

钢筋混凝土框架柱的二阶效应计算体系

白 绍 良

摘 要 本文对国内外建议的及设计规范采用的钢筋混凝土框架柱二阶效应计算体系作了分析比较,着重说明了某些方法中存在的概念错误或不足。在阐明了不同侧向约束条件下框架二阶效应的基本规律之后,提出了改进我国《混凝土结构设计规范》框架柱二阶效应计算体系的建议。

关键词 钢筋混凝土, 框架, 柱, 二阶效应, 计算长度

引 言

在对钢筋混凝土杆系结构中受轴向压力作用的杆件进行正截面强度计算时,必须考虑轴向压力在已变形的杆件中引起的二阶效应。自七十年代以来,国际学术界就已公认可以分别用“精确法”及“近似法”来处理这一问题^[1]。

所谓“精确法”是指在给定荷载的类型、作用方式和数值、结构及构件截面的几何参数(含配筋方式及配筋量)和材料强度参数的情况下,用考虑材料非线性及杆件几何非线性特征的杆系结构非线性有限元分析程序对结构内力进行分析,直接得出包括一阶及二阶内力在内的各截面内力值。采用这种方法时不必专门分离出二阶内力。但因所需计算机容量较大,机时较长,且必须事先假定结构杆件包括配筋在内的所有几何参数,并需对每种荷载情况分别进行计算,因此,它虽然是理论上唯一最接近结构实际受力行为的计算方法,而且已编制有相应的计算机程序,但目前仍不可能在工程设计中大面积使用。

在这种情况下,各国设计规范在进行一般中等长细度钢筋混凝土偏压杆件的强度设计时,仍继续沿用“近似法”来处理二阶效应问题。到目前为止,这种方法所采用的具体做法是:第一步以两端铰支等偏心距压杆作为“标准柱”,并根据试验结果及非线性杆系有限元电算模拟结果建立能较准确计算标准柱高度中点二阶弯矩的计算公式。在各国设计规范中,这个二阶弯矩一般都是通过它与标准柱中一阶弯矩的比值来体现的。例如,在我国的《混凝土结构设计规范》中是通过总弯矩与一阶弯矩的比值,即所谓弯矩扩大系数或偏心距增大系数 η 来体现的。第二步再根据实际结构中各杆件的受力特点,或者分别找出在端约束条件不同的各类杆件的挠曲线上与标准柱挠曲线形状相当的那一段长度作为等代长度,并用它作为

标准柱长来计算弯矩扩大系数；或者规定某个统一的等代长度，再根据不同受力情况，用不同的修正系数对按这一统一等代长度求得的弯矩扩大系数进行修正。这样做的目的是当把结构中某根杆件所需验算的控制截面的几何参数、材料强度参数、一阶内力（或偏心距）以及用上述做法确定的等代长度（或还包括相应的修正系数）代入标准柱的弯矩扩大系数公式时，使算得的弯矩扩大系数所反映的二阶弯矩尽可能接近该控制截面中实际作用的二阶弯矩。或者说，第二步的任务是寻求一种转换手段，通过它能把一根与实际杆件控制截面的截面参数及一阶内力相同的标准柱的最大二阶弯矩与实际杆件控制截面中存在的二阶弯矩等同起来。

这一近似法在钢筋混凝土杆系结构的设计中已经使用了至少三十年，但至今除少数设计规范（如美国的ACI 318-83规范^[2]）对框架柱二阶效应计算体系作了较全面的考虑和部署以外，其它设计规范，其中包括我国原设计规范和修订后的设计规范，所采用的计算体系都还远不能令人满意。其原因看来在于，建立较为准确的计算标准柱弯矩扩大系数的公式并不太困难，但要在充分认识二阶效应变化规律的基础上提出一套既简便易行、又能以一定的准确度反映实际结构控制截面二阶效应与标准柱柱高中点二阶效应之间关系的办法却并非易事。因此，各国规范，其中包括计算体系较为先进的美国规范ACI 318-83，都还只能用粗线条来处理这一问题。这就形成了一方面标准柱弯矩扩大系数的计算方法较为准确，另一方面转换手段则还相当粗糙，甚至存在概念错误这样一种不匹配的局面。这必然会使最后计算出的二阶效应的准确程度严重下降，而且也将影响量大面广的钢筋混凝土框架结构的可靠水准及经济效益。遗憾的是，我国结构设计界仍在日复一日地重复使用着这类不尽合理的计算方法。看来这种状况还没有引起有关方面的关注。

1 现行框架柱二阶效应近似计算方法中存在的问题

综览世界各国较有影响的设计规范，可以看出，其中所采用的框架柱二阶效应分析体系大致有以下三类：

第一类 完全按照工程经验给出框架柱的“计算长度”作为标准柱的等代长度，而不做任何理论推证。计算长度取值条件的划分以及所取的档次自然也就只能从简。采用这种方案的有苏联混凝土和钢筋混凝土结构设计规范（СНип2.03.01-84）^[3]和国际标准化组织（ISO）混凝土结构设计准则（草案）^[4]等。

第二类 要求按弹性稳定理论确定框架柱的计算长度并取其作为标准柱的等代长度。具体做法是，在假定竖向荷载全部以节点集中荷载形式出现、且各柱段同时失稳的前提下，给出“有侧移”（即无侧向支承）及“无侧移”（即每层均有水平不动铰支点）情况下框架的失稳图形。再将上下两个节点之间的各个柱段分别从框架中分割出来，根据失稳图形中梁、柱的变形特点确定其端约束条件（见后文图1及图3a）^[5]^[6]，并对所分割出来的单根杆件进行弹性稳定验算，利用平衡条件及变形协调条件解得杆件即将失稳时的临界荷载 P_{cr} ，代入欧拉方程

$$l_0 = \sqrt{\frac{\pi^2 EI}{P_{cr}}}$$

求出计算长度 l_0 ，并将它视为标准柱的等代长度。这种方法可称为“分离杆件法”。采用这

种方案的有英国规范CP 110^[7]和联邦德国规范DIN 1045^[8]。此外, 欧洲混凝土委员会(CEB)和国际预应力协会(FIP)的标准规范^[9]在有侧移情况下也采用了这一方案。这三本规范在取上述计算长度作为标准柱等代长度的基础上还在无侧移框架中分别以不同方式考虑了端弯矩不等对杆件二阶弯矩的影响。

第三类 属于此类的是美国规范ACI 318-83, 该规范在上述第二类计算体系的基础上又作了原则性改进。第一是用系数 c_m 对无侧移框架柱以及不引起显著侧移的竖向荷载作用下的有侧移框架柱的弯矩扩大系数进行修正, 以综合考虑杆件端弯矩不等和杆件细长度不同对控制截面二阶效应的影响; 第二是在有侧移框架各杆件端部的控制截面中, 对由不引起显著侧移的荷载和引起显著侧移的荷载所引起的弯矩分别乘以不同的扩大系数, 以此来反映这两种荷载引起的杆件二阶弯矩的完全不同的分布特点。

我国原设计规范TJ10-74采用第一类体系; 新修订稿则区分不同工程情况, 一部分采用第一类, 另一部分采用第二类体系。

上述三类体系对同条件框架柱算得的二阶弯矩往往差别很大, 将可能导致柱截面配筋量在最不利对比条件下相差达50%或更多。在无侧移框架中, 用第三类体系和考虑端弯矩不等的影响的第二类体系所得出的二阶效应相对来说较为接近实际情况, 而用第一类体系得出的结果则明显偏大。在有侧移框架中, 第三类体系给出的结果较为合理; 第二类体系的结果则明显偏大; 第一类体系的结果对多数工程情况可能介于二、三类之间。这种情况说明在不同历史条件下形成的各类二阶效应表达体系分别带有程度不同的局限性。这三类做法虽有相对成熟程度之分, 但都还存在不同程度的问题和缺陷。为了寻求更好的二阶效应表达方案, 有必要对以往做法中的某些概念含混或表达不周之处进行论证, 以澄清是非得失。

在这里首先要涉及的是第二类和第三类体系中采用的或部分采用的按弹性稳定理论求算计算长度, 并把它作为标准柱等代长度的做法。这时, 计算长度通常用“分离杆件法”确定, 具体步骤详见文献[6]。“计算长度”(或“有效长度”) l_0 这一概念在古典弹性稳定理论中的含义是, 一根具有某种端约束条件及某种受力方式的长度为 l 的压杆, 其临界荷载与长度为 l_0 的两端铰支轴心压杆的临界荷载相同。在钢筋混凝土结构之前, 钢结构就已经在压杆稳定验算及二阶效应计算中使用了计算长度这个概念。由于经典弹性分析已经证明, 在单根杆件中, 不论端约束情况如何, 由失稳临界荷载 P_{cr} 经欧拉方程求得的计算长度 l_0 与该杆件在同一受力情况下挠曲线反弯点的距离是相等的, 于是, 在计算钢压杆的二阶效应时, 就取这一计算长度作为标准柱的等代长度。钢筋混凝土结构随后也套用了这种做法。但应着重指出的是, 对于中等细长度的钢筋混凝土压杆, 我们的目标是准确计算杆件在实际荷载及实际端约束条件下的二阶效应, 特别是对杆件强度验算起控制作用截面的二阶效应, 而不是进行结构或杆件的失稳验算。因此, 借用失稳挠曲线反弯点距离作为标准柱等代长度的做法只有在失稳挠曲线的形状与实际荷载作用下杆件挠曲线形状一致时才是有意义的。可惜的是, 在不少杆系结构中, 压杆的这两种挠曲线的形状并不相同, 这时, 若不加分析地继续沿用上述做法, 就将导致完全错误的结果。过去, 在一些设计规范及文献中, 由于未能认识到这一问题, 笼统地将失稳计算长度用于二阶效应计算, 从而造成了某些较为严重的概念错误。这主要反映在以下两个问题上:

1. 在无侧移框架中, 当用“分离杆件法”确定框架柱段的计算长度时, 由于假定竖向荷载全以节点集中荷载形式出现, 横梁上无竖向荷载作用, 故横梁将根据其线刚度大小对柱

端起不同程度的抗转动约束作用。这时失稳挠曲线的形状及求得的计算长度 l_0 如图 1 所示。

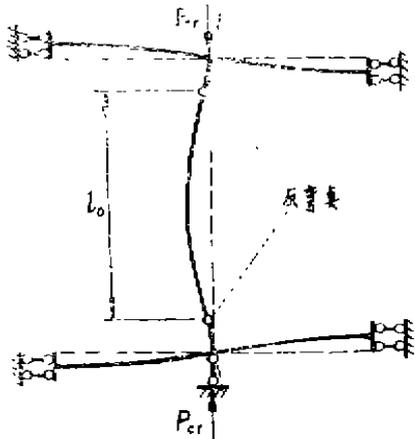


图 1 分离杆件法无侧移框架柱的计算简图

l_0 均小于柱段长度，而且横梁线刚度越大， l_0 越小。

但实际无侧移框架在节点集中竖向荷载及横梁上的竖向荷载共同作用下，其一阶弯矩 M 沿柱高的分布规律、挠曲线形状以及二阶弯矩 ΔM 沿柱高的分布规律可能具有由图 2a 到图 2d 的四种典型形式（图 2 e、f、g、h 是柱细长度很大时与图 2 a、b、c、d 对应的受力状态，有关这后四个图的问题将在下文中讨论）。精确的非线性分析结果表明^[10、11]，除去底层柱柱脚截面外，柱端截面中的二阶弯矩绝对值都很小，可以忽略不计。因此在讨论及分析二阶效应时，可以近似地把无侧移框架中任何上下两个节点之间的柱段看成一根两端铰支且具有不等端弯矩的偏心压杆。

对比图 1 和图 2 可以明显看出，即使是挠曲线形状最接近的图 1 和图 2 a，也由于横梁所起的作用不同而无一一致性可言。至于图 1 与图 2 b、c、d，特别是实际受力情况下最常出现的图 2 d，则不论就挠曲线形状还是反弯点距离而言都毫无一致性可言。因此，在无侧移框架中，若将从失稳临界状态求得的框架柱段计算长度（图 1）用于二阶效应计算，必将得出错误结果。事实上，不少国家的设计规范，例如美国的 ACI318-83 规范、CEB-FIP 的标准规范等都已经摒弃了在无侧移框架中用图 1 所示失稳计算长度作为标准柱等代长度的做法，而改为将无侧移框架柱视为端弯矩不等的两端铰支柱来分析其二阶效应。但是在另一些规范和文献，例如英国的 CP110 规范及我国钢筋混凝土结构设计规范“框架柱计算长度”专题研究组的设计建议^[12]

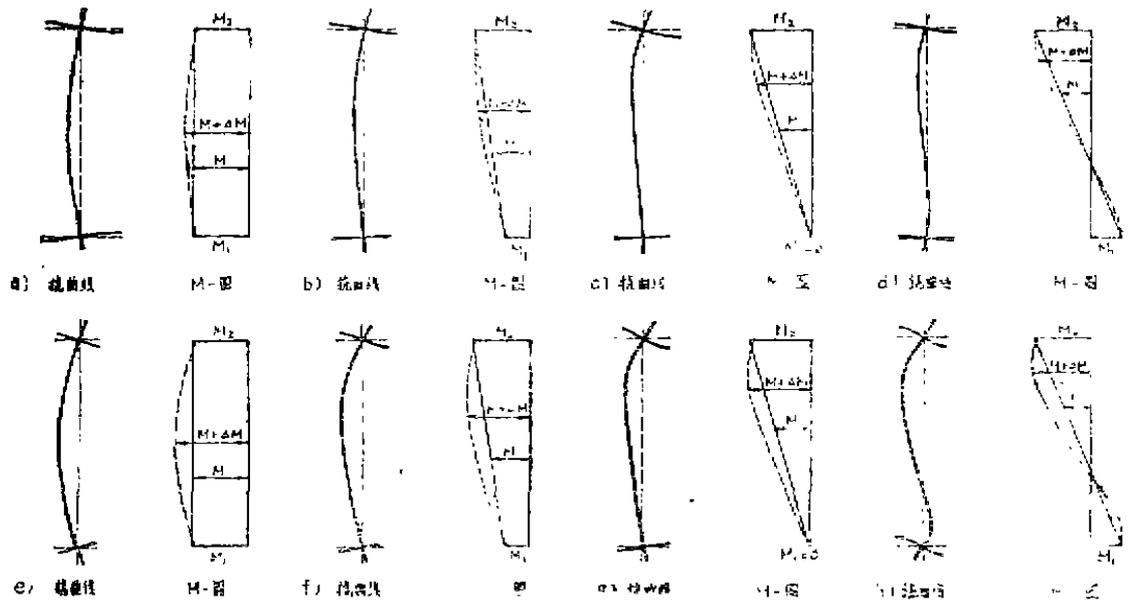


图 2 无侧移框架柱几种可能的实际受力状态

中，仍在采用或建议采用失稳计算长度作为无侧移框架柱二阶效应计算时取用的标准柱等代长度，这自然就显得过于陈旧了。

2. 在我国工程界还流传着另一种错误做法，即把无侧移框架整体稳定验算时求得各杆件临界荷载代入欧拉方程求算计算长度 l_0 ，并把如此求得的 l_0 作为标准柱的等代长度用于相应杆件的二阶弯矩计算。应该指出，这种做法的错误不在于按整体稳定验算求得各杆件的临界荷载，而在于用临界荷载求得的计算长度作为二阶效应计算中的标准柱等代长度。

例如在文献[13]中，作者在假定多层多跨无侧移框架的竖向荷载全部以节点荷载形式出现，并给定各杆件及其截面的几何参数、材料弹性模量以及各节点荷载的比例（亦相当于给定各柱段的轴力比例）之后，用形变法建立联立方程组，再经矩阵分析解得在各节点荷载同步增长的前提下，导致框架整体失稳的各柱段临界荷载值。从理论上说，在这里有可能通过调整各杆件的截面刚度使所有杆件同时达到临界状态。果真如此，则由各杆件临界力代入欧拉方程求得的计算长度就将与该杆件失稳挠曲线反弯点的距离一致。但可惜的是，正如上面第一个问题中所指出的，这时失稳挠曲线形状与实际挠曲线形状仍不一致。所以这样求得的 l_0 仍不能用于二阶弯矩计算。而在一般情况下，就连上述状态也是很难达到的。多数情况下框架的整体失稳是由其中最薄弱的一根或几根杆件达到临界状态而引起的。这时，在这一根或几根对框架整体失稳起控制作用的杆件中，用其临界力代入欧拉方程求得的计算长度与该杆件失稳挠曲线反弯点的距离是一致的。但在其余对框架整体失稳不起控制作用的杆件中，由于杆件自身的抗失稳能力在框架即将发生整体失稳时并未充分发挥，故按整体失稳求得的这些杆件的临界力必然比该杆件自身达到临界状态时所对应的轴力为低。用这种偏小的临界力代入欧拉方程求得的计算长度必然大于该杆件失稳挠曲线反弯点的距离，并与这个距离失去了任何内在联系。这样求得的 l_0 只能看成要使该杆件在一个偏小的临界力下自身达到临界状态而必须具有的一个假想铰支长度。例如在一榀四层框架中，当每根柱截面自底到顶不变，且每根柱上下各节点的节点竖向荷载也大致相同时，按文献[13]求得的柱段计算长度将从底层向顶层逐渐增长，顶层柱的 l_0 常可达该层层高的五到六倍。用它求得的二阶弯矩将比用精确法求得的大几十倍。这也充分表明，在这类“非控制杆件”中，由整体失稳临界力求得的 l_0 既不等于失稳挠曲线反弯点的距离，更与杆件实际挠曲线和二阶效应毫无

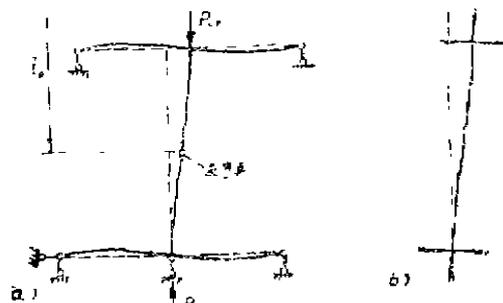


图3 有侧移框架柱失稳图形(a)与实际挠曲线(b)

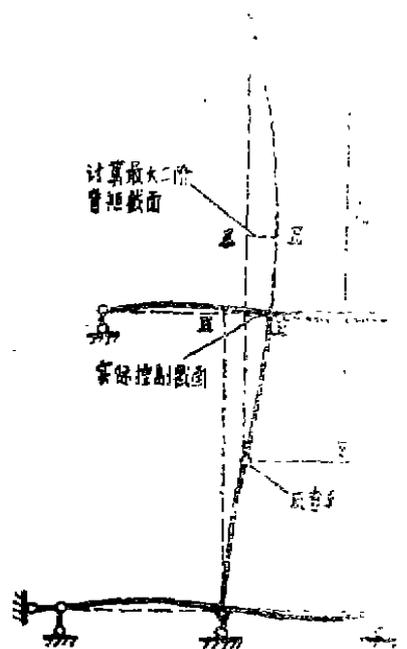


图4 有侧移框架柱“计算最大二阶弯矩截面”与实际控制截面的位置关系

联系。若用它来求算二阶弯矩可以说是错上加错了。

除去上面这两个存在严重概念混淆的问题之外,还有必要指出,在有侧移框架中,由于“分离杆件法”的失稳图形(图3a)与实际框架柱在竖向及水平节点荷载作用下的挠曲线形状(图3b)是类似的,因此当前国外几本有影响的规范^{[2][7][8]}在二阶效应近似分析法中对有侧移框架均继续采用由“分离杆件法”求得的计算长度作为标准柱的等代长度。但是必须看到,这种做法是不准确的。造成不准确性原因有以下两个方面。一是如图4所示,用上述 l_0 求得的二阶弯矩相当于等代长度中点处的二阶弯矩,即图中截面I-I处的二阶弯矩。从图中可以看出,它大于应该求算二阶弯矩的柱端控制截面II-II中的二阶弯矩,且它们之间的差距随 l_0 的加大而增长。另一个原因是标准柱长度范围内的一阶弯矩按矩形规律分布,而多数实际框架柱段中的一阶弯矩是按梯形或三角形规律分布的。以上两个原因都将使按“分离杆件法”计算长度求得的二阶效应比实际控制截面中的二阶效应偏大。国外规范对此均未进行修正,这当然是偏于安全的。

2 建立正确的框架柱二阶效应计算体系所需认识的几个基本规律

2.1 无侧移框架

在无侧移框架柱中,由相连横梁及上层柱传来的轴力、弯矩和剪力将在框架柱中引起相应的内力及挠曲变形,其中包括轴力在已变形杆件中引起的附加内力和附加变形,即所谓的P- δ 效应。由于轴力作用下柱的单元刚度较无轴力时略有变化,故考虑轴力影响的杆端弯矩与不考虑轴力时相比也会略有差别,即该截面的二阶弯矩事实上是存在的。只不过如前文所述,除底层柱柱脚截面外,其余柱端截面的二阶弯矩数值都很小,且可能与该截面一阶弯矩反号,故常可以略去不计。于是,我们就可以把每个无侧移框架柱段视为一根两端铰支且端弯矩不等的偏心压杆来分析其中的二阶弯矩分布规律。分析结果表明,随着两个杆端弯矩的比例变化和符号异同,可能出现的一阶及二阶弯矩分布规律如前文图2所示。从中可以看出以下两个基本规律:

a. 当杆件截面、细长度、轴力和一端的一阶弯矩 M_2 不变时,杆件内的最大二阶弯矩将随比值 M_1/M_2 变化,即从 $M_1/M_2 = 1$ 向 $M_1/M_2 = -1$ 逐次递减。

b. 当杆端弯矩相等,即 $M_1 = M_2$ 时,杆件的受力特点与标准柱相同。这时 $M_2 + \Delta M$ 总是大于 M_2 的,因此柱截面应按轴力 N 及弯矩 $M_2 + \Delta M$ 进行设计。但当两端弯矩不等时,则需区分以下两种性质截然不同的受力情况:一种情况是当框架柱段的细长度不太长时。此时,在端弯矩较大的一端,二阶弯矩图的一阶导数绝对值小于一阶弯矩图的一阶导数绝对值。因此,杆件长度内各截面中的总弯矩都不会超过杆端截面的一阶弯矩(图2b、c、d)。这时柱截面配筋仍由较大的端弯矩 M_2 及轴力 N 控制。也就是说,在截面设计中根本不需要考虑二阶效应。另一种情况是当杆件细长度很大时。这时,在端弯矩较大的一端,二阶弯矩图的一阶导数绝对值将超过该处一阶弯矩图的一阶导数绝对值。于是在一段杆长中,一阶加二阶弯矩($M + \Delta M$)将大于较大的杆端一阶弯矩 M_2 (图2f、g、h)。在这种情况下,柱截面则应按轴力 N 及总弯矩 $M + \Delta M$ 进行设计。

在假定杆端为铰支的前提下就可以根据端弯矩比值的不同,找到区分上面两种情况的界限细长度。当框架柱段采用贯通式配筋方案时,即可按以下原则处理二阶效应问题:

a. 当杆件细长度小于界限细长度时, 不考虑二阶效应影响, 按较大的杆端一阶弯矩及相应的轴力进行截面设计。请注意, 此处的界限细长度不是区分短柱与中长柱的界限细长度, 前者比后者要大得多。

b. 当杆件细长度超过界限细长度时, 则应给出确定杆长内最大 $M + \Delta M$ 值的方法, 并用它和相应的轴力来进行截面设计。

2.2 有侧移框架

在有侧移框架中, 可以把图5所示框架柱的二阶效应分解为 $P-\delta$ 效应和 $P-\Delta$ 效应两部分。其中 $P-\delta$ 效应相当于轴向力在轴线产生挠曲变形的无侧移框架柱内引起的二阶效应, 其规律已如前述。而 $P-\Delta$ 效应则是指节点水平荷载使框架产生侧移后, 由轴向力在产生了杆端相对侧移的框架柱中所引起的二阶效应。这里所说的节点水平荷载除去实际作用的节点水平荷载外, 还包括由竖向荷载在暂时假定为无侧移的框架上所引起的水平支反力反向作用于有侧移框架而形成的水平力。就 $P-\Delta$ 效应而言, 通常总是柱端的二阶弯矩最大, 因此该截面由水平荷载及节点竖向荷载引起的一阶及二阶弯矩之和也将是最大的。当柱采用通长配筋时, 总是柱端截面起控制作用。

若实际作用的水平荷载为分布式, 则它在柱段内引起的二阶效应应计入 $P-\delta$ 效应之内; 然后, 再把它所引起的水平支反力作为水平荷载反向作用于框架, 从而形成 $P-\Delta$ 效应。

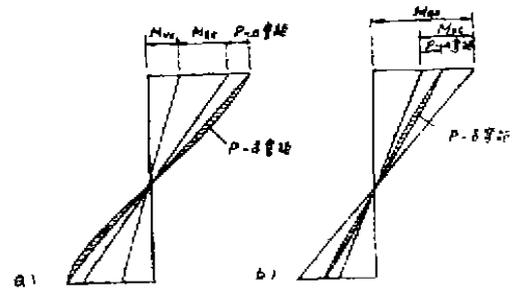


图5 有侧移框架柱的 $P-\delta$ 效应和 $P-\Delta$ 效应

如图5 a、b所示, 由于水平荷载作用方向的改变, $P-\delta$ 效应和 $P-\Delta$ 效应可能出现两种叠加方式。但一般以图5 a所示情况为最不利。

在无侧移框架二阶效应分析的基础上, 对有侧移框架亦应区分以下两种情况:

a. 当框架柱的细长度不是特别大时, 柱段高度范围内的 $P-\delta$ 效应相对较小, 柱段内各截面的总弯矩($M = M_c + \Delta M_c + M_k + \Delta M_k$)都不会超过柱端控制截面的总弯矩($M_c = M_{c0} + \Delta M_{c0} + M_{k0} + \Delta M_{k0}$)。当柱段采用贯通式配筋时, 设计控制截面仍在柱端。其总弯矩为 M_c , 但其中 ΔM_{c0} 除底层柱柱脚截面外通常数值都很小, 可以忽略不计。

b. 当框架柱的细长度非常大时, 某一段柱内各个截面中的总弯矩也有可能超过柱端截面中的总弯矩。当柱段采用贯通式配筋时, 则应取柱内最大弯矩 $M_{max} = M_c + \Delta M_c + M_k + \Delta M_k$ 及相应的轴力来进行截面设计。但出现这种情况的机会非常之小。

严格地说, 上文中的 M_c 为竖向荷载在无侧移框架某个柱段高度范围内的截面中产生的一阶弯矩; M_k 为作用在框架节点上的水平荷载以及非对称竖向荷载或非对称框架中的竖向荷载在无侧移状态下的水平支反力反向作用于有侧移框架上而在某个柱段高度范围内的截面中产生的一阶弯矩。 ΔM_c 和 ΔM_k 为相应的二阶弯矩。 M_{c0} 和 M_{k0} 则为与 M_c 和 M_k 对应的荷载情况下柱端截面的一阶弯矩, ΔM_{c0} 为与 M_{k0} 对应的柱端截面二阶弯矩。

需要着重指出的是, 在有侧移框架中划分上述a、b两种情况的界限细长度与无侧移框架柱的前述界限细长度的数值将完全不同。这是因为有侧移框架柱的柱端总弯矩 $M_c = M_{c0} + M_{k0} + \Delta M_{k0}$ 通常都明显大于无侧移框架柱的柱端弯矩 M_{c0} 。因此, 要使有侧移框架柱高度范围内某个区段各个截面中的总弯矩超过柱端截面的总弯矩, 通常就需要有一个大得多的细长

度和一个能使 $P-\delta$ 效应的增长显然比 $P-\Delta$ 效应的增长为快的条件,例如线刚度非常大的横梁。或者说,有侧移框架柱的界限细长度将比无侧移框架柱大得多,且其数值与 $M_{1e} + \Delta M_{1e}$ 和 M_{1e} 的比值有关。

在具有工程中常见尺寸的有侧移框架柱中,细长度很难超过上述界限值。故在进行柱截面设计时,对柱端截面中的 M_{1e} 就可以不乘扩大系数,即取 $\eta_1 = 1.0$,而只有 M_{1e} 才需乘以大于1的扩大系数,即取 $\eta_2 \geq 1.0$ 。

由此可以看出,在以往不少设计规范的框架柱二阶效应计算体系中存在的最突出的问题是笼统按框架在一阶内力分析时是假定为“无侧移”还是“有侧移”来确定计算长度的取值。采用这种做法的例如有英国的CP110规范、CEB-FIP标准规范以及我国钢筋混凝土结构设计规范“框架柱计算长度”专题研究组的设计建议等。这种做法对“无侧移”框架二阶效应分析带来的问题已如前述。在“有侧移”的情况下,由于对柱端截面的 M_{1e} 和 M_{1e} 都一律乘以一个按“有侧移”求得的大于1的扩大系数,而没有考虑与这两部分一阶弯矩对应的二阶弯矩所具有的不同特点,从而使算得的总弯矩明显偏大。

在实际工程中,绝大部分钢筋混凝土框架,其中包括不设抗侧力结构的房屋中的框架以及按框架-剪力墙体系进行分析的框架均属于“有侧移”一类。试算结果表明,在这类框架中用对柱端一阶弯矩笼统乘一个按有侧移情况下的失稳计算长度求得的大于1的扩大系数来进行截面设计与只对柱端弯矩中的 M_{1e} 部分乘以一个合理的、大于1的扩大系数来进行截面设计,所得截面配筋往往差别较大。这表明,改进现有的有侧移框架柱的二阶效应计算体系使之更趋合理,已成为当务之急。

还应指出的是,如前文所述,有些规范,其中包括我国原来使用的《钢筋混凝土结构设计规范》(TJ10-74)和新修订的《混凝土结构设计规范》,采用了或部分采用了不考虑框架有、无侧移而全凭经验确定的计算长度作为标准柱的等代长度;但在计算长度取值上考虑了房屋宽高比、节点刚性程度以及楼盖水平刚度等几个因素的影响。这可以理解成当房屋侧向刚度增大或侧向位移减小时,由水平荷载在柱端截面中引起的一阶弯矩及与其对应的二阶效应在该截面总弯矩中所占的比重也就相应减小,或者说按柱端截面总弯矩考虑的加权二阶弯矩百分比将相应减小。从定性的角度来看,这种处理手法的思路与框架实际受力特点有某些一致之处;但由于它不具备区分两部分柱端弯矩 M_{1e} 和 M_{1e} 分别引起性质不同的二阶效应的功能,故从定量的角度来看仍然是不准确的。

到目前为止只有美国混凝土学会(ACI)充分认识到了更加符合框架实际受力特点的二阶效应计算体系给框架设计带来的经济及技术效益,并在ACI318-83规范中采用了能在一定程度上反映有侧移框架柱二阶效应前述特点的分析方法。其具体做法是将有侧移框架各柱段端截面中的弯矩近似地按由不引起显著侧移的荷载所形成的弯矩 M_{1e}^* 和由引起显著侧移的荷载所形成的弯矩 M_{1e}^* 划分为两部分,并对它们分别乘以不同的弯矩扩大系数 η_1 和 η_2 ,即

$$M = \eta_1 M_{1e}^* + \eta_2 M_{1e}^* \quad (2)$$

其中对 η_1 采用下列近似表达式:

$$\eta_1 = c_m \eta \geq 1.0 \quad (3)$$

$$c_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4 \quad (4)$$

公式(4)是由美国钢结构设计规范中直接引用的所谓Austin公式,其中, M_1 、 M_2 分别为杆件两端的一阶弯矩, M_2 为其中绝对值较大者。这一公式主要考虑柱端弯矩不等对无侧移框架柱P- δ 效应的影响。公式(3)中的 η 是按标准柱长等于层高求得的弯矩扩大系数,它总是大于或等于1的,它主要考虑细长度对P- δ 效应的影响。当 $c_m\eta \leq 1.0$ 时,取 $c_m\eta = 1.0$ 。这意味着P- δ 效应对柱端弯矩取值没有影响,柱端截面继续为控制截面,强度设计中的弯矩值取用,

$$M_c = M_{oc}^* + M_{bc}^* + \Delta M_{bc}^* = M_{oc}^* + \eta_b M_{bc}^* \quad (5)$$

当 $c_m\eta > 1.0$ 时,看来美国规范是想表示这时柱高范围内某些截面中的总弯矩可能已超过柱端截面弯矩。于是,在柱截面强度计算中就应取用由公式(2)算得的弯矩值,其中 η_c 和 η_b 均大于1,其中 η_b 为用由弹性稳定理论的“分离杆件法”求得的有侧移框架柱计算长度(总是大于层高)在 $c_m = 1$ 时算出的弯矩扩大系数。

应该承认,与其它规范相比,美国规范的框架柱二阶效应计算体系已明显前进了一步。但这一体系所采用的具体做法除必然具有的近似性之外,也还存在一些明显的缺陷。这些缺陷或者造成概念含混,或者使计算结果的准确性下降。这主要表现在,

1. 正如前文中已经指出的,在无侧移框架和有侧移框架中,判断柱高范围内某些截面的总弯矩是否超过柱端总弯矩的界限细长度是完全不同的,而且它们之间的数量差别很大。但美国规范未能考虑这一事实,而是错把无侧移框架柱的一套做法直接搬到有侧移情况下使用。这样计算出的截面往往过于安全。实际上,由于有侧移框架柱的界限细长度通常都非常大,使得柱高度范围内各截面中的总弯矩根本不可能超过柱端截面的总弯矩。因此,在绝大多数有侧移情况下可以不用公式(3)、(4),而直接取 $\eta_c = 1.0$ 。

2. 前文已经指出,用“分离杆件法”求得的有侧移柱的计算长度作为确定 η_b 的标准柱等代长度是过分偏于安全的。美国规范对此未做改进。

3. 美国规范是把柱端弯矩划分为 M_{oc}^* 和 M_{bc}^* ,来取代本文前面所述的正确的 M_{oc} 、 M_{bc} 划分方法。这将给计算结果带来某种误差;但应承认,美国规范的处理手法对工程设计却是非常方便的。

作者认为美国规范的二阶效应处理手法是迄今为止能最好地反映有侧移框架柱二阶效应实际规律的方法。如能对它存在的上述不足之处作出合理的修正,便完全可以在我国规范中推广使用。

3 框架柱二阶效应计算体系的改进步骤

为了建立更为合理的框架柱二阶效应计算体系,本文作者及其合作者目前正在按下列程序进行工作,以便为修订框架柱二阶效应计算体系做好准备:

1. 充分利用国内外已有的细长钢筋混凝土偏压柱(其中包括两端铰支等偏心距压杆及两端铰支不等偏心距压杆)的试验结果,校核建立在平截面假定基础上的单根杆件全过程非线性有限元分析方法。在试验与电算结果的一致性已得到充分肯定的基础上,用电算分析对不同受力条件下的偏心压杆中二阶效应的变化全过程进行描述,以便

a. 对现有的两类弯矩扩大系数(或偏心距增大系数)的表达式,即我国新近修订的规

范所采用的最大轴力下的极限曲率式及美国、苏联等国规范所采用的内力平衡式,进行校准和重新评价,以便选择更加合理的表达式并对相应的表达式作出必要的调整或改进。

b. 弄清两端不等偏心距压杆在无侧移及有侧移情况下的界限细长度值及其随各有关因素变化的规律。

2. 对不同跨数、不同层数、不同荷载情况以及不同层高、跨度和梁、柱细长度的典型规则框架进行非线性全过程分析,找出各柱段二阶弯矩随荷载变化的规律,以及与各柱段控制截面达到破坏阶段相对应的二阶弯矩随各影响因素而变化的规律。

3. 对典型的不规则框架及复式框架进行与上述第2点相同的非线性二阶效应全过程分析,寻求各杆件二阶弯矩的变化规律。

上述分析结果与相应的结构试验结果一起将成为检验各种可能建立的二阶效应近似计算体系的基本依据。在此基础上建议考虑以下两种框架柱二阶效应计算体系:

1. 保留我国原规范TJ 10-74及新近修订的规范所采用的直接规定各类情况下框架柱计算长度作为标准柱等代长度的作法,但利用非线性二阶弯矩分析结果对给出的等代长度进行校准。即维持规范给出的 η 值极限曲率表达式不变,再以通过非线性分析求得的较准确的二阶弯矩值为依据,通过 η 值计算公式反推出对应的等代长度。

经校准后如认为有必要对现行规范的计算长度取值进行修正,则可考虑以下两种方案:

a. 继续采用类似于现行规范的较粗糙的计算长度分类方法;

b. 根据非线性分析结果判定对框架柱二阶效应最有影响的变量(如竖向荷载与水平荷载之比),再按照这些变量分档给出划分得更细的计算长度取值方法。

需要指出的是,计算长度在这里已不再体现失稳图形中杆件挠曲线反弯点之间的距离,而变成一个纯“当量长度”。即用这一计算长度作为标准柱的等代长度所求得的杆件二阶弯矩应与该杆件控制截面中实际存在的二阶弯矩相等或相近。

2. 采用物理概念更加明确的二阶弯矩计算体系。其具体作法将依框架是“无侧移”还是“有侧移”而异。如前文已经指出的,在这里应把所有的有水平弹性支点的框架也视为“有侧移”情况。

a. 无侧移框架

需要给出在两端不等偏心距的无侧移柱段中进行正截面强度验算时需要考虑二阶效应的最小细长度值(即界限细长度值)以及细长度超过这一界限值后截面最大总弯矩的计算公式,或者是以最大端弯矩 M_e 为基点的弯矩扩大系数 η 的计算公式。这意味着

当 $\frac{l_0}{\lambda} > \left[\frac{l_0}{\lambda} \right]$ 时, $M = \eta M_e$, 其中 $\eta \geq 1.0$;

当 $\frac{l_0}{\lambda} \leq \left[\frac{l_0}{\lambda} \right]$ 时, $M = M_e$ 。

在上式中 l_0 通常取等于层高, λ 为柱截面回转半径, l_0/λ 为柱段实际细长度, $[l_0/\lambda]$ 为界限细长度, M_e 为柱端最大一阶弯矩, M 为用于正截面强度计算的弯矩。

b. 有侧移框架

首先将各柱段端截面中的一阶弯矩 M_e 划分为 $M_{e,c}$ 和 $M_{e,s}$ 两部分,其中 $M_{e,c}$ 为各项荷载在无侧移假定下产生的柱端一阶弯矩, $M_{e,s}$ 为框架产生侧移后由各项荷载在 $M_{e,c}$ 的基础上继续引起的一阶弯矩。为了便于计算,也可以在框架基本上为对称图形,且竖向荷载也基本上对称

时,将 M_c 分解为 M_{bc}^* 和 M_{bc}^{**} 两部分,其中 M_{bc}^* 近似取为竖向荷载在有侧移框架某个杆端截面中引起的一阶弯矩, M_{bc}^{**} 近似取为水平荷载在该杆端截面中引起的一阶弯矩。

对于 M_{bc} 或 M_{bc}^* 本应给出需要考虑二阶效应的最小细长度值,即界限细长度值。但由于这一界限值通常都非常大,不可能被超过,故一般情况下都可以不考虑二阶效应,即取 $\eta_b = 1.0$ 。

对于 M_{bc} 或 M_{bc}^{**} 则仍可采用给出某个计算长度作为标准柱等代长度的作法来计算其弯矩扩大系数 η_b ,只不过这一计算长度同样也不等于失稳挠曲线反弯点之间的距离,而应是根据精确的非线性二阶效应分析结果给出的一个当量长度。

参 考 文 献

- [1] CEB/FIP, Manual of Buckling and Instability, The Construction Press, Lancaster, London, New York, 1978
- [2] Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI318-83) Nov. 1983
- [3] 苏联混凝土及钢筋混凝土结构设计规范 (CHП 2.03.01-84), 冶金建筑研究总院译, 1987年7月
- [4] Concrete structures—Rules for the Design of Normal Reinforced Concrete Structures, ISO/TC, 71/SC2, Sept. 1985
- [5] “钢筋混凝土框架柱的计算长度”, 《钢筋混凝土结构设计规范》修订组, 《建筑结构》, 1984年第3期
- [6] “钢筋混凝土框架柱的计算长度”, 《钢筋混凝土结构的设计与构造—85年设计规范背景资料汇编》, 中国建筑科学研究院, 1985年7月
- [7] Code of Practice for the Structural Use of Concrete, Part 1, Design Materials and Workmanship (CP110, Part 1, Nov. 1972), British Standards Institution, London, 1972
- [8] Beton-und Stahlbetonbau, Bemessung und Ausfuehrung, DIN1045, Jan. 1978
- [9] 欧洲混凝土委员会—国际预应力协会 (CEB-FIP), 结构统一标准规范的国际系统, 第二卷, 混凝土结构标准规范, 1977年9月, 中国建筑科学研究院建筑结构研究所译, 1980年7月
- [10] 汪强, “钢筋混凝土框架柱的非线性二阶分析方法”, 重庆建筑工程学院硕士学位论文, 1987年7月
- [11] 刘少勇, “钢筋混凝土单元封闭框架二阶效应分析”, 重庆建筑工程学院硕士学位论文, 1988年7月
- [12] “钢筋混凝土框架柱计算长度”专题组综合研究报告, 1981年7月
- [13] 魏璋, “平面杆系结构静力和稳定分析程序”, 武汉建筑材料工业学院, 1981年

(编辑: 徐维森)

CALCULATING SYSTEM FOR SECOND-ORDER EFFECT IN THE COLUMNS OF REINFORCED CONCRETE FRAMES

Bai Shaoliang

ABSTRACT This paper makes an analysis and comparison of the calculating system for second-order effect in columns of reinforced concrete frames proposed by scholars at home and abroad, and the systems adopted by codes of many countries. The focus is on explaining the conceptual error and deficiency in some methods. After expounding the basic law of the second-order effect in frame columns with different restraints, this paper suggests an improvement of the calculating system for second-order effect in frame columns for China's Design Code of Concrete Structures.

KEY WORDS reinforced concrete, frame, column, second-order effects, effective length