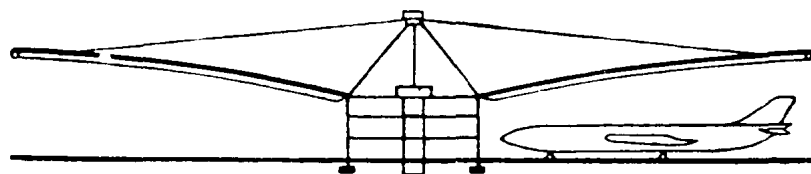


土木建筑译丛

工程结构

第二辑

李寿康 俞载道 朱伯龙 编



上海市科学技术编译馆

序

1962年8月中国土木工程学会在北京召开了第三次代表大会暨1962年年会，会上对“结构安全度”问题进行了讨论。极限分析，也即承载能力的计算，是“结构安全度”的中心问题之一，也是结构设计最根本的问题之一。

结构承载能力的计算牵涉到截面强度及截面内力二方面。对于截面强度计算，目前在我国及许多其他国家已摒弃弹性假定，采用了考虑材料塑性性能的方法；但是对于超静定结构截面内力的计算，往往还采用弹性假定，因此，计算结果就不能反映真实情况。

为了解决上述矛盾，各国学者针对超静定结构中由于材料的塑性性能所引起各截面之间内力的重分布问题进行了研究，发表了不少论文。本辑选译了有关钢筋混凝土结构的论文八篇。

对于承受一般荷载的普通钢筋混凝土连续梁、双向板及无梁楼盖，研究结果比较成熟，掌握比较可靠；因此，在实际工程设计中，已经采用了考虑重分布影响的方法，反映在有关的规范中。有些国家对此已订有专门的规范，我国也正在制订中。

此次所选论文，以能在上述内容的基础上，进一步反映“内力重分布”课题方面所已取得的进展为目的。在结构类型方面包括了预应力混凝土连续梁、普通钢筋混凝土平面框架、拱、板、薄壳及折板。在所代表的国家方面包括了英、美、苏、日、法、波六国。在原文的文字方面包括了英、俄、德、日四种。但是，由于文献颇为丰富，而本辑篇幅有限，只能选译其一部分。

限于我们的水平，选与译都难免有不当之处，还请读者加以指正。

編 者 1964年4月

目 录

钢筋混凝土结构的极限荷载设计.....	1
钢筋混凝土结构的极限荷载设计(书面讨论及答复)	27
超静定预应力钢筋混凝土结构的强度	52
钢筋混凝土拱的承载能力	93
平板的极限承载能力.....	102
钢筋混凝土折板结构在破坏时的平衡条件.....	120
钢筋混凝土折板结构的极限分析.....	128
壳体按极限平衡法的计算.....	124

鋼筋混凝土結構的極限荷載設計

Institution Research Committee

The Institution of Civil Engineers, Proceedings, 21: 400~442 (1962) [英文]

引言

1. 最近几年中, 工程技术人员已广泛地讨论了极限荷载理论, 并经常用这种理论来设计钢结构框架。然而, 混凝土变形的有限性, 促使注意力仅限制在构件截面的极限强度上, 而弯矩分布则仍依据于所假定的弹性状态。本报告的目的是试图为按整体考虑合理地处理结构物扫清道路。很少钢筋混凝土结构在荷载作用下会按一般所假定的那种弹性状态工作。通常梁在较小荷载下开裂, 其刚度也因而有所降低。应力较大截面在达到流限后, 在一定限度之内仍能保持其全部强度。从实际结构中测出的应变与按弹性理论算得的经常不符, 而由试验得出的极限荷载则通常与计算值较为一致。

2. 极限荷载的计算对于决定抵抗破坏的真实安全系数是很重要的。但是, 本报告并不建议将极限荷载设计方法作为弹性理论的完全的及足够的替代物。工程师应考虑在各个荷载阶段直到破坏为止的结构性能及相互关系。但对极限荷载值, 必须给以主要的考虑, 因为极限荷载与使用荷载的关系为安全系数提供唯一可靠的权衡。

3. 用来校核和调整在极限荷载作用下所产生的变形的一般方程式, 也可用来求得弹性解答。后者一般只是近似的, 因为目的只是要避免影响结构使用的现象, 例如在使用荷载下产生过度的裂缝或变形。由于在方程中的刚度值只能是近似的, 故在任何情况下, 没有必要进行过分精确的计算。可以小心地用一般弹性方程来对弹塑性材料所组成的任何框架在两种临界荷载阶段进行全面的分析。在由限值例如 L_1 及 L_2 (图 1) 所确定的极限阶段中, 方程的求解仅为简单的加法。

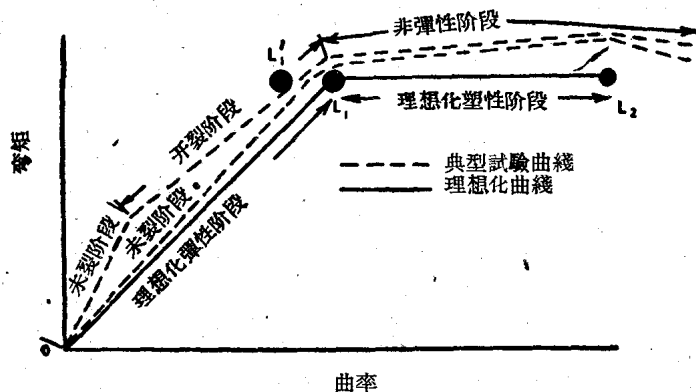


图 1 理想化的弯矩-曲率关系

4. 设计人员可以按照需要用调整塑性铰截面的超静定弯矩或框架构件刚度的方法, 来使得在极限荷载下危险截面的塑性变形由最大容许值降低到零。在塑性变形调整到零的这种情况下, 理想化的框架在直到破坏时仍处在弹性阶段, 但必须考虑裂缝对构件刚度的影响。在许多所谓弹性解答中, 即, 不计及裂缝对刚度的影响时, 实际的弯矩分布可能与按一般方法计算所得者相差很大。

符号

下列符号均适用于本文, 除非另有规定

L_1 = 混凝土或钢筋的有效流限 (图 2 及图 3), 或是构件理想化的弹性极限 (图 1)

L_2 = 混凝土或钢筋理想化应力-应变曲线上的某一点, 当达到该点时, 构件发生破坏(图 2 及图 3), 或是构件达到其曲率极限(图 1)

x_k = 作用在铰 k 处的未知弯矩

$\bar{x}_k$ = 作用在铰 k 处的已知弯矩

δ_{ik} = 由于 $x_k=1$ 的作用, 在铰 i 处产生的转角(仅计及弯曲作用)

δ_{i0} = 由于外荷载的作用, 在铰 i 处产生的转角(仅计及弯曲作用)

θ_i = 铰 i 处总的转角。

θ_p = 铰 i 处的容许转角(在塑性铰截面的一边)

θ'_i = 在弹性计算中采用原始弯曲刚度(图 5c)时, 由于非弹性变形所引起在铰 i 处的转角

ψ_n = 在弹性计算中假设采用原始弯曲刚度(图 5a)* 时, 由于在不是假设为铰处截面的非弹性变形的作用, 在危险截面 n 处产生的转角

M = 弯矩

M_i = 当 $x_i=1$ 作用时, 弯矩图上的坐标值

M_k = 当 $x_k=1$ 作用时, 弯矩图上的坐标值

M_0 = 外荷载作用时, 弯矩图上的坐标值

E_c = 混凝土弹性模量(割线模量)

E_s = 钢筋弹性模量

$EI = Mr$ = 截面弯曲刚度(适用于 OL_1 阶段)(图 5c)

$E'I' = Mr$ = 截面弯曲刚度(适用于 OA 阶段)(图 5c)

r = 曲率半径

l = 跨长

kl = 跨长(图 6)

b = 截面宽度

d = 截面有效高度, 当截面上无拉力时, 即指整个截面高度

n_1d = 在 L_1 阶段时的中和轴高度

a_1d = 力矩臂

$n_u d$ = 在 L_2 阶段时的中和轴高度

C_u = 混凝土立方强度

c = 截面边缘处的混凝土应力

C_c = 总压力

t_u = 钢筋的假设极限拉应力

T = 总拉力

α_c = 混凝土平均压应力

$\gamma n_1 d$ = 受压区边缘到总压力作用点的距离

e_c = 混凝土的应变(一般是指截面边缘处而言)

e_s = 钢筋应变

e_{ce} = 在 L_1 阶段时混凝土的应变

e_{cu} = 在 L_2 阶段时混凝土的应变

e_{se} = 在 L_1 阶段时钢筋的应变

e_{su} = 在 L_2 阶段时钢筋的应变

e_p = 仅由于预加应力而产生的应变(图 9)

z = 从塑性铰截面到反弯点的距离

$\bar{l}_p$ = 塑性区的实际长度(图 4c)

* 原文为(图 5c)应为(图 5a)——译者注

K_3 = 考虑混凝土级别影响的参数

$$F = \frac{e_8 n_1}{e_c (1 - n_1)}$$

$$p = \frac{\text{受拉鋼筋面積}}{bd}$$

$$Z = \frac{F}{2\alpha(1-\beta)}$$

β = 預应力鋼筋在未放松时的預应力被除以鋼筋極限强度所得的比值。

定 义

8. 确定使用荷载时,应考虑荷载分布,加荷速度,频率及荷载持续时间的最不利组合。(在某种情况下,当有足够统计资料为依据时,可采用稍低于最不利荷载的数值。)

10. 在 § 11 中的定义是从如图 1 中虚线所示的弯矩-曲率关系推导而得。为了简单起见,假定了如图 1 中用二条实直线所示的理想化弯矩-曲率关系。 OL_1 在图 2 中虽是曲线,在图 1 中则假定为直线,但混凝土

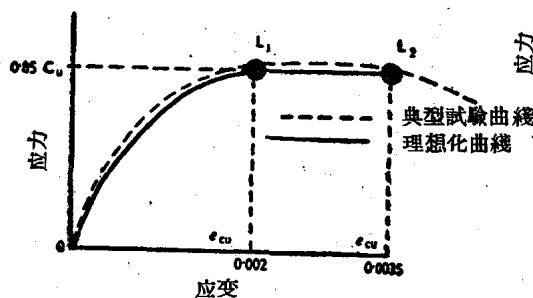


图 2 混凝土理想化的应力-应变关系

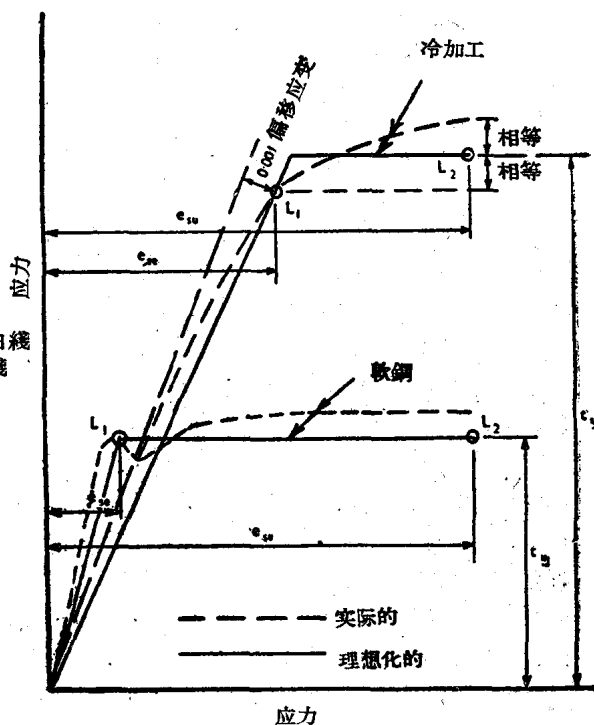


图3 鋼筋基本性質

彈性模量 E_c 則隨 α 增加而減小。

11. **有效流限** (圖 2 及圖 3 中的 L_1) 混凝土或鋼筋短期應力-應變曲線上的某一點, 在理想化的曲線上, 當超過這点后, 則應變增加時 (可能產生在塑性鉸截面), 應力不再繼續增加 (§ 61 有例外)。

12. § 13~§ 15 的定義適用於實際結構。§ 16~§ 25 的定義適用於理想化的結構。

13. **未裂階段** 在試驗中混凝土開裂前結構構件的變形階段。

14. **開裂階段** 在試驗中混凝土開裂后, 直到非彈性階段開始時, 結構構件的變形階段。

15. **非彈性階段** 在試驗中, 從構件彎矩-曲率曲線的斜率開始劇烈降低處直到破壞為止的變形階段。在開裂階段將產生某些非彈性變形, 在未裂階段也將產生少許非彈性變形。但兩者如與超過 L_1 點以后非彈性階段中產生的非彈性變形相比, 則要小得多。

16. **理想化彈性階段** 對於承受漸增彎矩的結構構件, 理想化彎矩-曲率曲線中彎矩與曲率呈線性關係的階段。理想化構件具有這樣的性質, 即對於任一彎矩, 其曲率總是小于相應實際構件的曲率 (§ 61 有例外)。

17. **理想化塑性階段** 在承受漸增變形的結構構件中, 理想化彎矩-曲率關係的某一個階段, 此階段中, 曲率增加而彎矩不變。當曲率相同時, 理想化構件所承受的彎矩總是小于相應實際構件所能承受的彎矩。

18. **理想化彈性極限** (圖 1 中的點 L_1)。理想化彈性階段結束而理想化塑性階段開始的一點。

19. **塑性彎矩** 在理想化彈性極限處得到的彎矩, (§ 61 有例外)。

20. **曲率極限** 構件理想化彎矩-曲率曲線中的最大曲率, 即在圖 1 中點 L_2 的曲率。

21. **塑性鉸** 構件的某一個截面, 非彈性轉角假定集中於該截面。塑性鉸假設在作用有塑性彎矩的危險截面處。在塑性鉸截面及鄰近截面中, 由於混凝土或鋼筋或兩者的非彈性能態, 構件將發生局部的曲率變化。局部的曲率變化對結構變形的影響即相當於塑性鉸截面處的轉角。

22. **塑性鉸轉角或(不連續性轉角)** 在塑性鉸截面及其鄰近處, 由於混凝土或鋼筋的非彈性能態所引起的曲率總變化, 為了方便起見, 可假設集中在危險截面上, 作為塑性鉸的轉角。

23. **等效塑性區長度** 在出現非彈性能態的構件上的一段假想長度, 在該長度上假設其曲率保持不變, 並使在此長度上傾度的總變化等於構件傾度的實際變化 (圖 4)。

24. **機構** 由塑性鉸或真正鉸將構件聯結而成的體系。該體系在不增加荷載的情況下, 也能產生很大變形, 使位移增大到嚴重影響平衡方程。

25. **彎曲剛度** (如本報告中所引用的) 構件中和軸上某一點的彎曲剛度是等於作用在該截面中和軸上的彎矩與相應曲率半徑的乘積 (見符號 EI 及 $E'I'$)。

框架設計準則

26. 當框架系按荷載的極限狀態設計時, 按定義, 一般是以全部荷載一次加荷短期作用為合理的標準, 並用以確定各參數值 (§ 53)。對地震力可能需作特殊調整。設計者應根據結構的性質及活-靜荷載的比值, 判斷是否局部荷載的某種組合會得出更不利的情況, 或有規律的重复荷載組合會發生並引起疲勞削弱或“搖擺”(Shakedown)。要考慮的破壞的主要原因如下:

- (a) 由於出現了足夠數量的塑性鉸, 使框架整體或部分形成了機構;
- (b) 在結構形成機構之前, 塑性鉸可能由於超過了曲率極限而破壞;
- (c) 框架危險截面可能發生剪切或滑動破壞;
- (d) 構件可能直接受壓破壞;
- (e) 整個或部分結構可能由於壓屈而破壞。

在某些情況中, 上述幾種原因的組合也會使結構破壞。

27. § 28 到 § 36 並不涉及本報告的主要內容, 即根據圖 1 所示彎矩-曲率關係的一種設計方法, 也即“極限法”。這些節被列入以說明精確分析方法的各種要求和困難。在下面 § 39 中敘述的彎矩-轉角法, 對連續梁設計可能有實用的價值。為了學習“極限法”, 這些節可以不讀。下面始終假定不計及由於軸向力、扭矩及剪切所引起的變形, 文獻[33]中給出了本理論的進一步推廣, 即在空間框架中計入這些變形。

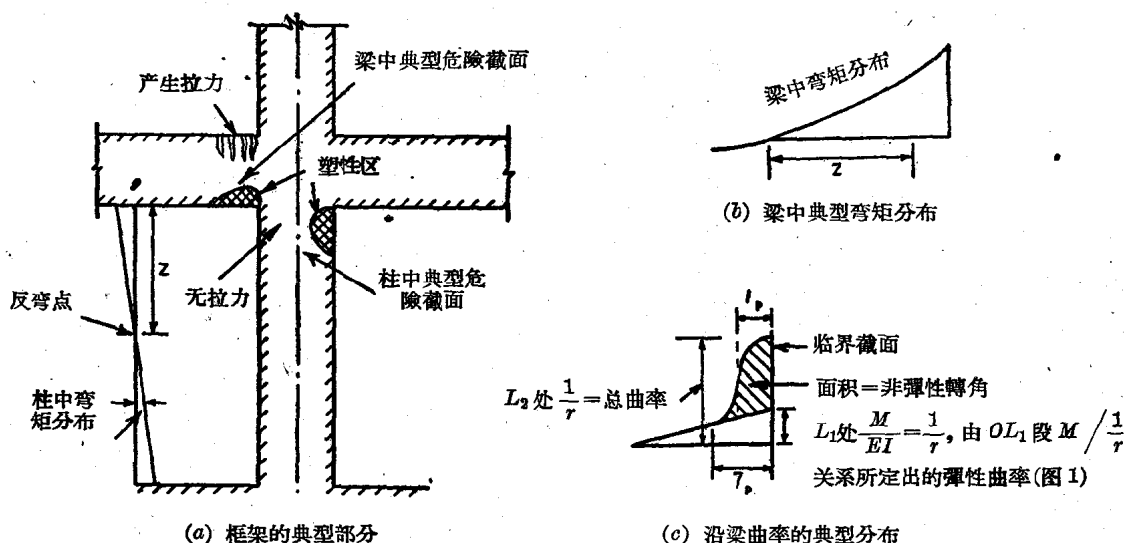


图4 塑性铰处曲率的典型分布情况

28. 精确法——方法 A, 以弯矩-曲率关系为依据 如已精确地知道框架全部截面的弯矩-曲率关系, 于是就可以使用古典的穆勒-勃莱司劳 (Müller-Breslau) 一般弹性方程^[1, 2]。为了求得公式的解, 可用试算及调整的方法, 直到在选定为铰处的总转角等于零为止, 同时应使每个截面处的 $EI = (Mr)$ 值与作用在该截面处的总弯矩相协调。这种精确解的实用性颇有可疑, 即使是对简单的结构。试验指出, 在危险截面处的曲率有很大的局部增长, 而在实践上, 至少要在塑性区的弯矩-转角曲线为已知时这才是能容许的。

29. 精确法——方法 B, 以弯矩-转角关系为依据 图 5a 示出框架的一部分, 其中设置铰 1 至 n 以使结构变为静定。铰 i 为一个典型铰, 其上假设作用有 $x_i = 1$ 。在全部塑性铰截面处的非弹性转角 $\theta'_1 \dots \theta'_n$ 及在塑性铰之间的危险截面 I 到 $\bar{n}$ 的非弹性转角 ψ_1 到 ψ_n 均画在构件受拉或最小受压边, 以使在方程中容易列出非弹性项。弯矩 M_i 也同样画在构件受拉或最小受压边 (穆勒-勃莱司劳方程)^[1, 2]。

30. 当全部外荷载及弯矩 x_1 到 x_n 作用时, 如将由非弹性变形及由弹性变形所引起的转角相加, 则在任一截面 i 处总的转角为零。如用虚功原理来推广穆勒-勃莱司劳的古典方程, 即可建立典型塑性铰截面 i 处的一般的相容方程^[28]。

$$\int \frac{M_i M_0}{E'I'} ds + \sum x_k \int \frac{M_i M_k}{E'I'} ds + M_i \theta'_i + \sum M_i \psi_n = 0 \quad (1)$$

31. 为了得出在任一荷载阶段直到极限状态为止的弯矩分布, 则必须知道每一个危险截面处的 $\frac{M}{\psi}$ 曲线 (图 5c), 同时, 必须求出 x 值, 使全部 ψ 及 θ' 转角值与在危险截面 1 到 n 及 I 到 $\bar{n}$ 处的总弯矩相协调。

32. 在简单的情況中; 例如连续梁承受对称荷载 (图 6), 有时可能很容易求出精确的解。将非弹性变形所引起的弯矩变化值与弹性弯矩分开是方便的, 因为弹性弯矩经常是已知的或可用一般方法很易求出。

33. 如果非弹性影响仅引起用 $x_1 \dots x_n$ 表示的弹性弯矩的变化值, 则必须求出这些变化值, 它们与总的弯矩值相协调, 并与外荷载共同满足相容方程, 也即略去包括 M_0 的项。

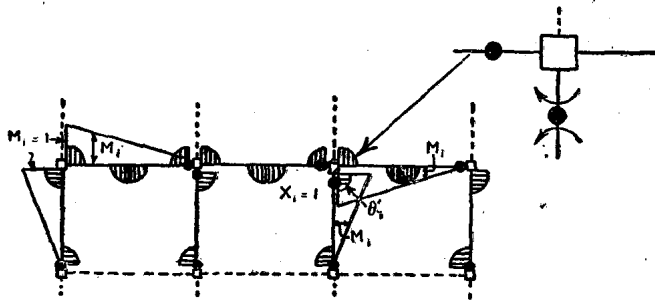
如图 6 所示情况中, 略去 M_0 项:

$$x_1 = x_2, \psi_1 = \psi_2, \psi_3 = \psi_4$$

方程 (1) 成为

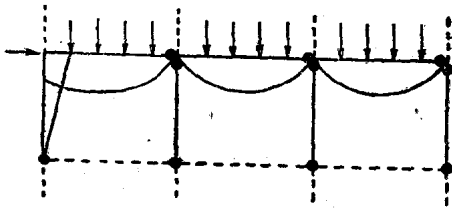
$$x_1 \int \frac{M_1 M_1}{E'I'} ds + x_1 \int \frac{M_1 M_2}{E'I'} ds - \psi_1 - \psi_3 = -2\theta'_1 \quad (2)$$

或

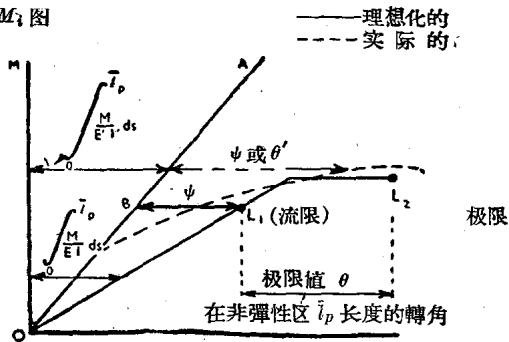


- 使成为静定体系的无摩擦铰 1...n
- 在铰间危险截面上的非弹性转角 $\psi_1 \dots \psi_n$
- 在铰处的非弹性转角 (画在受拉边) $\theta'_1 \dots \theta'_n$

(a) 由于 $x_i=1$ 作用而产生的 M_i 图



(b) 由于外荷载作用而产生的 M_0 图



(c) 在危险截面处的弯矩-转角关系

图 5 a, b, c——精确分析法图例

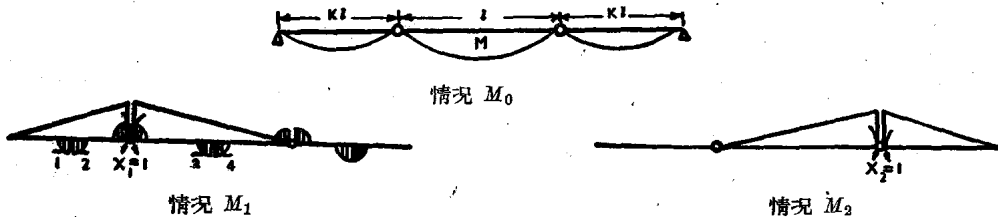


图 6 连续梁中的铰

$$x_i = 6E'I' \frac{(\psi_1 + \psi_n - 2\theta'_1)}{1(2K+3)} \quad (3)$$

即馬契(Macchi)用三弯矩理論所得出的結果^[3]。

34. ψ_1 , ψ_n 及 θ'_1 值必須与在相应危险截面处的总弯矩相协调。如 M/ψ 曲线为已知則很易求出这样的解答。在桥梁结构中,这样的解是值得的,因为在桥梁中,为了避免裂缝寬度过大俾获得长期的使用能力,使用应力計算的精确性是重要的。

35. 如弯矩-转角曲线(图 5c)的形状与理想化线段 OL_1L_2 一样,則在一般方程中:

必須以 EI 代替 $E'I'$;

全部 ψ 項为零;

θ'_i 成为 θ_i 。

适当地选定铰的位置,則 x 項变成 $\bar{x}$ 項,于是給出下列简化的一般方程:

$$\int \frac{M_i M_0}{EI} ds + \sum \bar{x}_k \int \frac{M_i M_k}{EI} ds = -\theta_i \quad (4)$$

36. 甚至当假設的塑性铰数目很多时,如設計铰之間的构件使其弯矩小于点 L_1 的弯矩值,則方程的相容性在必要时可借調整 $\bar{x}$ 的数值而达到,調整使得 θ 值全是正值并且不过大为止。

簡化的極限法(按照 § 5~§ 25 定义中所述的理想化假設)。

37. 因为钢筋混凝土构件的极限变形及弯曲强度的分散性相当大,特別对高次超靜定框架,有理由可采用由极限 L_1 及 L_2 所确定的(图 1) 簡化弯矩-曲率或弯矩-轉角曲綫,并設計該框架使在乘以荷載系数后的荷載作用下,塑性铰的非彈性轉角介于 L_1 及 L_2 之間,同时,其他危險截面处的非彈性轉角介于 0 与 L_1 之間。

38. 除掉在塑性铰处非彈性的效应以外,当变形介于 0 及 L_1 之間时,可假設框架构件具有常数 EI 值。此值取决于控制 L_1 的参数值, EI 值是一个假想的彈性值,比 $E'I'$ 值小,以考虑非彈性效应。

39. 在塑性铰之間,按設計了危險截面的弯矩值将等于或稍小于 L_1 处的值。因为在 0 到 L_1 之間的非彈性变形是小的,并主要发生在最大弯矩的区域中,以 OA (图 5c) 作为彈性弯矩-轉角綫的实际非彈性轉角 ψ 将近似地等于但稍小于假定值 BL_1 。

40. 从方程(4)可看出,在对由于 ψ 和 θ' 实际相对值的可能变化所产生的 θ 給出最大值的同时,会使 x 值产生稍許誤差。构件极限弯曲强度,除非是超荷截面过分脆性,一般是不受到影响的。

41. 框架按乘以荷載系数后的荷載进行設計,使能形成足够数量塑性铰將結構变成靜定而不产生过大的变形。当框架为 n 次超靜定,就需要 n 个塑性铰,并选择适当的位置。然后,可以求出每个塑性铰的轉角,如符号与所假設的一致,則原选定的铰位置是正确的。轉角不能过大,同时,在第 n 个塑性铰形成时,在塑性铰之間的构件应設計得不使其达到流限。从理論上看,每个构件的弯矩-曲率关系,在塑性铰之間截面上,將位于图 1 所定出的彈性阶段范围之内,而在塑性铰截面,將位于图 1 所定出的塑性阶段。因为塑性铰之間的构件將設計得在极限荷載下恰仍处于彈性状态,故促使在結構中形成第 n 个塑性铰的荷載与产生机构的荷載几乎是一样大。

42. 当不同极限荷載的体系会产生不同的塑性铰位置时,框架中每个截面,必須按各种荷載体系所要求的最大极限强度进行設計。例如,对于側移力可能从左面或从右面作用的框架,必須假定不同的塑性铰組合。

43. 当一跨或隔跨承受特別重的活荷載,例如机車在連續梁桥上,要求在支座处具有铰而获得变形及弯矩值的相容性,有时会感到困难。此时塑性铰应假定在跨中,且仅部分結構由铰組成靜定結構,但必須校核铰的强度、位置及轉角。在某些隔跨負荷的情况中,当在跨中塑性铰达到允許轉角 θ 时,支座截面仍呈彈性状态。

塑性铰轉角的計算

44. 除塑性铰截面之外,框架构件被設計得直到极限荷載仍处于理想化彈性阶段,故可用一般彈性方程^[1,2]来計算其变形。通常为未知項的 x 变为已知項 $\bar{x}$, 將每个方程左边的項相加后,可得出每个塑性铰的 θ 值。所有这些都具有已知值。

45. 設計准則保証, n 次超靜定框架在破坏前將形成 n 个塑性铰, 铰 i 的轉角 θ_i 可由典型的一般方程求出:

$$\delta_{i0} + \sum \bar{x}_k \delta_{ik} = -\theta_i \quad (\text{參見文献[4]及图7}) \quad (5)$$

式中

$$\delta_{ik} = \int \frac{M_i M_k}{EI} ds \quad (\text{參見文献[1]及[2]}) \quad (6)$$

46. 如上所述,假定了塑性铰之間构件具有綫性的弯矩-曲率关系; 所以, EI 值一定要假設为常数,可簡便地假設为等于在“理想化彈性极限”处的 EI 值。計算中为了求出接近最大的变形, EI 值应假設取用一个安全的最小值。在不开裂的构件例如柱子中,取用未裂时的 EI 值,在开裂的构件例如梁中,取用开裂危險截面处的 EI^* 值。

$$\text{曲率的变化} = \int \frac{e_c}{n_1 d} ds \quad \text{这等于} \int \frac{M}{EI} ds$$

* 有时为了須精确的計算,例如在研究工作中,对于框架的某些部分由于用較大剛度会增加 θ 值,可能有必要根据低极限 L'_1 来假定 EI 值,同时,反过来研究铰的各种可能位置

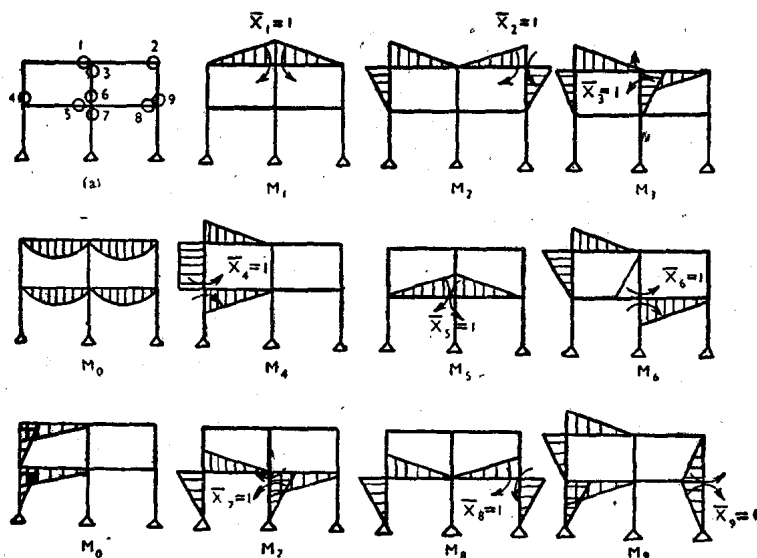


图7 框架中铰的位置及弯矩

式中

$$E = \frac{c}{e_c} = \text{混凝土割线弹性模量。}$$

$$I = \frac{M n_1 d}{c}$$

此处 M 及 n_1 值应用弯矩-曲率图(图1)中 L_1 处的值,但 e_c 及 c 值应用弯矩-曲率图(图2)中 L_1 处的值。

在开裂的矩形截面中

$$EI = \frac{\alpha c}{C_u} \frac{1}{e_c} (n_1^2 - \gamma n_1^3) b d^3 C_u \quad (7)$$

47. §53 列出短期荷载作用下的安全参数值。长期荷载作用下变形虽有增加,但考虑短期荷载能为安全度提供满意的准绳。因为已经指出^[5],单独构件根据混凝土应力按抛物线分布进行设计,即使在超载长期作用下也还是具有一个足够的荷载安全系数。同时在此情况下,超静定框架除掉发生压屈破坏之外,非线性徐变经常引起有利的应力重分布。

允许转角 θ_p 的计算

48. 在理想化结构中,塑性铰转角仅在塑性阶段产生,因此 θ_p 是在塑性铰区域内总的极限转角减去弹性转角。

49. 图4c表示从试验中量出的在塑性铰处的曲率形式及其理想化后的曲线,其中为了简化起见,假设了等效塑性区长度 l_p 。在 l_p 长度上,塑性转动认为具有常曲率。

经验公式

50. 情况1(图8a及8b)在危险截面上有拉力

$$\theta_p = \frac{(e_{cu} - e_{ce})}{n_u d} l_p \quad (8)$$

(在危险截面的一边)

情况2(图8c及8d)在危险截面上没有拉力

$$\theta_p = \frac{(e_{cu} - e_{ce})}{d} l_p \quad (9)$$

(在危险截面的一边)

在二种情况中,建议采用适用于设计的极限值如下:

$$e_{ce} = 0.002$$

$e_{cu}=0.0035$ 无箍筋的混凝土

$e_{cu}=0.012$ 有较多箍筋的混凝土^[4,31]。采用时要小心地校核使用要求, § 72

$$l_p = K_1 K_2 K_3 \left(\frac{Z}{d} \right)^{1/4} d$$

$$K_2 = \left(1 + 0.5 \frac{p}{p_u} \right)$$

p_u = 无弯矩作用时, 构件承受轴向荷载的极限能力

p = 构件的极限轴向荷载 (如有弯矩时, 应考虑弯矩的作用)

51. 已有的试验结果^[32]指出, 采用下列 K 值将使量得的 θ 值与按方程 (8) 及 (9) 所得计算值两者之间合理地相符并偏于安全:

$K_1=0.7$ 软钢,

$K_1=0.9$ 冷加工钢筋

$K_3=0.6$ 当 $C_u=6000$ 磅/吋², $K_3=0.9$ 当 $C_u=2000$ 磅/吋²

(中间值可按比例求出)

52. 实践中各种大量结构构件所具 $\frac{z}{d}$ 及 $\frac{l}{d}$ 的极限值一般将 l_p 限制在大约 $0.4d \sim 0.24d$ 的范围内。

对于影响弯曲强度及压弯强度的参数所建议的安全极限值

53. 对不同级别的混凝土和不同种类的钢筋, 计算截面抗弯及抗压弯的强度是以下列假定为根据的 (图 8):

(a) 截面上应变的分布是线性的 (除 F 不等于 1 的影响以外)。

(b) 混凝土压应力的极限分布是抛物线的 (或是一个等效的分布)。

(c) 构件的弯矩-曲率关系是理想化的, 如图 1 所示。极限值 L_1 及 L_2 是由混凝土及钢筋的性质决定。对有影响的参数值作出了假定, 这些数值能够保证由计算得出的强度及变形较试验结果为安全。

54. 弯矩-曲率试验曲线形式随着钢筋的型式、含钢率、混凝土的横向箍筋、预应力大小及轴向荷载而变。文献 [7] 中研究了这些因素。图 1 及图 10 中示出其典型曲线并与相应的理想化曲线进行了比较, 对上述各种情况, 由表 1 及表 2 中参数值得出的 L_1 及 L_2 值是安全的。

低筋截面

55. 低筋截面可定义为这样的截面, 在受弯时, 钢筋达到 L_1 点 (图 3) 在混凝土达到 L_1 点 (图 2) 之前。在超筋截面中, 刚好相反。在平衡设计中, 混凝土及钢筋同时到达 L_1 点。作为安全的近似假定, 低筋截面的 M 可用公式 $A_s t_u a_1 d$ 计算, a_1 值假定取用平衡截面中的值。用公式 $EI = \frac{E_c M n_1 d}{c}$ 计算 EI 时, 其中的 n_1 值必须是低筋截面当钢筋应变为 L_1 时的正确值 (图 3)。在理想化弹性范围之内 (图 1), 弯矩-曲率关系被假定为线性的, 虽然理想化的混凝土应力-应变曲线为非线性的如图 2 所示。这样假定是可以的, 因为从配

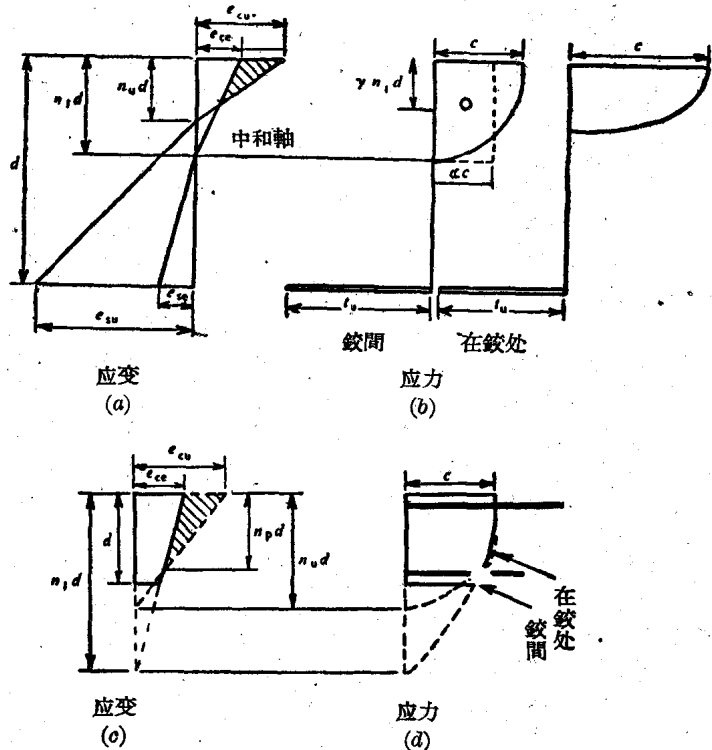


图 8 典型的应力及应变分布

表1 在 L_1 (图1)处, M 及 EI 值的計算情况 1: 出現拉力(图 8a, 8b)

应用場合	参 数	安全 极限 值	备 注
n_1	e_{ce}	0.002	L_1 从試驗結果得出(图 3)
	e_{se}	L_1	
c 及 a_1	$\alpha \frac{c}{C_u}$	0.60	$C_u < 3000$ 磅/吋 ²
	α	0.55	$C_u = 3000 \sim 5500$ 磅/吋 ²
		0.50	$C_u > 5000$ 磅/吋 ²
		0.67	当 $e_{ce} = 0.002$
	γ	0.40	见图 8b 另外, 抛物綫应力分布对任意截面均适用, 如图 8b 所示, 或如 1957 年所頒布的英国标准設計规范第 C. P. 114 号所示的用等效矩形应力图
	c	$0.85C_u$	与抛物綫应力分布同时采用
T	t_u 图 8b	L_1 L_2	见图 3, 从試驗結果得出 见图 3 冷加工鋼筋, 仅鈎截面參見 § 62
$I = \frac{Mn_1d}{c}$	n_1 c M		e_{ce} 或 e_{se} 达到安全极限值时的数值 e_{ce} 或 e_{se} 达到安全极限值时的数值 e_{ce} 或 e_{se} 达到安全极限值时的数值
$E_c = \frac{c}{e_c}$	c	$0.85C_u$	給出在 L_1 处(图 2)的 E_c 值
	e_c	0.002	
n_1 或 n_u	F	1.0	粘結力好, 小直径的光面鋼筋
		0.8	粘結力差, 大直径的光面鋼筋

表2 情况 2: 不出現拉力(图 8c, 8d)

应用場合	参 数	安全 极限 值	备 注
n_1	e_{ce}	0.002	与抛物綫应力分布同时采用
	c	$0.85C_u$	
I			等效混凝土截面
E_c	c	$0.85C_u$	給出在 L_1 处(图 2)的 E_c 值
	e_c	0.002	

置軟鋼的超筋截面梁的弯曲試驗中明显地得出 $\frac{E_c \alpha}{F}$ 几乎是常数, 在这些試驗中, 鋼筋的应变是彈性的, 中和軸高度直到混凝土应变达 0.002 时仍不变。这說明当 α 从 0.5 增加到約 0.7 时, $\frac{E_c}{F}$ 按相同速率降低。故对某一 n 值而言, EI 值在理想化彈性范围内可假定为常数。所以从混凝土应力分布图按应变为 0.002 去計算 EI 值是方便的, n_1 必須用相应于实际含鋼率及所存在的預应变的正确值。 $\frac{E_c M}{c}$ 的数值可以由混凝土受压时在 L_1 点的应力及应变的安全极限值决定, 但取用該截面的 n_1 的正确值。例如在低筋矩形截面的情况中, 假設:

$$E_c = \frac{c}{e_o}$$

$$M = acbd^2(n_1 - \gamma n_1^2)$$

$$EI = \frac{E_c M n_1 d}{c} = \frac{acbd^3}{e_c} (n_1^2 - \gamma n_1^3)$$

在 L_2 处容許轉角的計算(图 1)。

56. 除特殊情况外 (§ 61), 假設在 L_2 处的弯矩或复合的弯矩及軸向力与在 L_1 处相同。其数值則按 L_1 处的参数值計算得出。

57. 这样做法与下列因素是不能完全协调的, 如 n_1 值从 L_1 到 L_2 的变化, c 值假定不变及应力的分布形状等。然而, 弯矩或复合弯矩及軸向力值在理想化点 L_1 及 L_2 之間并没有很大的增加, 同时, 按 § 56 的假定得出的值是偏于安全的, 見表 3。

表 3 情况 1: 出現拉力(图 8a 及 8b)

应用場合	参 数	安全 极 限 值	备 注
n_u 从 $C=T$ 得出	c t_u	$0.85C_u$ L_1	应力分布如 L_1 点处 从試驗結果得出, 見图 3 (§ 61 有例外)
θ_p 值	e_{cu} e_{cu} e_{su}	0.0035 0.012^* L_2	无箍混凝土 有箍混凝土 (詳見参考文献[4])。 L_2 从試驗結果得出 (图 3)
l_p 值			見 § 50

表 4 情况 2: 无拉力(图 8c 及 8d)

应用場合	参 数	安全 极 限 值	备 注
θ_p 值	e_{cu} e_{cu}	0.0035 0.012^*	有箍混凝土 无箍混凝土
l_p 值			見 § 50

* 应变发生在箍紧范围之內, 在計算中应仅計及混凝土被箍紧的核心范围 [81]

表 5

应用場合	参 数	安全 极 限 值	备 注
n_u 从 $C=T$ 得出	e_{cu} e_{su}	0.0035 L_2	L_2 从試驗結果得出 (图 3)
C 及 a_1	c	$0.85C_u$	应力按拋物綫分布

58. 在表 3 中建議的极限应变是为了保証框架构件具有足够的刚度以避免在塑性铰处产生过大的轉角。低筋梁中可采用 e_{ce} 的較低值, 其值可由混凝土在 L_1 点 (图 2) 的应力求出。

59. 当受拉鋼筋是預应力的, 則理想化应力-应变曲綫的原点必須移到假設原点 O' 处, O' 是曲綫上的一点, 其应变等于仅由預应力所产生的应变 e_p (图 9)。

60. 受压鋼筋的应力由截面上假定按綫性分布的应变并考虑鋼筋的应力-应变曲綫推演得出。

塑性铰截面上 M 的其他值

61. 当采用冷加工鋼筋, 或塑性铰截面是超筋的, 或全截面为受压时, 真正的弯矩-曲率曲綫在 L_1 及 L_2 之間可能还有上升, 所以假定在 L_2 处的 M 值大于在 L_1 处是恰当的。故而理想化弯矩-曲率图形可假定如图 10 所示。在塑性铰之間, 弯矩必須不能超过在 L_1 处已定出之值。在 L_2 处的弯矩值可按下列方法求出。

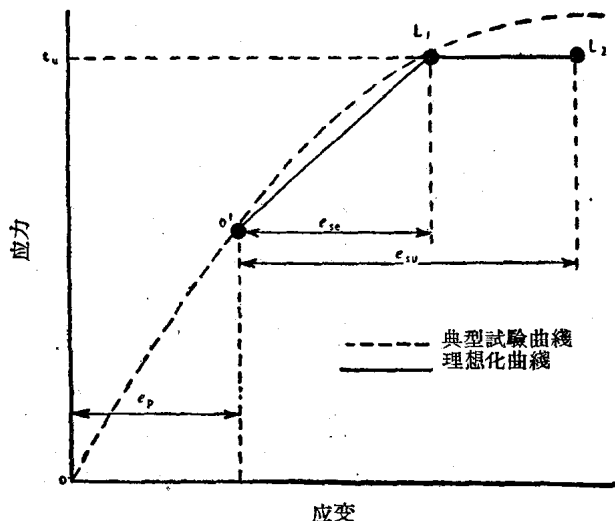


图9 典型的及理想的应力-应变关系(预应力钢筋)

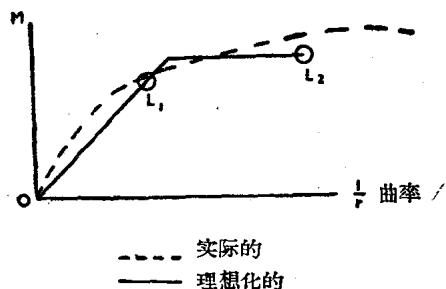


图10 典型的及理想的弯矩-曲率关系

计算在 L_2 处 M 的其他方法

62. 在 L_2 点处的 M 可用表 5 中参数求出, 也可采用在 L_1 点的弯矩及弯矩-转角试验曲线上的极限弯矩两者的平均值。此平均值假定足以防止在塑性铰截面处的极限变形能全部开展之前其他有关危险截面上发生脆性破坏。

荷载系数

63. 钢筋混凝土设计中, 钢筋应力的安全系数一般取用 2 是足够的, 在英国标准设计规范第 C. P. 114 号中也就是这样规定的。在英国标准设计规范第 C. P. 115 号中, 对于预应力混凝土设计, 规定静荷载取用荷载系数 1.5, 活荷载取用 2.5, 但限制组合后不超过 2。设计钢筋截面时, 两个规范的规定采用进一步的安全措施。

64. 当某些情况特别有利而计算中应用了 § 68(a) 及 (d), 则可以采用小于 2 的安全系数。下面列出的公式, 是根据可能存在的各种情况来决定降低的安全系数 (最小达到 1.25) 的方法, 其中某些情况会影响破坏的或然率, 这些影响将考虑其破坏的严重性而加权。

65. 本委员会少数成员包括霍恩 (M. R. Horne) 教授反对由于方便而容许降低安全系数的原则。

66. 荷载系数 ($L.F$) 应估计下列六个参数的相对重要性或权数 (W) 再应用下式决定

$$L.F = \frac{\sum W}{32} + 1.25$$

应考虑的参数如下:

- (a) 破坏后果的严重性 (人或经济上)
取 W 在 0 (不严重) 及 8 (很严重) 之间。
- (b) 施工质量
取 W 在 0 (很好) 及 4 (经常不好) 之间。
- (c) 荷载情况, 包括对复合荷载的考虑
取 W 在 0 (正确的及能控制的) 及 4 (较不正确及没有控制的) 之间。
- (d) 构件在结构中的重要性
取 W 在 0 (不重要) 及 4 (致命的) 之间。
- (e) 破坏时的警告
取 W 在 0 (足够的) 及 3 (没有的) 之间。
- (f) 强度的损失, 包括维修的条件

取 W 在 0 (一般不会有如此坏的情况出现) 及 1 (维修正常) 之間。

67. 运用这个方法时, 计算应按极限荷载理论进行, 当正确地假定了材料强度, 荷载集度, 极限支承情况 & 偏心距后, 是可以保证所估计的极限强度的最大误差为 15%。在这些情况中, 对混凝土结构而言, 其荷载系数值将介于 2 到大约 1.25 之間。

68. 计算中还须计及下列情况:

(a) 计算应根据混凝土及钢筋强度的安全极限值, 此值可假定为 $m - 2.33\sigma$

此处

m = 平均强度

σ = 大量试件试验结果的均方差, 由下式给出:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (x - \bar{x})^2}{n - 1}}$$

式中

n = 试件数量

x = 一个试件的试验结果

$\bar{x}$ = 试验结果的算术平均值。

(b) 荷载应根据统计测定或某种有效的荷载控制方式中得出的最大值。

(c) 计算中应计及荷载偏心的极限值, 支座的移动或其他会影响结构性能的因素。

(d) 计算极限强度时应包括计及由于疲劳的影响而需加强截面, 同时对于在结构使用期间可能发生特殊的磨损和腐蚀作用时, 也必须用增大横截面的办法来补救。

69. 如在计算中正确地采用了所有能给予一定数值或统计资料值的因素, 则上面的公式就能给出一个足够的荷载系数。应该选用材料强度的安全极限值而不是平均值, 并且应该采用荷载的最大值, 这是重要的。这样, 就以统计资料为依据, 对质量控制要达到的标准及荷载限制预期做到的程度给予了考虑。

70. 所假设的最小强度 ($m - 2.33\sigma$) 仅允许在 100 根试件中大致有 1 根试件可以低于所要求的最小值。所假设的最大荷载并不排斥在 100 根构件中大致有 1 根构件可能会稍微超载, 因此, 假如在危险截面的危险部分, 则当采用荷载系数为 1 时, 在 100 根到 4000 根构件之中就将可能有 1 根构件发生破坏。一般在设计规范中规定用荷载系数为 2, 以保证有一些附加的安全度。经验指出, 如果计算中采用最小强度和最大荷载, 这是足够的。其次, 采用荷载系数为 2 时, 还需要一个具有足够余地而可以被接受的标准以保证不合格的材料在施工中易为监工员看出而予以拒绝采用, 或者, 超过最大容许的荷载对使用者要显而易见。因此, 这样的余地排除了破坏的全部可能原因, 除一些不能预加考虑的特殊原因之外。如要求不产生永久性损害, 还应考虑进行 25% 超载的试验。当条件特别有利时, 按公式计算并采用适当的权数可能得出荷载系数小于 2。

欧洲混凝土委员会的不同规定。

71. 荷载系数值。1957 年在罗马商定以下列原则来取用安全系数。

符 号

材料

R_d = 计算中假定的安全极限强度

R_c = 特征强度, 在至少 20 个试件的试验结果中, 取其较低的 10 个数据的算术平均值

C_m = 系数, 取决于在结构中混凝土或钢筋强度小于 R_c 的或然率

荷载

S_d = 计算中假定的安全极限荷载

S_m = 从类似结构的统计资料中得出的最大荷载的平均值

S_c = 特征荷载

K = 系数, 取决于荷载大于 S_c 的公认或然率 (有时小于 S_c , 如对稳定来说)

σ = 实测荷载的单位均方差

C_s = 系数, 取决于破坏的最大公认或然率

材料

$$\left. \begin{aligned} R_d &= \frac{R_c}{C_m} & C_m &= \text{对钢筋采用 1.15 到 1.2} \\ & & C_m &= \text{对混凝土采用 1.5 到 1.6} \end{aligned} \right\} \text{适用于准确计算及现场控制良好的情况}$$

$R_c = \text{圆柱体强度}$

荷载

$$S_c = S_m(1 + K\sigma) \quad K=1$$

$$S_d = S_c C_s \quad C_s = 1.25 \text{ 适用于准确计算及现场控制良好的情况}$$

组合荷载如风荷载和雪荷载以及温度或收缩所引起的影响可降低 20%，但降低后的数值应不小于任何一个单独荷载的数值。

$$\begin{aligned} \text{主要的荷载系数值} &= C_m \times C_s = 1.5 \text{ (钢筋)} \\ &= 2.0 \text{ (混凝土)} \end{aligned}$$

调整

造成的损坏很严重	+15%
造成的损坏很轻微	-15%
计算精确性一般	$C_s + 15\%$
质量控制一般	$C_m + 15\%$

使用能力的設計

72. 有时，结构在使用荷载下避免开裂特别重要。对这种结构来说在求解相容方程(5)时，应使其中 θ 值接近为零。然后根据所得弯矩分布计算使用应力，同时还要校核以保证不产生过宽的裂缝。如果在使用荷载下可能产生过大变形或应力，以致将引起疲劳削弱，则也需进行类似的校核。对连续梁桥来说，值得用 § 29 中精确法 B 来求出在使用荷载下更精确的刚度。

不 稳 定 性

73. 框架不稳定性问题可分为下列几种：

单独柱的不稳定性；

单独梁的不稳定性；

由于侧移使整个框架失去稳定。

柱的不稳定性

74. 框架柱除承受轴向力以外，通常还承受弯矩。由初步假定塑性铰位置所求出的这些柱内弯矩将需要增加以考虑柱子在荷载作用下发生弯曲。

75. 当侧移力能被忽略时，可将柱子用一般方法作为细长柱设计，并计及垂直活荷载的最不利组合。当侧移力较大时，在图 11a 中实线所表示的是承担垂直荷载 p 的柱子的弯矩图，此处假设了塑性铰在顶部与底部并不计柱子及结构的变形。柱子单独的挠度将引起附加弯矩，其值等于 $p \times$ 挠度值。此附加弯矩本身又引起进一步弯曲及附加弯矩。图 11b 即表示由于这两个原因所引起的总弯矩。

76. 结构侧移也引起附加弯矩，其值等于 $p \times$ 侧移产生的挠度。这附加弯矩反过来又引起了进一步的弯曲及附加弯矩，图 11c 即表示由于这两原因所引起的总弯矩。

77. 这些弯矩引起塑性铰位置从两端向内移动，同时塑性铰在新位置上的转动，进一步增加了柱中弯矩如图 11d 所示。

78. 计算附加弯矩以及最后塑性铰转角的过程大部分是估计及试验。最后解答应包括 (1) 在柱上的轴向荷载；(2) 柱上的弯矩；(3) 铰的转角，所有上述这些因素组合后所产生的效应仍应在安全极限范围之内。

79. 同时，还需用增加上述轴向荷载的偏心距来考虑由于施工误差或混凝土柱截面刚度不均匀性所引起的柱的挠度。

80. 在计入所有上述影响，用试凑方法校核柱中塑性铰的真实位置及转角时，主要步骤如下：