

钢筋混凝土框架结构 塑性阶段的计算

[捷]M·吉希 J·拉柯斯尼克 著
徐国彬 侯雪岩 蔡体发 顾蕙若等 译

中国建筑工业出版社

力重分布。关于这个问题的基本知识，在第一、二章中加以叙述。关于钢筋混凝土结构内力重分布对设计实践的意义，在第三章中加以说明。书中其它各章叙述结构本身的计算。本书只讨论了具有直杆的连续梁和框架。考虑塑性性质的平面体系(板、墙等)的计算和设计，已在文献[164,100]中叙述。

本书是为钢筋混凝土结构设计人员编写的，首先应该对他们在结构的实际计算时有所帮助。因此，书中的理论部分是浓缩的，并介绍了计算和设计方法以及典型例题。作者在确定和计算所引用的各种量值时，通过对原始表达方式的少量加工，力求统一各种现有方法。确定初始值的非单值性是新方法应用道路上的障碍之一。书中没有引进专门的理论问题，如徐变的影响，达到承载能力时的变形影响以及其它等。如果需要的话，各参考文献能够帮助读者更深入地研究这些问题。

本书较1969年捷克文版本有了很大的扩充，增加了对苏联工程实践有用的最新资料。

计算例题也相应地采用了苏联规范。参考文献补充了许多苏联和外国研究者的著作。

M·吉希

J·拉柯斯尼克

布拉格，1973年

本书是有关钢筋混凝土框架结构塑性阶段计算的一本有代表性的专著，着重论述了内力重分布及极限平衡法计算等，结合工程实际，并以典型例题进行讲解。

本书可供土建结构设计、科研技术人员及大专院校有关专业师生参考。

本书各章译校人员如下：第一、二章徐国彬译，吴兴祖校；第三章侯雪岩译，韩素芳校；第四章侯雪岩译，吴廉仲校；第五章顾蕙若、张仁爱、金启珍、黄翰仁、程美卿译，亢文慎校；第六、七章蔡体发译，亢文慎校。此外，蒋大骅、贾岗参加了原油印稿的校对工作。

М.Тихий(Milik Tichý)
Й.Ракосник(Josef Rákosník)
**РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ РАМНЫХ
КОНСТРУКЦИЙ В ПЛАСТИЧЕСКОЙ СТАДИИ.
ПЕРЕРАСПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ**
Стройздат, Москва, 1976

* * *
钢筋混凝土框架结构塑性阶段的计算
徐国彬 侯雪岩 蔡体发、顾蕙若等 译

*
中国建筑工业出版社出版(北京南郊百万庄)
新华书店北京发行所发行 各地新华书店经售
中国建筑工业出版社印刷厂印刷(北京阜外南礼士路)

开本：787×1092毫米 1/32 印张：7⁵/₁₆。字数：171千字

1988年3月第二版 1988年3月第一次印刷

印数：1—13,100册 定价：1.40元

ISBN7—112—00060—2/TU·30

统一书号：15040·5371

译 者 的 话

本书译自苏联出版的《钢筋混凝土框架结构塑性阶段的计算》(РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ РАМНЫХ КОНСТРУКЦИЙ В ПЛАСТИЧЕСКОЙ СТАДИИ ПЕРЕРАСПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ)。该书原著为捷文,苏联在翻译出版时,对原著作了一些补充。

这是一本系统阐述钢筋混凝土连续梁、框架塑性性能以及塑性计算的专著,以设计人员为主要读者对象,比较注重结合工程实际,又辅以若干典型例题予以解释。

本书的中译文,最初是由钢筋混凝土结构设计规范管理组,为配合规范科研的需要,组织内蒙古工学院、重庆建工学院、同济大学、四川省建研所的有关同志分工完成的,并以油印本形式供内部交流。后为扩大交流范围,由中国建筑科学研究院结构所的有关同志,对原译文进行了必要的加工和校对,形成现在的书稿。这一工作因种种原因时断时续拖了几年时间,但本书仍不失为一本很有参考价值的资料。译文原稿因是多人分章进行的,如有不确切之处,敬请批评指正。

为翻译本书,结构所规范室马坤贞同志进行了许多组织和会稿工作,特此表示感谢。

俄 文 版 前 言

M·吉希和J·拉柯斯尼克1969年用捷克文出版了《钢筋混凝土框架结构塑性阶段的计算》一书。该书引起了广泛的兴趣，并译成了几个国家的文字。俄文译本对书的内容作了补充。

作者对所要探讨的问题的世界文献（其中包括苏联的文献）很熟悉，并对钢筋混凝土结构的变形性质的研究给以极大的注意。这一性质对保证结构可能产生内力重分布有直接关系。这对于了解和正确使用钢筋混凝土框架计算方法极为重要。

本书在计算中基本上未使用现代化的电子计算机，因为广泛地使用电子计算机认为是以后的任务。因此，书中实际上未使用极限平衡静力计算法，也未涉及徐变和几何非线性的影响，掌握了本书内容的读者，如果需要可以借助专门的文献来扩大自己的知识。

技术科学博士、教授
A.A.格沃兹杰夫

序 言^①

早在六十多年前，人们就已知在钢筋混凝土的超静定结构中钢筋混凝土表现有塑性性质，而它被广泛地实际利用却没有这么久，这显然是由于两方面原因引起的。

关于超静定体系塑性性质知识的增长，经历了若干明显的阶段。在第一阶段，实验和不深入的理论分析确认了结构内力分布随荷载的增长而变化。特别指出了当荷载接近于构件或整个体系丧失承载能力时的情况；第二阶段，以理论研究为其特点，导致对极限平衡法的研究和发展。起初，这个计算方法很快用于了钢结构计算。同时指明。钢筋混凝土结构中的塑性铰与钢结构中的塑性铰有本质的区别；在第三个阶段，根据塑性理论发展了超静定体系的一般计算方法。由于理论研究的结果，产生了在建立实际计算方法时为确定初始参数需进行专门研究的必要性；第四个阶段尚未完成，此阶段是寻找简便的实用计算方法；而在最近阶段，则正力求使用电子计算机。

实际应用迟缓的另一个原因，是钢筋混凝土结构设计的基本思想曾建立在容许应力法的基础上，而这种方法不允许使用材料的塑性性能。目前，几乎在所有的钢筋混凝土结构设计规范中都或多或少地允许考虑内力重分布现象。现有的国际文献[29]建议考虑结构因出现裂缝和塑性性质而引起的

① 序言中有两段因与本书内容关系不大，予以删节。——中文本译者

内力重分布变化，从而促进了新方法的扩大应用。

在计算中考虑钢筋混凝土结构的塑性性质已经多年了。与结构弹性工作情况相比较，评价结构内力重分布的各种近似计算方法，是基于与理论重分布之间允许的偏差，不会对结构的可靠性有不利的影晌。曾有人很错误地认为，当推广按塑性阶段计算后，则结构按弹性理论计算将在实践中消失。今后，在设计中弹性理论仍将是重要的。按塑性理论计算并不总是使计算简化，恰恰相反，有时使解变得更困难，这只能依赖于现代计算技术。作者在本书中力求指出实际遇到的按塑性理论计算的复杂性。然而经常有这样的情况，即较为复杂的解可反映出结构的工作过程，并最后给出有利的结果。

为了更主动地应用有关超静定结构塑性性质的知识，必须基本熟悉普通钢筋混凝土和预应力钢筋混凝土结构在受荷的高应力阶段时的特性，以及引起内力重分布现象的实质。F·史都西[155]教授是对将塑性理论计算方法应用于结构设计实践的主要反对者之一。此处，应及时提醒注意他的一句话：“理论力学，当然有权建立各种概念（例如，体积保持不变的定义，弯矩的调整以及其它概念），建立理想材料和建筑构件以及对它们进行理论研究。然而它却无权根据这些理想化了的研究结论，制定用于设计实践的规范条文。设计者必须与实际的建筑材料打交道，并且一定要对自己的作品负责。由于这种责任感任何人甚至理论力学也不能使他摆脱这种责任”。

这一段话的目的是特别强调认识钢筋混凝土结构内力重分布全部特征的必要性。本书作者在注意钢筋混凝土结构变形能力的同时，努力寻求内力重分布的实质，对这一现象的认识是说明所有问题的钥匙，使我们能避免不正确地利用内

目 录

译者的话

俄文版前言

序言

第一章 内力重分布的基本知识.....	1
1. 研究内力重分布的必要性.....	1
2. 引起内力重分布的原因, 重分布的过程.....	4
第二章 影响内力重分布的因素.....	17
1. 截面的工作曲线图.....	17
2. 静力系统.....	40
3. 荷载.....	54
第三章 可靠度和计算方法.....	61
1. 承载能力的概念.....	61
2. 超静定结构的可靠度.....	65
3. 计算方法和内力重分布.....	71
第四章 考虑结构变形性能的计算.....	85
1. 计算理论.....	85
2. 强迫转动法 (Macchi法).....	101
3. 极限转角法 (Baker法).....	103
第五章 极限平衡法计算.....	133
1. 极限平衡法.....	133
2. 用于钢筋混凝土结构的极限平衡法.....	156
3. 有转角限制的极限平衡法.....	178
4. 满足使用条件的方法.....	181
第六章 变形和裂缝开展宽度.....	191
1. 总则.....	191
2. 计算.....	197

第七章 例题	204
1. 强迫转动法	204
2. 极限转动法	210
3. 极限平衡法	214
参考文献	227

第一章 内力重分布的基本知识

1. 研究内力重分布的必要性

在钢筋混凝土超静定结构中，首先观察并从理论上论述内力重分布现象的是G·卡尊奇^[97]①，但是，长时间来，这种现象并未受到足够的重视。仅在本世纪三十年代对钢筋混凝土连续结构塑性性质的研究才引起注意（几乎与钢结构同时）。

在当时，弯矩重分布未得到实际应用，主要由于两个原因：第一，还没有足够的理论基础；第二，钢筋混凝土结构是根据弹性理论的容许应力来设计的，此方法未考虑应用钢筋混凝土塑性性质的可能性，甚至警告工程师们不要试图实际应用重分布现象。

对于超静定结构，观点的转变发生在结构设计进入按强度安全系数设计以后。从四十年代开始，许多国家对内力重分布问题给予了较大的注意。不论哪个国家，采用怎样的设计途径，对此问题进行探讨的科研著作数量不断增加。解决有关内力重分布的问题也显得日益迫切，尤其在推行结构性质与作用荷载均具有随机性且服从于统计规律的新的计算方法时更为突出。

在论证设计超静定结构考虑内力重分布的必要性时，应

① C·M·克雷洛夫在[20]中对这个问题作了简要的历史概述。

当着重指出，在深入分析各种工作条件下的结构状态，可以节约材料（首先是钢筋），降低制作结构的劳动量，改进质量并简化计算。

更深入地理解结构性质，对寻找新的结构型式以降低结构材料用量和合理使用材料起着决定性的作用。目前，在选择截面时是使用较为精确的、考虑混凝土和钢筋变形性质的方法，但是确定结构内力的分布，是假定结构按弹性工作为前提的。因此就忽略了混凝土和钢筋的塑性。塑性不仅仅在临界状态的极限截面上发生，而且还在结构的广泛范围内起作用。用塑性理论对结构性质的分析，对应于临界状态而言，常能指出一些薄弱的部位（例如由于降低了框架横梁的刚度，在大荷载作用下就要提高对柱的要求）。

对结构在接近破坏应力时工作情况的了解，可以与最新的，对结构可靠度的关系联系在一起，以有利于评定结构的真实工作情况（见第三章2，3节）

根据苏联建筑法规СНиП II—A·11—62^[37]和 СНиП II—B.1（1972年稿^①）^[38]以及CEB—FIP 国际建议^[29]等标准来进行极限状态方法设计时，仅当结构上作用有某个活荷载^[80]的情况，才有可能节约钢材（根据福尔隆哥的资料比按弹性理论计算可节约20%的钢材）^②。如果在结构上仅作用着静荷载则不能节约钢材，甚至还可能增加钢材耗用量（理论上）。但是，由于钢筋按构造合理布置所得到的好处在这里也可能很显著。

利用重分布的现象，可以降低结构制作的劳动量。在这

① 现在钢筋混凝土结构的计算按СНиП II—21—75进行。

② “按弹性理论计算”和“按塑性理论计算”一词，分别表示计算杆件系统时截面上的应力和应变的关系是按线性还是按非线性考虑。

种情况下弯矩的分布比按弹性理论计算更为有利，支座和跨中弯矩值的差异减少，因此可以避免钢筋的过度集中。钢筋的制作和放置都将简化，在原来钢筋需要密集布置的地方可以使其变得稀疏。由于混凝土浇灌密实，提高了这些部位的混凝土质量，也就增加了结构的可靠性。在装配式构件中钢筋焊接接头的数量也减少了。

经常过高地评价内力重分布的应用对简化计算的作用。但无可争议，在许多情况下与按弹性理论计算相比较，它确实能够大大简化计算。按塑性理论的实际计算经常以使用近似公式为宜，特别是在需要估算像支座沉降（见第二章第2节）这一类不利现象时，它的好处更为明显。考虑了材料塑性性质并按一些较精确的方法计算时，则一般就很复杂。甚至在使用像极限平衡法这样一些简单的计算方法时，在开始就要求按弹性理论找出弯矩的分布，以便以后来评价考虑钢筋混凝土结构变形能力计算的正确性。在作这样的评价时，应该考虑到为确定它的极限状态的各主要因素，这些因素就是变形或者裂缝开展宽度。

目前可以确信，对于普通的或者预应力的钢筋混凝土结构内力重分布的问题，已经基本得到解决。首先知道了影响内力重分布的各个因素，如果需要的话，还可知道怎样才能影响内力重分布。此外，还知道了考虑材料塑性的内力分布计算方法，其中一些有实用价值的将在本书中予以介绍。

关于计算需要的原始数据已经充分认识，我们在这方面不会再遇到困难。这些数据将不断地得到校正和补充。由于一些问题的解决还需要进行一系列艰难的和大量的试验，这就需要经常地不断扩大国际方面的合作。

剩下的只是按其性质属于可靠度理论的一些问题了。这

里所说的，首先是关于如何确定承载能力的概念；其次是关于重复加载时的安全度，超静定结构随机性质的实际应用及其进一步合理化的问题。

这样，内力重分布的现象，目前在凡是解决结构加载性质的情况下是可以应用的。

2. 引起内力重分布的原因，重分布的过程

简支梁的变形性质 在介绍超静定结构的内力重分布以前，首先让我们看一看普通钢筋混凝土和预应力钢筋混凝土梁的变形性质，也即破坏前整个受荷过程中的状态。通常，在设计中只应用一些重要的特性，如承载能力、裂缝的形成、挠度以及在使用荷载时的裂缝开展宽度等，至于结构物总的情况并未予以足够的注意。

让我们来看一根简支的钢筋混凝土梁，其截面对称于两个轴，则梁受弯时两个平面内的截面性质在梁全长上将是一样的，梁上作用着一个固定的集中力 P （图1a），为了简化起见，梁的自重可以忽略。假定荷载对梁不产生任何动力作用，同时还假定梁不会因剪力而破坏，如果不作特殊说明，这些假定在以后的讨论中将一直有效。

如果开始在梁上没有任何荷载作用，则加一个不大的 P 力后，梁的各个截面都开始在弹性状态下工作。受弯截面的刚度按下式确定。

$$B_{yn} = E_{\sigma} J$$

式中 E_{σ} ——混凝土的弹性模量；

J ——包括受拉混凝土的折算截面惯性矩。

此时梁在整个长度上的刚度值是一样的，其挠曲线的曲

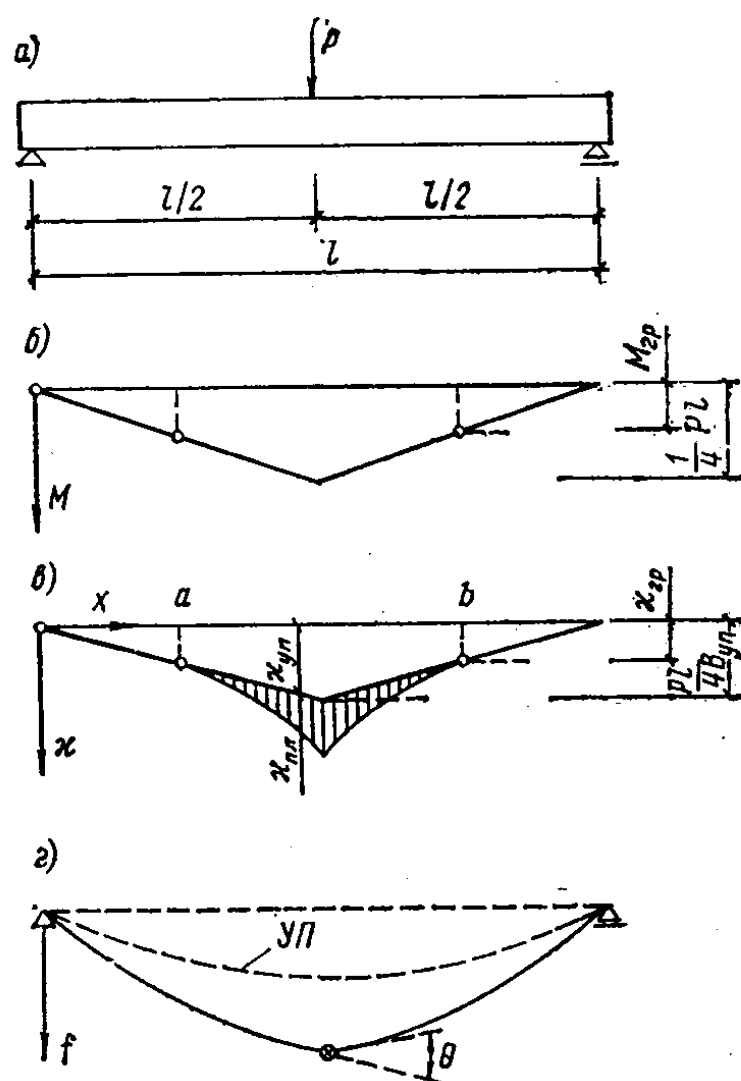


图 1 简支梁在荷载作用下的性质
a—梁简图；b—弯矩图；c—曲率图；d—梁的变形

率（用 $\kappa_{y\Pi}$ 表示）将与弯矩 M 成正比。

$$\kappa_{y\Pi} = M / B_{y\Pi} \quad (1)$$

如果在加载的同时测量梁的挠度（在梁的跨中），则可见到在某一荷载 $P_{\Gamma P}$ 或者某挠度 $f_{\Gamma P}$ 以前，（ P, f ）关系式都将保持线性（图 2）。如果我们还算出荷载作用处截面挠曲线的曲率（ κ ）与弯矩的关系，则可看到一直到某一弯矩 $M_{\Gamma P}$ 或某一曲率 $\kappa_{\Gamma P}$ 为止，其 $[M, \kappa]$ 关系式将具有类似的

线性关系。

需要指出，出现裂缝之后抗弯刚度将大大降低，如果此时再来看一看裂缝处的 $[M, \kappa]$ 关系，则在到达开裂弯矩 (M_T) 时，可以发现在 κ 轴方向上的突变。从实用观点出发，对此情况将不予重视，而是规定 $[M, \chi]$ 关系是以某裂缝区段的平均值来表示。

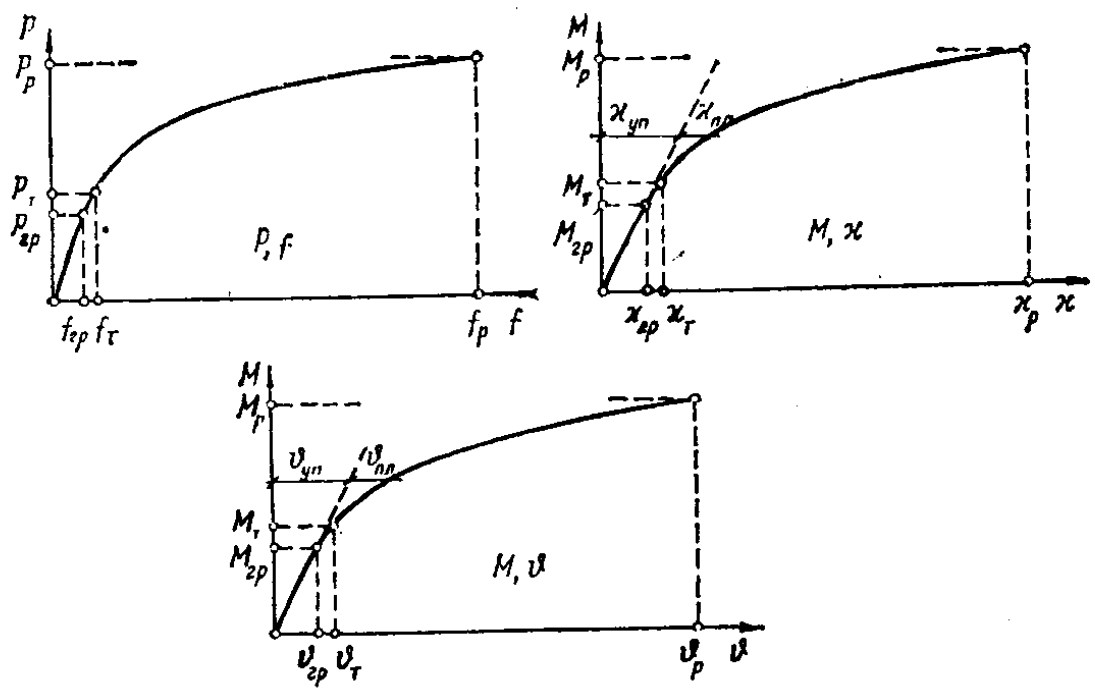


图 2 $[P, f]$, $[M, \kappa]$ 和 $[M, \delta]$ 关系图

当 $P > P_{TP}$ 时，挠度增长得很快，因为受拉混凝土开始塑性变形。而在荷载为 P_T 时，很快在力的作用点附近产生第一条裂缝。其结果由于混凝土退出受拉工作而使截面的刚度降低。

出现裂缝后的受压区混凝土直至某一荷载之前几乎都呈弹性状态，而后才开始塑性变形(应力图已经不是三角形)。有些型号的钢筋在高应力下也进入塑性变形阶段。在混凝土退出受拉工作的地方，曲率 κ 与弯矩的关系将是非线性的(图 2)，沿构件长度方向的曲率变化表示在图 1， θ 中。对于

$M > M_{\Gamma P}$ 的截面，在关系式 (1) 得出的曲率上，还要加一塑性（非线性）分量 $\kappa_{\Pi A}$ ，具有该分量的 ab 区间（见图 1 ϵ ）称为塑性区。塑性区具有更广泛的词义，因为它包括梁中所有非线性工作的区域。 $P_{\Gamma P}$ 和 P_{Γ} 的数值很相近，同样， $f_{\Gamma P}$ 和 f_{Γ} ， $M_{\Gamma P}$ 和 M_{Γ} 等也可以说很相近。因此，在以后的叙述中将总是假定对于梁或它的一部分或者对于梁的任何一个截面，直至产生裂缝时为止，其内力和变形一直保持着线性关系。这样就大大简化了我们的讨论。

随着荷载 P 逐渐增加，荷载下的截面弯矩就达到 M_P 值（混凝土或者钢筋的破坏）。此弯矩将对应着破坏荷载 $P_P = \frac{4M_P}{l}$ 。临界截面的挠曲线曲率达到其极限值 κ_P ，同样挠度也达到了极限值 f_P 值。

在研究结构内力重分布时，我们一般对挠度与荷载的关系并不感兴趣，因为它对于一定的静力简图和荷载具有独特的性质。与此不同，关系 $[M, \kappa]$ 只和截面有关，并且如果这些关系对每一个截面都是已知的话，由此关系总能得到在任意静力图式和荷载性质下梁或框架的工作总貌。在实际计算时并不直接应用关系 $[M, \kappa]$ ，正如我们下面所看到，而是不得不去研究塑性区端部截面的（或者在与塑性铰相毗连截面处的）弯矩与转角 ϑ 的关系。下面我们将表示出这一关系。

再来看一看出现了非弹性变形的塑性区 ab （见图 1 ϵ ），此区域端部截面总的相对转角为 $\vartheta = \int_a^b \kappa dx$ ，如果用图来表示 ϑ 和 M 的关系，则可得到 $[M, \vartheta]$ 图（见图 2）。此处可以看到线性区段一直延续到 $[M_{\Gamma P}, \vartheta_{\Gamma P}]$ 点，其余的区域属非线性。由总的转角 ϑ 中可以分离出塑性分量 $\vartheta_{\Pi A} = \theta$ ，

并可用方程 $\theta = \int_a^b \kappa_n dX$ 表示。

可以认为，转角 θ 集中在临界截面上，此处形成了塑性铰。在此情况下（与图 2 相比较），这种铰能承受弯矩的增量直至破坏。这种铰称之为不完全铰，以区别于完全的塑性铰。关于完全铰，假定它是从某一弯矩开始，还能承受变形增量，但一点也不承受弯矩增量。如果认为在梁中产生了塑性铰，则其挠曲线就具有图 1、2 的形状。在支座和塑性铰之间的区段上，挠曲线曲率由关系式（1）给出。达到承载能力时，塑性铰转角的塑性分量就达到了极限值 θ_p 。

可以看到，转角 θ 是一种变形，在所研究的每种情况下具有某一定值。并且与结构的静力和荷载图式有关。它与虚转角 θ' 不同，虚转角在数值上虽很小，但其值是不定的，它实际上是属运动学性质的。

两端嵌固的等截面梁 取一个两端完全嵌固的等截面梁，其截面对称于两个相互垂直的轴（也就是说，沿梁全长两个方向的破坏弯矩为定值）。现在让我们来观察梁在加荷过程中弯矩的变化：一种情况是在跨中作用一个集中荷载；另一种情况是沿整个长度上作用着均布荷载。请看在两种情况下支座弯矩 $M_1 = M_3$ 和跨中弯矩 M_2 的变化（图 3）。

集中荷载。如果梁的跨中作用着一个集中荷载，则按照弹性理论的计算弯矩值可表达为

$$-M_1 = M_2 = -M_3 = -\frac{1}{8}Pl$$

若荷载 P 逐渐增加达到某一定值 P_T 时，则在所有临界截面将同时达到形成裂缝的弯矩 M_T 。临界区内出现刚度降低，梁开始非线性变形。在这个例子中刚度的降低对于所有临界截面都一样。