

CEB欧洲国际混凝土委员会

资料通报 第1906号

1990年 CEB—FIP模式 混凝土结构规范

1988年 第1次草案

下册

陈定外译

中国建筑科学研究院建筑结构研究所

1989年12月 北京

第 6 章

承载能力极限状态的验证

[由于某些部份整理校对较迟，图目和公式的序数与本章某些部份不符]

第 6 章

承载能力极限状态的验证

[由于某些部份整理校对较迟，图目和公式的序数与本章某些部份不符]

关于第6. 1~6. 6章, 经最近CMC90会议(洛桑, 1988年7月4~5日)作出下列决议。

1. 一在以轴心力为主的梁、柱和板可按传统方式确定尺寸, 考虑用合适的应力分布图(例如, 抛物线—矩形等)。在承载能力极限下的应变限制仍在讨论中。容许采用矩形应力图块加以简化。

2. 一在实际上为双轴的条件下, 混凝土抗压强度的降低, 应引进一个合理的方法, 首先, 在各相关现象后面(附以相应的图形等)描述其高度复杂的物理现象, 然后对每一情况需要有一个折减值范围, 这比单一规定值好。对每一时间期望的开裂情况分布应给设计者有一个清楚的准则。

对选用的经验图形, 应详细列出其背景证明, 但其总的方法, 目前还不能被认为是科学化的解法。

在本通报中第6. 1~6. 6章所提供材料是以里根博士Dr Regun 88年3月和88年6月的草案为依据。但对所提供材料和符号已由CMC90的秘书处作了重行整理, 但除了经CMC90(洛桑, 7月4日)会议的第6. 1章(各种要求)和第6. 4.1节(线性元件上的轴心作用)目前是直接取自里根博士1988年6月草案的。

6. 承载能力极限状态的验证

6.1 各种要求

将要论证的是对整个结构和对它的各部件来说，达到承载能力极限状态的概率是可以接受地小。

承载能力极限状态正如在第1.2.

2节中所述的可由一个或多个途径达到。

在承载能力极限状态对设计荷载效应的各种结构抗力足够程度的验证，应以它的内部作用和外部反力的物理模型为依据。

从内部讲，其模型将代表各种力和应力和设计最大荷载相平衡的一个连续体系。与它相关的，该内部体系将要考虑动态效应或由结构位移引起的效应。

对内部应力或力的分析，可采用下列

本章内容应考虑作为：		
委员会建议内容	汇报人建议内容	编辑委员会建议内容
	×	×

物理模型:

——对基本上不开裂混凝土或对结构或部份结构保持不开裂需要检验的弹性应力

场;

——对不开裂或开裂连续区域的非线性分

析;

当采用的抗力的非线性分析时, 则 6.3 节的强度限制仍保留有效但应力可作为平均分布在相应面积上。这可以按跟踪的斜撑和拉撑模型来完成。对抗力采用非线性分析的导则, 则在……给出。

——对基本上开裂混凝土的斜撑和拉撑模型、或受压应力场和系撑。

一般地这是有利的, 如果模型的来源是趋向于由不开裂构件与连接件的线弹性分析所给出的力体系的话, 只要适当地考虑配筋和开裂效应加以改进。

在无黏结工程中，应力束应作为分开的构件来处理，并且余下的混凝土（或钢筋混凝土）构件应按正常方法来模型化。混凝土构件的荷载体系则包括来自无黏结应力束的力。对承载力极限状态计算，这些力或应取自它们原始值所余下的或者应从体系的分析来确定。钢索/混凝土体系的简化处理导则，则在……节给出。

内部抗力模型，正常地应是由通过分析确定的应力场或由通过分析确定的截面上各种力和矩所导得的受压力场（斜撑）、系杆和节点的一个排列布置，连同本章给出各种模型和其它类似模型。

这要是被验证的，在各设计荷载的作用下当承载力极限状态时模型的受压应力场（斜撑），系杆和节点的各种应力不得超过相应的限值（强度）。

各种模型可以叠加，但叠加方式必须避免在小角度处的受拉和受压的增加。

当两个同轴压力场相加，设计应考虑来自两者最大压力上限。

$$\sigma_{\max} = \sigma_1 \cos^2 \theta + \sigma_2 \cos^2 (\alpha - \theta)$$

式中 σ_1 、 σ_2 = 较大的，较小的同轴应

力

$\alpha = \sigma_1$ 和 σ_2 间的角度 ($\alpha \leq 90^\circ$)

$\theta = \sigma_{max}$ 和 σ_1 间角度

$$\cot 2\theta = [\sigma_1 + \sigma_2 \cos 2\alpha] / \sigma_g \sin 2\alpha$$

[混凝土对地基土的摩擦系数表示值

应和其它可能的固定技术, 例如, 锚锭桩等, 一起给出]。

6. 2 设计准则

6. 2. 1 静态平衡

这是要被验证的, 对整体结构或部分结构其平移和转动平衡的条件可以由包含相应增大的不稳定作用和缩小的稳定作用的荷载体系来满足。

6. 2. 2. 临界应力或应变的到达

6. 2. 2. 1 一般规定

这是要被验证的, 在各种设计作用下, 对承载能力极限状态, 应力或应变不得超过相应的限值 (“抗力”)。

在下列各段落中给出的限值相当于荷

载在每时每天周期时间里所产生的从它的使用值增大到设计极限值。

如果加载的速率是明显地较大的话，则在下列各段落中给出的值，可用一个相应于该速率的值来替代。

4. 2. 2. 2 抗压强度

对同轴心受压的混凝土强度可取：

$$f_{cl} = 0.85 f_{cd} \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (6.1a)$$

式中：

f_{ck} 由标准圆柱体受压试验所得的混凝土强度特征值；

f_{cd} 混凝土抗压强度设计值 ($= f_{ck} / \gamma_c$)。

系数 0.85 (它并不是满足安全系数功能的) 是作为对承载能力极限状态所考虑的加载速率来估量的，它比标准圆柱体试验慢些。

如果期望受压区可能受到横向应力，则它的强度特征值， f_{ck} ，应适当提高，可考虑在第1篇第2.1节中所提出的模型。

如果受压区可能开裂指向受压点成一个 30° 角，则它的强度可能大致为：

$$f_{c2} = 0.65 f_{cd} \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (6.1b)$$

在双轴受压下混凝土设计强度可取：

$$f_{c3} = f_{cd} \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$$

在三轴受压下 ($\sigma_2 = \sigma_3$) 混凝土设计强度可取：

$$f_{c4} = f_{cd} \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) (1 + 5\sigma_2)$$

若 $\sigma_2 < 0.05f_{ck}$

$$f_{c4} = f_{cd} \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) (1.125 + 2.5\sigma_2)$$

若 $\sigma_2 > 0.05f_{ck}$

对同轴受压，其相应的最大应变是

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 - 0.002 \frac{f_{ck}}{100} \quad (6.2)$$

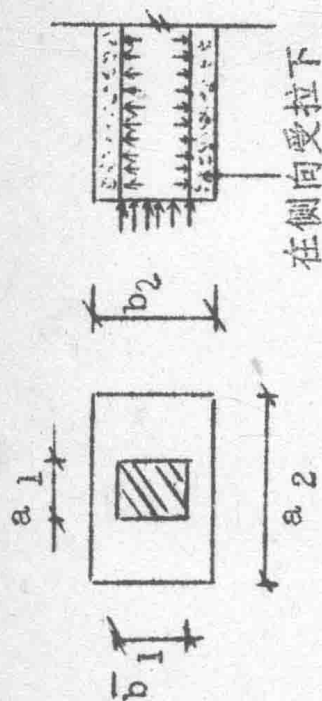
在受压区有黏结纵向配筋，应假定承受与四周混凝土同样变化的应变。并承但对钢筋侧向压缩的构造措施（s. 第9章）它的承载能力极限状态应力可取：

$$\sigma_{sc} = E_c \cdot \varepsilon_s \rightarrow f_{ycd} \quad (6.3)$$

6. 2. 2. 3 强度对受压的集中荷载

如果一个混凝土受压元件其承载面积较小但对称于它的横截面，并对相应侧向

$$\frac{a_2}{a_1} \geq \frac{b_2}{b_1}$$



在特殊情况下公式 (6.4) 可简化

如下:

a, 轴对称

$$f_{b1} = f_{c1} \sqrt{A_2/A_1} \geq 3f_{c1}$$

b, 应力仅在一个平面内散布

$$f_{b1} = f_{c1} \sqrt[3]{A_2/A_1} \geq 1.25f_{c1}$$

式中

$$A_2 = a_2 b_2 \text{ 和 } A_1 = a_1 b_1$$

力的抗力是足够的, 则其在承载面的设计
极限承载应力可取:

$$f_{b1} = f_{c1} \left(\frac{a_2}{a_1} \right)^{\frac{1}{3}} \left(\frac{b_2}{b_1} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (6.4)$$

式中

a_1 和 b_1 是承载面积尺寸;

a_2 和 b_2 是原件的主要部分尺寸,
保持了 $\left(\frac{a_2}{a_1} \right) \geq \left(\frac{b_2}{b_1} \right)$ 并且 a_2 和

b_2 的尺寸被限制在应力的角离散对荷载
轴心线的各边不超过 37° 。

对侧向受拉的抗力可以由配筋、由外
力、由混凝土受拉的被动约束来提供。

当抗力由混凝土受拉来提供的话, 则
其承载强度应被限制, 所以:

$$f_{b1} \geq \frac{b_2}{b_1} (1 - 0.05 \frac{b_2}{b_1}) \cdot (1 + 0.4 \frac{a_2}{a_1})$$

当抗力由配筋或外力来提供的话, 只要考虑各种作用处在一个深度等于受压元件尺寸的范围之内平行于钢筋或所讨论的各种力。配筋或者是在这个深度内均匀分布或者在它的中部箍起来。

在承载处, 当产生的荷载的散布是两个方向相等成直角时, 邻近于荷载面额外配筋可以由垂直于荷载两个方向增大了局部抗压强度而提高承载抗力。

在这种情况下, 其承载强度可取:

$$f_b = f_{b1} + 4\rho f_{yd} \frac{A_2}{A_1} \quad (6.6)$$

[这里需要相关的草图]

式中

ρ 为每一方向的侧向配筋率 ($\rho_x = \rho_y$)
外加到按应力分布来保持平衡的要求上。

相当于 ρ 的配筋应展开分布一个深度
至少等于 $0.5A_2$ 。

6. 2. 2. 4 包含施工缝的受压元件

施工缝 (特别是与受压方向成斜角)
可能中断荷载的传递, 需要专门尺寸和附加配筋。

6. 2. 2. 5 混凝土受拉

对裂缝形成状态的检验 (在承载能力
极限状态), 混凝土受拉应力可以在开裂
区内平均分布, 其长度由 “3DK > 60mm”

即使对垂直于受压方向的接缝, 应设置最小数量并良好锚固的局部附加配筋。

在断裂区上的平均应力, 根据第 2.
3. 3 和 2. 4. 4. 2 节用简化方法考
虑混凝土受拉的断裂性能。

当构件受拉区高度小于 $3D_k$ 或 60mm

时则不适用。

来规定，式中 D_k 是骨料最大尺寸。如果受拉应力达到 f_{ctk} , 0.05 ，可以认为裂缝产生（见第2章）。在评定拉应力时，应考虑由于约束产生的应力。

混凝土的受拉抗力，不应依靠其有较大的拉结所以对混凝土抗拉强度没有一般表达式。但混凝土是依靠粘结/锚固，无剪切配筋构件中的剪切等来提供受拉抗力的。

按问题的情况，按这种依靠设想提出明晰的规定。

6. 2. 2. 6 钢筋受拉和受压

钢筋的强度设计值是：

对承载力极限状态设计时，其应力

— 应变特征系取自裸露的钢筋 (见……节), 但是也要考虑在裂缝处的混凝土受拉加劲效应 (见……节)。

—— 受拉 $f_{yd} = \frac{f_{ytk}}{\gamma_s} \quad (6.3.3)$

—— 受压 $f_{ycd} = \frac{f_{yck}}{\gamma_s} \quad (6.3.4)$

其中强度特征值规定在……章。

6.2.2.7 钢筋混凝土受拉元件

受拉元件的受拉抗力为

$$F_{sd} = A_s f_{yd} + A_p f_{pyd} \quad (6.7)$$

在所研究的条件下, 假如两类钢筋的应变都超过它们的相应屈服值。

受拉元件的荷载——变形特征, 可以从配筋的应力——应变关系系中导出, 如图 6.1 所算。

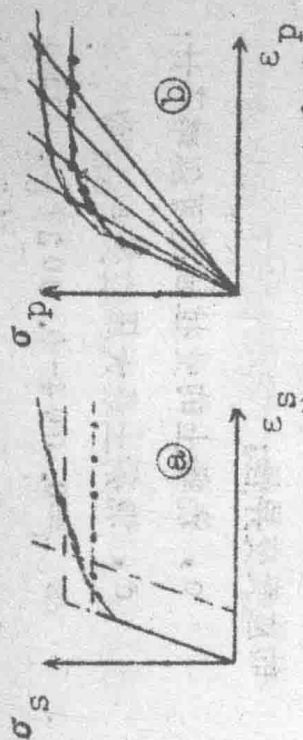


图 6.1: 配筋的 $(\sigma - \epsilon)$ 关系图

6.3 总体静态平衡的承载力极限状态

要验证:

- 永久稳定作用 G_1 (和 p_1);
- 永久不稳定作用 G_2 (和 p_2) 和
- 可变不稳定作用 Q_{ik} 。

满足下列条件:

$$s \left\{ 0.9G_1 + 1.1G_2 - 1.5 \left[\sum_{i>1} Q_{ik} \right] \right\} \quad (6.8)$$

其中 s 函数代表在作为刚体考虑的整

[这一段要重新讨论, 实际上在别处也适合的 (s . 编制者对 § 6.2.1 的意见)]。