 2 我国现行抗震设计规范中的不足之处

抗震规范规定，我国的抗震设防目标必须坚持“小震不坏，中震可修，大震不倒”的原则，而建筑应根据其使用功能的重要性分为甲类、乙类、丙类、丁类四个抗震设防类别。甲类建筑应属于重大建筑

工程和地震时可能发生严重次生灾害的建筑，地震作用应高于本地区抗震设防烈度的要求，其值应按批准的地震安全性评价结果确定；抗震措施，当抗震设防烈度为6-8度时，应符合本地区抗震设防烈度提高一度的要求，当为9度时，应符合比9度抗震设防更高的要求。乙类建筑应属于地震时使用功能不能中断或需尽快恢复的建筑，抗震措施，一般情况下，当抗震设防烈度为6-8度时，应符合本地区抗震设防烈度提高一度的要求，当为9度时，应符合比9度抗震设防更高的要求。丙类建筑应属于甲、乙、丁类以外的一般建筑，地震作用和抗震措施应符合本地区抗震设防烈度的要求。我们知道，一栋建筑在大震下能否不倒，已经不是看其承载力的大了了，而是看它的延性是否能够到达设计要求。由上面的建筑物抗震类别划分可以看出，我们对甲、乙、丙、丁建筑物延性的要求是依次从高到低的，此时，结构的延性实际上是由其抗震措施来决定的，现以一栋乙类建筑和丙类建筑为例：表1

设防烈度	抗震措施	烈度	实际延性
6	7	6	67
7	8	7	78
8	9	8	89
9	10	9	99

稍高9比9度高（9）高说明：在抗震措施烈度中，括号外为乙类建筑，括号内的为丙类建筑。由表1可以看出，如果按规范设计，就可能会出现9度（设防烈度）下的丙类建筑的延性比7度（设防烈度）下的乙类建筑延性还要高的情况出现，而根据上面所述的R- $\mu$ -T理论关系的研究可以知道，当R取值不变时，对结构的延性要求也应该是不变的，与处在什么烈度区没有关系，如果R- $\mu$ -T理论关系的研究结果是正确的，那么我国规范对甲、乙、丙三类建筑的要求就存在概念性矛盾。我国取R = 3.33，与国外规范相比较，我们对乙类和丙类建筑的是比较合理，而对于甲类建筑则过于偏松，对于丁类建

筑过于严格了。目前，国际上逐步形成了一套“多层次，多水准性态控制目标”的抗震理念。这一理念主要含义为：工程师应该选择合适的形态水准和地震荷载进行结构设计。建筑物的性态是由结构的性态，非结构构件和体系的性态以及建筑物内容物性态的组合。目前性态水准一般分为：损伤出现（damage onset）、正常运作（operational）、能继续居住（continued occupancy）、可修复的（repairable）、生命安全（life safe）、倒塌（collapse）。性态目标指建筑物在一定程度的地震作用下对所期望的性态水准的表述。对建筑抗震设计应采用多重性态目标，比如美国的“面向2000基于性态工程的框架方案”曾对一般结构、必要结构、对安全起控制作用的结构分别建议了相应的性态目标—基本目标（常遇地震下完全正常运作，少遇地震下正常运作，罕遇地震下保证生命安全，极罕遇地震下接近倒塌，相当与中国的丙类建筑）、必要目标（少于地震下完全正常运作，罕遇地震下正常运作，极罕遇地震下保证生命安全，相当与中国的乙类建筑）、对安全其控制作用的目标（罕遇地震下完全正常运作，极罕遇地震下正常运作，相当与中国的甲类建筑），目前中国正在进行用地震动参数区划分图代替基本烈度区画图的工作。对重要性不同的建筑，如协助进行灾害恢复行动的医院等建筑，应该按较高的性态目标设计。此外，也可以针对业主对建筑提出的不同抗震要求

## 2. 钢筋混凝土结构的核心抗震措施

我国抗震设计对钢筋混凝土结构提出的基本上是“高延性要求”，也就是要求结构在较大的屈服后塑性变形状态下仍保持其竖向荷载和抗水平力的能力，对于有较高延性要求的钢筋混凝土结构必须使用能力设计法进行有关设计。“

能力设计法”的要求是在设计地震力取值偏低的情况下，结构具有足够的延性能力，具体做法是通过合理设计使柱端抗弯能力大于梁端从而使结构在地震作用下形成“梁铰机构”，即塑性变形或塑性铰出现在比较容易保证具有较大延性能力的梁端；通过相应提高构件端部和节点的抗剪能力以避免构件发生非延性的剪切破坏。其核心是：（1）“强柱弱梁”措施：主要是通过人为增大相对于梁的抗弯能力，使塑性铰更多的出现在柱端而不是梁端，让结构在地震引起的动力反应中形成“梁铰机构”或“梁柱铰机构”，通过框架梁的塑性变形来耗散地震能量。“强柱弱梁”措施是“能力设计法”的最主要的内容。根据对构件在强震下非线性动力分析可知，强震下，由于构件产生塑性变形，因此可以耗散部分地震能量，同时根据杆系结构塑性力学的分析知道，在保证结构不形成机构的要求下，“梁铰机构”或“梁柱铰机构”相对与“柱铰机构”而言，能够形成更多的塑性铰，从而能耗散更多的地震能量，因此我们需要加强柱的抗弯能力，引导结构在强震下形成更优、更合理的“梁铰机构”或“梁柱铰机构”。这一套抗震措施理念已被世界各国所接受，但是对于耗能机构却出现了以新西兰和美国为代表的两种不完全相同的思路。这两种思路都承认应该优先引导梁端出塑性铰，但是双方对柱端塑性铰出现的位置和数量有分歧。新西兰追求理想的梁铰机构，规范中底层柱的弯矩增大系数比其它柱的弯矩增大系数要小一些，这么做的目的是希望在强震下，梁端塑性铰形成较为普遍，底层柱塑性铰的出现比梁端塑性铰迟，而其余所有的柱截面在大震下不出现塑性铰的“梁铰机构”。但是新西兰人也不认为他们的理想梁铰方案是唯

一可用的方法，因此他们在规范中规定可以选用两种方法，一种是上述的理想梁铰机构法，另一种就是类似与美国的方法。美国规范的做法则希望在强震下塑性铰出现较早，柱端塑性铰形成较迟，梁端塑性铰形成得较普遍，柱端塑性铰可能要形成得要少一些的“梁 - 柱塑性铰机构”（柱端塑性铰可以在任何位置形成，这一点是与新西兰规范的做法是不同的）。中国规范和欧洲EC8规范也是采用与美国类似的方法。

（2）“强剪弱弯”措施：用剪力增大系数增大梁端，柱端，剪力墙端，剪力墙洞口连梁端以及梁柱节点中的组合剪力值，并用增大后的剪力设计值进行受剪截面控制条件验算和受剪承载力设计，以避免在结构出现脆性的剪切破坏。我们在上学期学过，钢筋混凝土的抗剪能力由混凝土自身的抗剪能力、裂缝界面的骨料咬合力、纵筋销栓力和箍筋的拉力4部分构成，而通过对框架梁在强震下的抗剪分析可知，混凝土的梁端抗剪能力在形成塑性铰后会比非抗震时有所下降，主要原因有以下几个：1 由结构力学和材料力学的分析可知，梁端总是正剪力大于负剪力，如果发生剪切破坏时，剪压区一般都在梁的下部，而此时混凝土保护层已经剥落，且梁下端又没有现浇板，所以混凝土剪压区的抗剪能力会比非抗震时偏低 2 由于在强震下剪切破坏要发生在塑性铰充分转动的情况下，而非抗震时的剪切破坏往往发生在纵筋屈服之前，因此在抗震条件下混凝土的交叉裂缝宽度会比非抗震情况偏大，从而使斜裂缝界面中的骨料咬合效应慢慢退化，加之斜裂缝反复开闭，混凝土体破坏更严重，这使得混凝土的抗剪能力进一步被削弱。3 混凝土保护层的剥落和裂缝的加宽又会使纵筋的抗剪销栓作用有所退化。我们一般在计算钢筋

混凝土的抗剪能力时，只计算了混凝土自身的抗剪能力和箍筋的抗剪能力（ $V = V_c + V_{sv}$ ），而把斜裂缝界面中的骨料咬合力及纵筋的销栓作用作为它多余的强度储备。在抗震下梁端的塑性铰的形成，使得骨料咬合力及纵筋的销栓作用有所下降，钢筋混凝土的抗剪强度储备也会下降，同时由于混凝土的抗剪能力( $V_c$ )的下降， $V$ 也会比非抗震时小，如果咬使 $V$ 不变，那么就只有使 $V_{sv}$ 变大，即增加箍筋用量，所以我们可以得出这样的结论，在抗震情况下箍筋用量比非抗震时要大一些，这不是因为地震使梁的剪力变大了而增加箍筋用量，而是由于混凝土的抗剪能力下降，相应的必须加大箍筋用量。其他构件的原理也相似。

（3）抗震构造措施：通过相应构造措施保证可能出现塑性铰的部位具有所需足够的延性，具体来说就是塑性转动能力和塑性耗能能力。对于梁柱等构件，延性的影响因素最终可归纳为最根本的两点：混凝土极限压应变，破坏时的受压区高度。影响延性的其他因素实质都是这两个根本因素的延伸。对于梁而言，无论是对不允许柱出现塑性铰（底层柱除外）的新西兰方案，还是允许柱出现塑性铰但控制其出现时间和程度的方案，梁端始终都是引导出现塑性铰的主要部位，所以都希望梁端的塑性变形有良好的延性（即不丧失基本抗弯能力前提下的塑性变形转动能力）和良好的塑性耗能能力。因此除计算上满足一定的要求外，还要通过的一系列严格的构造措施来满足梁的这种延性，如：

- 1 控制受拉钢筋的配筋率。配筋率包括最大配筋率和最小配筋率，前者是为了使受拉钢筋屈服时的混凝土受压区压应变与梁最终破坏时的极限压应变还有一定的差距（梁的最终破坏一般都以受压区混凝土达到极限压应变，混凝土

被压碎为标志的)；后者是保证梁不会在混凝土受拉区刚开裂时钢筋就屈服甚至被拉断。

2 保证梁有一定的受压钢筋。受压钢筋可以分担部分剪力，减小受压区高度，另外在大震下，梁端可能出现正弯距，下部钢筋有可能受拉，。

3 保证箍筋用量，用法。箍筋的作用有三个，一是抗剪，这在前文已经说过，这里不再充分；二是规定箍筋的最小直径，保证纵筋在受压下不会过早的局部失稳；三是通过箍筋约束受压混凝土，提高其极限压应变和抗压强度。

4 对截面尺寸有一定的要求。规范规定框架梁截面尺寸应符合下列要求：1>截面宽度不宜小于200mm；2>截面高度与宽度的比值不宜大于4；3>净跨与截面高度的比值不宜大于4。在施工中，如梁宽度太小，而梁上部钢筋一般都比较多，会使混凝土的浇注比较困难，容易造成混凝土缺陷；在震害和试验中多次发生过腹板较薄的梁侧向失稳的事例，因此提出了要求了2；一般我们把跨高比小于5的梁称为深梁，深梁的抗弯和抗剪机理与一般的梁（跨高比大于5的梁）有所不同，所以我们在设计中最好能避免设计成深梁，如果实在不能避免，就要去看专门的设计方法和构造措施。

柱的构造措施也和梁差不多，但是柱除了受弯距和剪力以外，还要承受轴力（梁的轴力一般都很小，在设计中都不予以考虑），尤其是高层建筑，轴力就更大了，所以柱还有对轴压比的限制，其中对不同烈度下有着不同延性要求的结构有着不同的轴压比限值；另外，柱端箍筋用量的控制条件不是简单的用体积配箍率，而是用配箍特征值，它同时考虑了箍筋强度等级和混凝土强度等级对配箍量的影响。高强度混凝土（C60以上）的极限压应变都比一般混凝土（C60及其以下）要小一些，而且强度越高，小的越多；

另外，强度越高，混凝土破坏时脆性特征越明显，这些对于抗震来说是不利的。

### 3. 常用的抗震分析方法

结构抗震设计的首要任务就是是对结构最大地震反应的分析，以下是一些常用的抗震分析方法：

#### 1. 底部剪力法

底部剪力法实际上是时振型分解反应谱法的一种简化方法。它适用于高度不超过40m，结构以剪切变形为主且质量和刚度沿高度分布比较均匀的框架结构，此时假设结构的地震反应将以第一振型为主且结构的第一振型为线性倒三角形，通过这两个假设，我们可近似的算出每个平面框架各层的地震水平力之和，即“底部剪力”，此方法简单，可以采用手算的方式进行，但精确度不高。

#### 2. 振型分解反应谱法

振型分解反应谱法的理论基础是地震反应分析的振型分解法及地震反应谱概念，它的思路是根据振型叠加原理，将多自由度体系化为一系列单自由度体系的叠加，将各种振型对应的地震作用、作用效应以一定方式叠加起来得到结构总的地震作用、作用效应。此法计算精度高，但计算量大，必须通过计算机来计算。

#### 3. 弹性时程分析

弹性时程分析法，也称为弹性动力反应分析。所谓时程分析法就是将建筑物作为弹性或弹塑性振动系统，直接输入地面地震加速度记录，对运动方程直接积分，从而获得计算系统各质点的位移，速度，加速度和结构构件地震剪力的时程变化曲线。而弹性时程分析法就是把建筑物看成是弹性振动系统。

#### 4. 非线（弹）性时程分析

非弹性时程分析法，也称为非线性动力反应分析。就是将建筑物作为弹塑性振动系统来输入地面地震加速度记录。上面所提到的基于地震反应谱进行设计的方法，可以求出多遇地震作用下结构的弹性内力和变形，同样可以求得罕遇地震作用下结构的弹塑

性变形。但是它不能确切了解建筑物在地震过程中结构的内力与位移随时间的反应；同时也难以确定建筑结构在地震时可能存在的薄弱环节和可能发生的震害；由于计算简化，抗震承载力和变形的安全度也可能是有疑问的。而时程分析法就可以准确而完整的反映结构在强烈地震作用下反应的全过程状况。所以，它是改善结构抗震能力和提高抗震设计水平的一项重要措施。

5. 非线（弹）性静力分析: 非线（弹）性静力分析主要是指推覆方法，它从本质上说是一种静力分析方法，对结构进行静力单调加载下的弹塑性分析。具体地说，在结构分析模型上施加按某种方式模拟地震水平惯性力的侧向力，并逐级单调加大，构件一旦开裂或屈服，修改其刚度；直到结构达到预定的状态（成为机构、位移超限或达到目标位移）。其优点突出体现在；较底部剪力法和振型分解反应谱法，它考虑了结构的弹塑性特性；较时程分析法，其输入数据简单，工作量较小。

100Test 下载频道开通，各类考试题目直接下载。详细请访问 [www.100test.com](http://www.100test.com)