

建筑科学研究报告

REPORT OF BUILDING RESEARCH

1983

No. 07

钢筋轻骨料混凝土结构 基本性能研究报告集

Selections from Research Papers of
Reinforced Lightweight Aggregate Concrete Structures

中国建筑科学研究院
CHINESE ACADEMY OF BUILDING RESEARCH

目 录

钢筋轻骨料混凝土受弯构件极限强度的试验研究.....	(1)
钢筋轻骨料混凝土梁的抗剪强度计算.....	(17)
钢筋轻骨料混凝土偏心受压长柱承载能力的试验研究.....	(39)
轻骨料混凝土局部承压强度的试验研究.....	(49)
预应力陶粒混凝土构件由于混凝土收缩徐变和钢筋松弛引起的应力损失试验研究.....	(59)
预应力钢绞线和压痕钢丝在轻混凝土中的传递长度与锚固长度.....	(72)
轻骨料混凝土及普通混凝土应力——应变全曲线的试验研究.....	(84)

钢筋轻骨料混凝土受弯构件 极限强度的试验研究

正截面强度专题协作组*

在我国,轻骨料混凝土已有二十多年生产和使用的历史,对其物理力学性能曾作过不少试验研究,并已出版了有关技术规定⁽¹⁾,但对配筋轻骨料混凝土构件的结构性能研究较少。为了对编制《钢筋轻骨料混凝土结构设计规程》提供设计参数,从1978年开始,对陶粒、煤矸石、浮石(火山渣)混凝土受弯构件的强度、刚度、抗裂性等问题开展了大量的试验研究。参加本研究专题的单位有:中国建筑科学研究院结构所、上海市建筑科学研究所、辽宁省建筑科学研究所、吉林省建筑科学研究所、黑龙江省低温建筑科学研究所、甘肃省建工局建筑科学研究所、西安冶金建筑学院、东北建筑设计院、哈尔滨市建筑设计院、上海工业建筑设计院、吉林市第一建筑公司。

本文系根据国内各单位总计 334 根(人造轻骨料 209 根、天然轻骨料 125 根)配筋轻骨料混凝土梁的试验,对受弯构件的破坏特征、极限强度、混凝土受压极限变形、截面应变分布规律、混凝土压区应力图形特征系数等进行了分析研究。另外,对轻骨料混凝土及普通混凝土棱柱体轴心荷载下的应力—应变全曲线进行了试验研究⁽²⁾。

在总结分析各单位试验研究报告^(2,3,4,5,6,7,8,9,10,11,12)的基础上,适当参考国内外的试验研究结果和有关规范⁽¹³⁾,提出本报告。

一、试件制作

试验所用的陶粒混凝土为砂轻混凝土,标号为 188~485*,煤矸石全轻混凝土标号为 196~353*,浮石(火山渣)混凝土标号为 164~353*。

共制作 334 (陶粒 209,煤矸石 71,浮石、火山渣 54) 根梁,除 4 根 T 形断面外,其余均为矩形断面。非预应力梁主筋为 I、II 级钢筋,预应力梁采用冷拉 IV 级钢筋。除少量梁在纯弯段设置通长压筋和箍筋外,大部分梁在纯弯段均不设压筋和箍筋。主筋含钢率为 0.450~5.064%。试件的构造配筋简图见图 1-1。

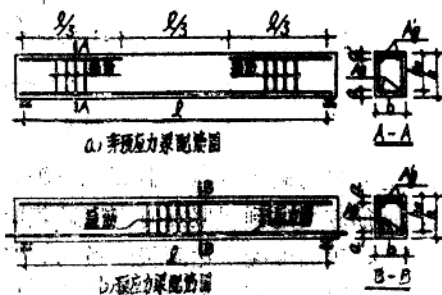


图 1-1 试件构造配筋图

* 参加本专题的主要单位和人员:建研院结构所(顾万黎^A、马国强),上海市建研所(邓景纹^A、庄文华),辽宁省建研所(刁廷礼^A等),吉林省建研所(肖玉礼^A等),黑龙江省低温所(崔淑兰^A、谭文清),甘肃省建研所(刘家铎^A等),西安冶金建筑学院(林文在^A、刘瑛)。

注:其中带^A号者为参加本文工作人员。本报告执笔顾万黎。

二、试验结果分析

(一) 关于平截面假定

在国外,特别是西欧和北美,构件截面强度计算中极重要的一个假定就是平截面假定。大量试验结果指出,当钢筋与混凝土粘结很好时,在开裂前,截面应变一般可认为直线分布。但在裂缝出现后,当应变测量标距能包括几条裂缝时,对三种轻骨料混凝土梁的实测结果表明,截面平均应变基本与直线分布相符。本文将平截面假定作为强度分析的基本假定之一。

(二) 轻骨料混凝土受弯构件破坏特征及其分类

轻骨料混凝土受弯构件,按其破坏形态,可分为三种情况:一是受拉钢筋首先达到屈服点,随之混凝土被压坏,此种破坏情况一般称为适筋梁破坏;二是受压区混凝土首先达到其强度极限破坏,而钢筋应力低于屈服点,此种情况则称为超筋梁破坏;三是受拉钢筋与受压混凝土同时达到各自的强度极限而破坏。最后一种情况是两种破坏情况的分界限,即所谓超筋界限值。

利用平截面假定来区分适筋梁与超筋梁的界限,如图1—2所示,设钢筋开始屈服时的应变为 ϵ_T ,当界限破坏时,钢筋应变达到 ϵ_T 的同时,混凝土极限压应变为 ϵ_k 。根据平截面假定界限破坏时受压区高度 X_p 为:

$$X_p = \frac{\epsilon_k}{\epsilon_k + \epsilon_T} h_0 \quad (1)$$

上式指出,受压区高度 X_p 仅与混凝土和钢筋的材性(ϵ_k 和 ϵ_T)有关,如破坏时的实际受压区高度 $X_p' > X_p$ 或相应的钢筋应变 $\epsilon_s > \epsilon_T$,则属于适筋梁;如 $X_p' > X_p$ 或 $\epsilon_s < \epsilon_T$,则属于超筋梁。

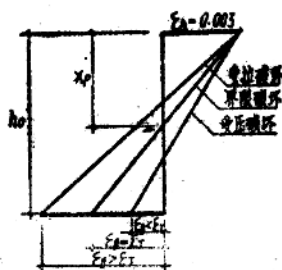


图 1—2 弯曲破坏时断面应变分布图

适筋梁的破坏特点是截面中和轴随荷载增加逐渐上升(图1—3,a、b、c)垂直裂缝向上发展,钢筋应力达到屈服点时挠度显著增加(图1—4a),至破坏前出现水平分支裂缝,梁顶局部起皮,压区混凝土达到极限强度而破坏,压碎区的长度较短。

超筋梁在破坏荷载的60%以前,纯弯段的中和轴上升较明显,荷载再增加,在跨中区域裂缝很少向上发展,但在加荷点附近及纯弯段外的裂缝仍在缓慢向上发展,破坏无预兆,没有明显的主裂缝,接近破坏时中和轴有时下降(图1—3d),挠度增长较少(图1—4b),混凝土压碎区段较长。

从截面应变分布图形和荷载——挠度曲线的变化规律可以看出,轻骨料混凝土梁的受力性能与普通混凝土梁基本相似。

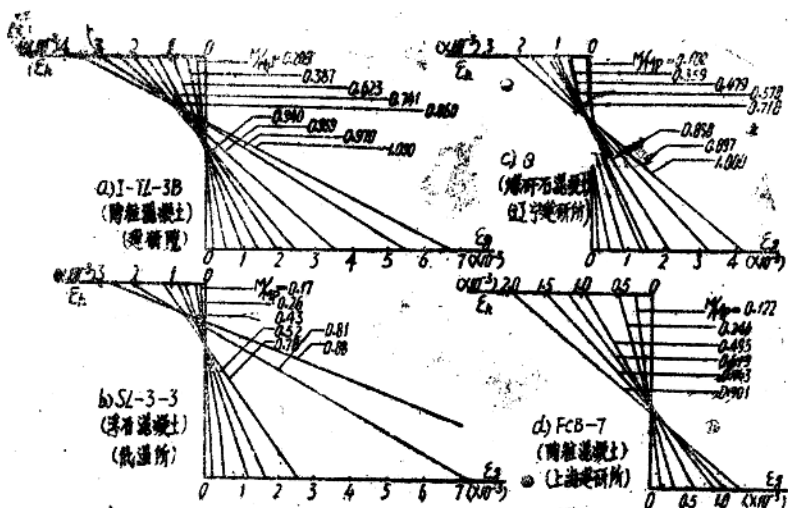


图 1-3 轻骨料混凝土梁截面应变分布图

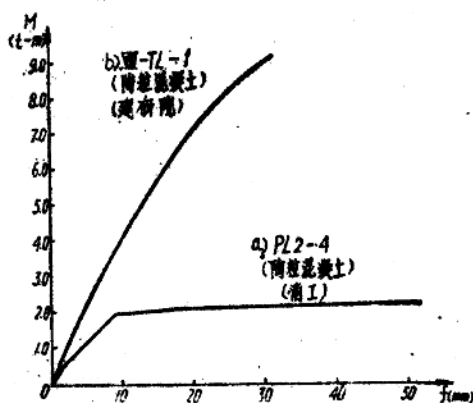


图 1-4 轻骨料混凝土梁荷载—挠度曲线

(三) 轻骨料混凝土的应力—应变全曲线

近年来, 国外对轻骨料混凝土的应力—应变曲线作过较多的试验研究(14、15、16、17、21), 这些研究资料指出, 轻混凝土峰值应变大于普通混凝土, 下降段的坡度也较重混凝土陡, 同时轻混凝土的峰值应变也随抗压强度的增加而增加。

根据国外的试验结果(15~21), 对于150~450号的陶粒混凝土, 峰值应变为 $(1.60 \sim 4.00) \times 10^{-3}$ 。CEB 轻混凝土设计手册(22)中给出, 峰值应变为 $(2.00 \sim 3.50) \times 10^{-3}$, 一般可取为 2.50×10^{-3} 。在“混凝土标准规范”(23)中, 对轻混凝土给出图 1-5 的应力—应变曲线, 基本上反应了轻混凝土的变形特点。

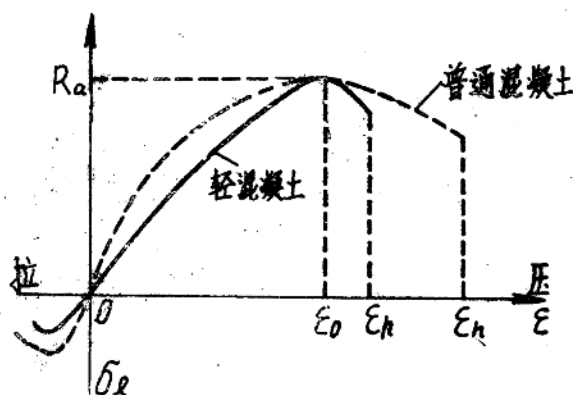


图 1—5 应力——应变图形

建研院结构所曾对 $10 \times 10 \times 30$ 厘米的煤矸石、陶粒、浮石、普通混凝土棱柱体进行了应力——应变全曲线试验，如图1—6所示。标号基本相同的四种骨料混凝土：普通碎石、煤矸石、陶粒和浮石混凝土，下降段的坡度依次变得越来越陡，对同种骨料，随着混凝土强度的增加下降段的坡度也越来越陡。这和轻骨料混凝土本身的结构特性有关。在300号以上的混凝土中，轻骨料本身的强度几乎都比砂浆的强度低，在外力作用下，破坏面绝大部分通过骨料本身，而不像普通混凝土那样沿骨料与水泥砂浆的粘结面破坏。轻骨料与水泥砂浆的粘结力比普通石子的粘结力高很多，粘结裂缝出现较晚，有利于混凝土强度的提高，因此使轻骨料混凝土的棱柱强度与立方强度的比值一般可达0.9以上，较普通混凝土的比值0.7~0.85偏高。但是由于轻骨料本身强度低，一旦出现裂缝后强度迅速损失，即残余强度降低较多。

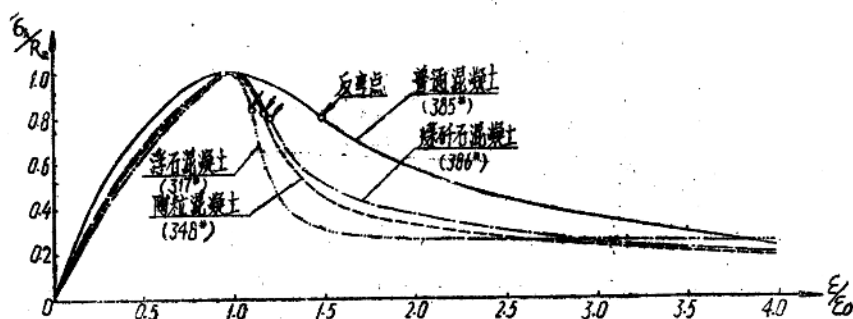


图 1—6 不同骨料混凝土应力——应变全曲线的比较

(四) 轻骨料混凝土受弯构件的极限压应变

极限压应变与很多因素有关，其值可在较大范围内变化。目前，无论在理论上或实践上，极限压应变值作为判断混凝土受压破坏的经验指标仍具有重要的现实意义。

关于混凝土极限压应变的取值，我们认为应以最大荷载下的最大压应变为准。根据236个轻骨料混凝土试件（梁219根、柱17根）的试验结果，极限压应变(ϵ_h)值波动在 $(1.816 \sim 5.95) \times 10^{-3}$ 范围，平均为 3.489×10^{-3} ， $\sigma_x = 688.3$ ， $c_x = 0.1973$ 。

按三种轻骨料混凝土分别统计：陶粒混凝土 ϵ_h 平均为 3.643×10^{-3} ，煤矸石平均为 3.408×10^{-3} ，浮石平均为 3.053×10^{-3} 。这些数值与轴压峰值应变比值大约在1.20~1.50。

极限压应变与混凝土标号的关系见图1—7。由图可见，极限压应变与混凝土标号的线性关

系不明显,数据较分散,约80%试件的极限压应变在 3.0×10^{-3} 以上。

国外关于轻混凝土受弯试件极限压应变的试验结果与我们基本一致。150~450号的陶粒混凝土梁试验^(21,24,26),得极限压应变为 $(2.60 \sim 4.10) \times 10^{-3}$ 。CEB设计手册⁽²²⁾建议为 3.50×10^{-3} 。英国规范⁽²⁷⁾取 3.50×10^{-3} 。美国规范⁽²⁸⁾规定为 3.0×10^{-3} 。目前,在国外规范中多采用 3.0×10^{-3} 或 3.5×10^{-3} 作为抗弯强度计算时混凝土极限压应变的给定值。

国内近年来,从普通钢筋混凝土受弯构件测得的极限压应变⁽²⁹⁾,对于无屈服台阶钢筋(冷拉Ⅳ级和Ⅴ级钢筋)平均为 3.43×10^{-3} ,对于有屈服台阶钢筋(Ⅱ级和冷拉Ⅱ级)平均为 2.87×10^{-3} 。

综上所述,考虑三种轻骨料混凝土极限压应变值的不同,注意到轻骨料混凝土本身构造的不均匀性,以及极限压应变的分散性等因素的影响,在抗弯强度计算时,轻骨料混凝土极限压应变取 3.0×10^{-3} 是稳妥可靠的。

另外,从强度计算结果看,尽管极限压应变值变化幅度较宽,但实际上仅对内力臂有少许影响。通过全曲线计算表明,极限压应变取值 3.0×10^{-3} 与取 3.5×10^{-3} 对压区合力重心位置系数(K_2)的影响,当低标号时为5.4%,当高标号时为9.4%。反映到对极限承载力的影响就更小,当配筋率 μ 很小时,最大误差在1%以内,当 μ 很大时最大误差也不超过4%。

(五) 极限强度分析

建立梁极限强度的计算公式有两个途径:一是根据试验资料,采用一定的假设,根据平衡条件确定计算参数,从而建立计算公式(如TJ10—74);另一法是采用平截面假定,通过静力平衡和变形协调条件建立计算公式。目前,西欧和北美规范基本上根据后者得出近似理论公式。

本文强度计算,是通过四个方法进行分析对比,求出极限强度公式。

(1) 根据实测棱柱体应力—应变关系曲线,近似得出梁压区的内力,其应力—应变关系曲线为

$$Y = \frac{AX + BX^2}{1 + CX + DX^2} \quad (2)$$

式中 $Y = \frac{\sigma}{R_a}$ 为相对应力, $X = \frac{\epsilon}{\epsilon_0}$ 为相对应变, A、B、C、D为常数,根据实测曲线确定⁽²⁾。

图1—8中梁顶面极限压应变 $\epsilon_L = 3.0 \times 10^{-3}$, R_a 为棱柱强度, ϵ_0 为峰值应变。压区内力D等于

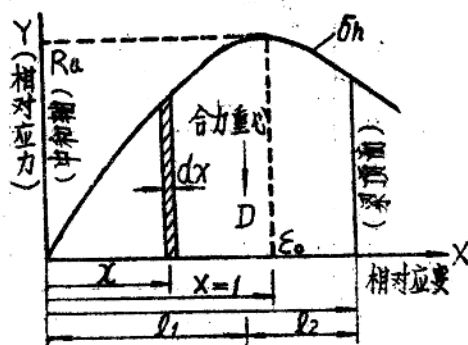


图 1—8 轻混凝土 $\sigma \sim \epsilon$ 设计曲线

$$D = \int_0^x b \sigma_s dx \quad (3)$$

当压区内力折算成等效矩形应力图形时, 则

$$D = b(l_1 + l_2) K_1 K_3 R \quad (4)$$

即得

$$K_1 K_3 = \frac{D}{b(l_1 + l_2) R} \quad (5)$$

混凝土压区应力图形系数(K_1 、 K_2 、 K_3)见表1。

K_1 ——压区混凝土平均应力与最大应力的比值;

K_2 ——压区合力重心至受压边缘距离与受压区高度之比;

K_3 ——压区混凝土最大应力与立方强度之比。

混凝土压区应力图形系数

表 1

混 凝 土 种 类		$K_1 K_3$	K_2	$K_2 / K_1 K_3$
低 标 号	普通混凝土 100*	0.75	0.45	0.60
	轻骨料(三种)混凝土 150~200*	0.71	0.41	0.58
高 标 号	普通混凝土 350~400*	0.65	0.42	0.65
	轻骨料(三种)混凝土 300~400*	0.62	0.36	0.58

将上述压力图形(图1—8)用于梁的强度分析(图1—9)中, 利用平衡条件, 即可求得中和轴高度 X 。

$$D = K_1 K_3 b X R = A_s R_s \quad (6)$$

$$X = \frac{1}{K_1 K_3} \mu \frac{R_s}{R} h_0 \quad (7)$$

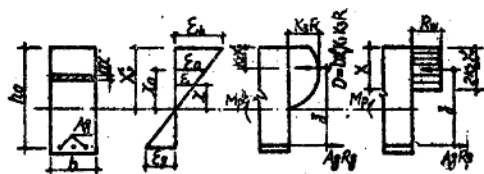


图 1—9 极限状态下受弯构件计算简图

将各种骨料不同标号混凝土的 $K_1 K_3$ 值代入式(7)即得中和轴高度公式

对于低标号轻骨料混凝土

$$X = 1.408 \mu \frac{R_s}{R} h_0 \quad (8)$$

对于高标号轻骨料混凝土

$$X = 1.613 \mu \frac{R_s}{R} h_0 \quad (9)$$

由图 1—9 得力矩公式为:

$$M_p = K_1 K_3 b R X (h_0 - K_2 X) \quad (10)$$

将式(8)和(9)及表1中的相应值分别代入式(10), 可得极限承载力计算公式:
对于低标号轻骨料混凝土

$$M_p = A_s R_s \left(1 - 0.577 \mu \frac{R_s}{R} \right) h_0 \quad (11)$$

对于高标号轻骨料混凝土

$$M_p = A_s R_s \left(1 - 0.581 \mu \frac{R_s}{R} \right) h_0 \quad (12)$$

因为含钢特征值 $\xi = \mu \frac{R_s}{R}$, 式(11)和(12)中的系数 0.577 和 0.581 相差很少, 可近似取一个统一系数 0.58, 得下面计算式:

$$M_p = A_s R_s (1 - 0.58 \xi) h_0 \quad (13)$$

(2) CEB/FIP 混凝土结构标准规范⁽²³⁾建议轻骨料混凝土应力—应变曲线可采用图 1—10 的三角形—矩形图形。

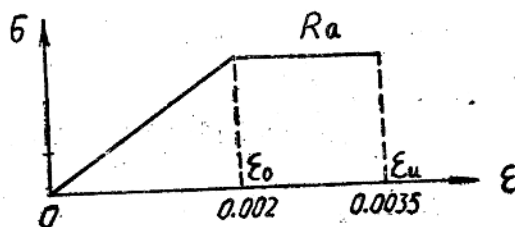


图 1—10 轻骨料混凝土 $\sigma \sim \epsilon$ 设计曲线

中和轴高度

$$X = \frac{7}{5} \frac{A_s R_s}{b R_a} = 1.40 \mu \frac{R_s}{R_a} h_0 \quad (14)$$

极限承载力

$$M_p = A_s R_s \left(h_0 - 0.527 \mu \frac{R_s}{R_a} h_0 \right) \quad (15)$$

假设取 $R_a = 0.93 R^{(33)}$ 代入式(14)和(15)得

$$X = 1.505 \mu \frac{R_s}{R} h_0 \quad (16)$$

$$M_p = A_s R_s \left(1 - 0.567 \mu \frac{R_s}{R} \right) h_0 \quad (17)$$

(3) 西安冶金建筑学院⁽⁹⁾, 根据国外轻骨料混凝土试验资料⁽³⁵⁾, 得出极限承载力的建议公式:

$$M_p = A_s R_s \left(1 - 0.566 \mu \frac{R_s}{R} \right) h_0 \quad (18)$$

式(18)与(17)几乎完全相同,此二式可合并为一种类型,统一采用(17)式,简称为第一种方法。

(4)根据平截面假定,结合材料特点,通过静力平衡条件和变形协调条件建立的计算公式进行强度分析。

在极限状态下梁纯弯段的变形如图1—11所示。纯弯段的平均曲率 $\theta = \frac{2\delta}{l^2 + \delta^2}$, 根据平截面假定,可求出平均受压区高度 X_p^s 和受拉钢筋应变 ε_s 和受压钢筋应变 ε_s' 。

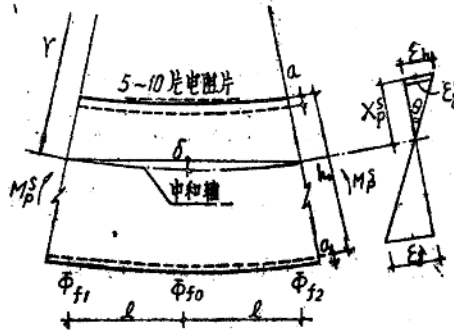


图1—11 极限状态下纯弯段的变形及应变分布

$$X_p^s = \frac{\varepsilon_h}{\theta} \quad (19)$$

$$\varepsilon_s = \theta h_0 - \varepsilon_h \quad (20)$$

$$\varepsilon_s' = \varepsilon_h - \theta a' \quad (21)$$

根据 ε_s , 查相应钢筋的应力—应变曲线, 即可求得钢筋的拉应力 σ_s 和压应力 σ_s' 。利用实测极限弯矩 M_p^s 和受压区高度 X_p^s , 由静力平衡条件可得下列公式:

$$bX_p^s K_1 K_3 R + A_s' \sigma_s' = A_s \sigma_s \quad (22)$$

$$M_p^s = bX_p^s K_1 K_3 R (h_0 - K_2 X_p^s) + A_s' \sigma_s' (h_0 - a') \quad (23)$$

由上二式消去 X_p^s , 化简后得

$$M_p^s = R b h_0^2 q \left[1 - \frac{K_2}{K_1 K_3} q \right] + A_s' \sigma_s' (h_0 - a') \quad (24)$$

式中

$$q = \frac{\mu \sigma_s - \mu' \sigma_s'}{R}$$

为了减少试验结果的分散性, Mattock⁽³⁰⁾等学者利用最小二乘法原理求出强度分析中直接采

用的组合系数 $K_1 K_3$ 、 K_2 和 $\frac{K_2}{K_1 K_3}$ 。由式(22)、(23)和(24)可分别求出:

$$K_1 K_3 = \frac{\Sigma q \cdot \beta}{\Sigma \beta^2} \quad (25)$$

$$K_2 = \frac{\Sigma(q^2 \beta) - \Sigma \left[\frac{M_p^s - M'}{bh_0^2 R} q \cdot \beta \right]}{\Sigma [q \cdot \beta]^2} \quad (26)$$

$$\frac{K_2}{K_1 K_3} = \frac{\Sigma q^3 - \Sigma \left[\frac{M_p^s - M'}{bh_0^2 R} \cdot q^2 \right]}{\Sigma [q^4]} \quad (27)$$

式中 $\beta = \frac{X_p^s}{h_0}$, $M' = A_s' \sigma_s' (h_0 - a')$

从38根陶粒混凝土适筋梁($\xi = 0.1130 \sim 0.3835$)的统计结果得到:

$$K_1 K_3 = 0.72, \quad K_2 = 0.42, \quad \frac{K_2}{K_1 K_3} = 0.58$$

建研院结构所⁽²⁹⁾对45根普通混凝土梁正截面强度试验统计结果,当 $\xi \geq 0.121$ 时,得到:

$$K_1 K_3 = 0.75, \quad K_2 = 0.45, \quad \frac{K_2}{K_1 K_3} = 0.60$$

黑龙江省低温所对浮石混凝土梁统计结果得 $K_2 = 0.36$ 。

从上述对比及图1—6可看出,普通混凝土的 K_2 值大于轻骨料混凝土,即压区合力重心相对偏下(图1—12)。轻骨料混凝土压区应力分布比较接近于三角形,国外的抗弯试验也有类似结论^(20, 31)。由于轻骨料混凝土的 K_2 值偏小,当采用等效矩形应力图形时折算的受压区高度($X = 2K_2 X_p^s$)也偏小。在一般试验分析中,对于矩形梁,等效矩形应力图的受压区高度与实测受压区高度之比可取为0.75~0.80。在文献⁽²³⁾中,对于矩形梁压区高度折减系数,轻骨料混凝土取为0.75,普通混凝土取为0.80。

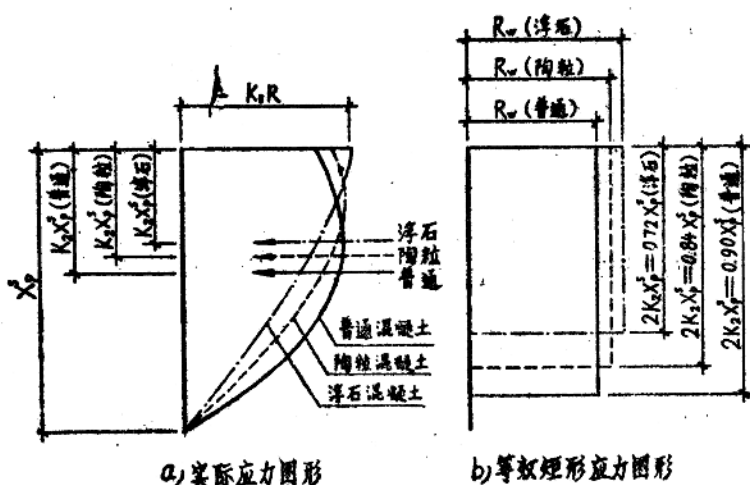


图1—12 轻骨料混凝土与普通混凝土梁压区应力图形比较

对于单筋受弯构件, 根据式(24), 令 $\sigma_s = \sigma_T$, 并将 $\frac{K_2}{K_1 K_3} = 0.58$ 代入, 即得轻骨料混凝土

土梁极限承载力计算公式

$$M_p = R b h_0^2 \xi (1 - 0.58 \xi) \quad (28)$$

对于普通混凝土梁仅需将特征系数 $\frac{K_2}{K_1 K_3} = 0.57$ 代入上式即可。式(28)与根据应力—应变曲线求出的公式(13)完全相同。因此这二式统一采用(28)式表达, 简称为第二种方法。

根据10个单位试验的 334 根轻骨料混凝土梁, 得到极限承载力和超筋界限图 1—13。

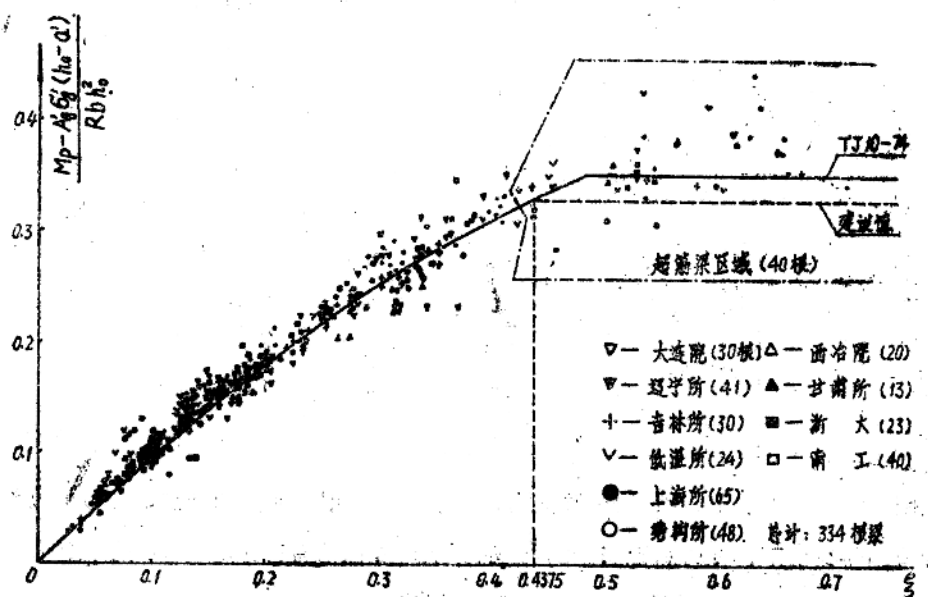


图 1—13 轻骨料混凝土受弯构件极限承载力

(六) 计算结果比较

上面采用的四种不同计算方法可归成二个计算公式, 即式(17)和(28)。另一种为 TJ10—74 规范公式。利用这三个计算公式对三种轻骨料混凝土适筋梁的计算结果汇总于表 2 中。由表看出, 采用三个不同计算式所得结果基本相同, 计算值与试验值比较接近且偏于安全。利用规范 (TJ10—74) 公式计算轻骨料混凝土适筋梁的极限承载力是安全适用的。

(七) 关于 R_w 的取值

从上面压区应力图形特征系数可求出等效矩形应力图形的平均应力 R_w 。

$$R_w = \frac{K_1 K_3 R}{2 K_2} \quad (29)$$

根据试验结果求出每根梁的 R_w 值, 对 191 根 (陶粒 103、煤研石 43、浮石 45) $\xi \geq 0.10$ 的轻骨料混凝土梁的统计回归得 R_w/R 与 ξ 值的关系曲线 (图 1—14), 其经验公式为:

$$\frac{R_w}{R} = 0.85 e^{0.024 \xi} \quad (30)$$

轻骨料混凝土连筋梁计算汇总表 表2

计算公式 试件种类		第一种方式 (17)式	第二种方式 (28)	TJ10-74 规范公式
陶 粒	M_p^*/M_p	1.081	1.084	1.082
	σ	0.0912	0.0906	0.0911
	C_v	0.0844	0.0836	0.0842
混凝土	数 量	180	180	180
煤矸石	M_p^*/M_p	1.044	1.047	1.045
	σ	0.1193	0.1192	0.1193
	C_v	0.1143	0.1138	0.1142
混凝土	数 量	68	68	68
浮 石 (火山渣)	M_p^*/M_p	1.060	1.064	1.061
	σ	0.1361	0.1353	0.1359
	C_v	0.1284	0.1272	0.1281
混凝土	数 量	40	40	40
总 计	M_p^*/M_p	1.069	1.072	1.070
	σ	0.1067	0.1062	0.1066
	C_v	0.0998	0.0991	0.0996
三种轻骨 料混凝土	数 量	288	288	288

从图 1—14 可以看出, R_w 的试验值比较分散, 随含钢特征值的增加, 分散性逐渐减小, 在一般含钢特征值下, 轻骨料混凝土的 $\frac{R_w}{R}$ 统计平均值都稍高于 TJ10—74 的规定值。

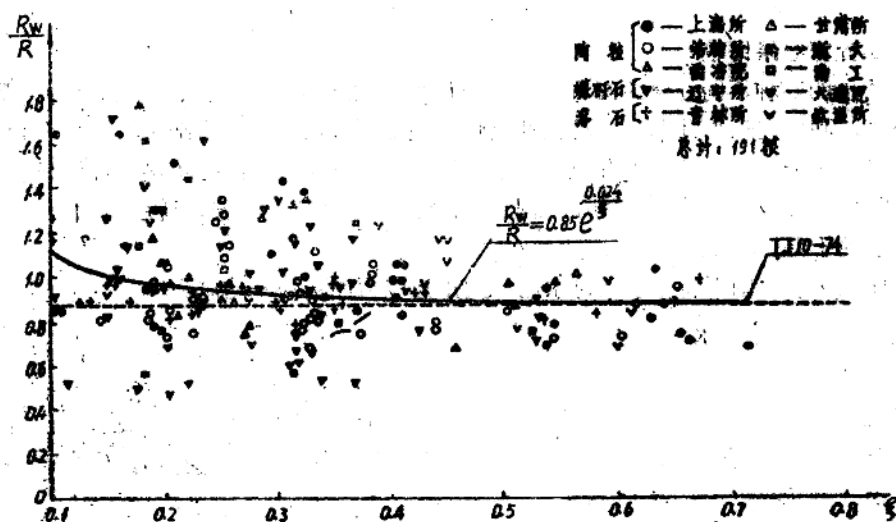


图 1—14 轻骨料混凝土梁的 $R_w \sim \rho$ 关系图

考虑到试验时的分散性以及三种不同骨料混凝土构造的特点,为了和普通混凝土规范相协调一致,仍取 $\frac{R_w}{R} = 0.875$, 这是偏于安全的。

(八) 配筋界限值

在适筋梁与超筋梁之间,存在一个理论分界限,即所谓超筋界限值。当极限状态时,混凝土达极限压应变,钢筋达到与屈服点或条件流限相应的应变 ε_T 或 $\varepsilon_{0.2}$ 。根据平截面假定,得单筋受弯构件最大配筋界限值:

对于普通轻骨料混凝土梁

$$\mu_{\max} = \frac{\varepsilon_b K_1 K_3 R}{(\varepsilon_b + \varepsilon_T) \sigma_T} \quad (31)$$

$$\xi = \frac{\varepsilon_b K_1 K_3}{\varepsilon_b + \varepsilon_T} \quad (32)$$

对于预应力轻骨料混凝土梁

$$\mu_{\max} = \frac{\varepsilon_b K_1 K_3 R}{(\varepsilon_b + \varepsilon_{0.2} - \varepsilon_0) \sigma_{0.2}} \quad (33)$$

$$\xi = \frac{\varepsilon_b K_1 K_3}{\varepsilon_b + \varepsilon_{0.2} - \varepsilon_0} \quad (34)$$

式中混凝土的极限压应变 $\varepsilon_b = 0.003$ 以及 $K_1 K_3 = 0.72$ 取为定值的情况下,超筋界限值主要取决于 $\varepsilon_T(\varepsilon_{0.2})$ 和 ε_0 。

ε_0 ——预应力钢筋合力点处混凝土预压应力为零时预应力钢筋的应变。

$\varepsilon_T(\varepsilon_{0.2})$ 和 ε_0 是在某一范围内波动,因此超筋界限值也在某一范围内波动。利用式(32)或(34)即可求出最大含钢特征值。

1. I 级钢普通轻骨料混凝土构件

根据建研院试验资料, I 级钢 $\varepsilon_T = 0.10 \sim 0.12\%$, 按式(32)计算 含钢特征值 $\xi = 0.514 \sim 0.540$, 则 $\frac{X}{h_0} = \frac{1}{0.875} (0.514 \sim 0.540) = 0.587 \sim 0.617$, 建议取 $\frac{X}{h_0} = 0.60$ 。

2. II 级钢普通轻骨料混凝土及预应力轻骨料混凝土构件

根据建研院试验资料, 16 锰钢筋 $\varepsilon_T = 0.16 \sim 0.21\%$, 按式(32)计算, $\xi = 0.424 \sim 0.469$, 则 $\frac{X}{h_0} = 0.485 \sim 0.536$, 建议取 $\frac{X}{h_0} = 0.50$ 。

双控冷拉 16 锰, 根据试验资料⁽²⁹⁾ $\varepsilon_T = 0.24 \sim 0.29\%$, 如控制应力 $\sigma_K = (0.8 \sim 0.9) R_s = 3600 \sim 4050 \text{ kg/cm}^2$, 预应力总损失 $\Sigma \sigma_s = 1300 \sim 1800 \text{ kg/cm}^2$, $E_s = 1.8 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$, $\varepsilon_0 = (\sigma_K - \Sigma \sigma_s) / E_s = 0.001 \sim 0.00153$, 按式(34) 计算, $\xi = 0.441 \sim 0.558$, 则 $\frac{X}{h_0} = 0.503 \sim 0.638$,

建议取 $\frac{X}{h_0} = 0.50$ 。

3. IV级钢预应力轻骨料混凝土构件

双控冷拉IV级钢 $\varepsilon_{0.2} = 0.57 \sim 0.63\%$, 如 $\sigma_k = (0.7 \sim 0.9)R_y = 5250 \sim 6750 \text{ kg/cm}^2$, $\varepsilon_0 = (\sigma_k - \Sigma\sigma_s)/E_s = 0.00192 \sim 0.00303$, 按式(34)计算, $\xi = 0.293 \sim 0.381$, 则 $\frac{X}{h_0} = 0.335 \sim 0.435$, 建议取 $\frac{X}{h_0} = 0.40$ 。

4. 冷拔丝预应力轻骨料混凝土构件

根据国内各单位对 ϕ^4 、 ϕ^5 低碳冷拔丝的试验资料, 相当于 $0.8\sigma_b$ 时的应变, 平均可取为 0.35% , 如 $\sigma_k = 0.7R_y = 3360 \sim 4200 \text{ kg/cm}^2$, $\Sigma\sigma_s = 1300 \sim 1800 \text{ kg/cm}^2$, $E_s = 2.0 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$, $\varepsilon_0 = 0.00078 \sim 0.00145$, 按式(34), $\xi = 0.377 \sim 0.428$, 则 $\frac{X}{h_0} = 0.431 \sim 0.489$, 建议取 $\frac{X}{h_0} = 0.40$ 。

上述建议的最大配筋界限值与规范规定值比较见表3。

单筋受弯构件最大配筋界限值

表3

构件种类	界限值 钢筋种类	$\mu_{\max}(\%)$					ξ	X	
		150 [#]	200 [#]	250 [#]	300 [#]	400 [#]		建议值	TJ10-74 规定值
普通轻 混凝土梁	I级钢	3.28	4.37	5.47	6.56	8.75	0.525	0.60 h_0	0.55 h_0
	II级钢	1.93	2.57	3.22	3.86	5.15	0.4375	0.50 h_0	0.55 h_0
预应力轻 混凝土梁	冷拉I级钢	1.46	1.94	2.43	2.92	3.89	0.4375	0.50 h_0	0.55 h_0
	冷拉II级钢	0.70	0.93	1.17	1.40	1.87	0.350	0.40 h_0	0.55 T_0
	冷拔低碳钢丝	0.94	1.25	1.56	1.87	2.50	0.350	0.40 h_0	0.40 h_0

由表3可见, 以普通II级钢为例, 极限受压区高度 $X = 0.50h_0$, 比现行规范 $X = 0.55h_0$ 约降低10%。轻骨料混凝土的极限含钢特征值比相应的普通混凝土低, 这已为国外的试验结果所证实^(19, 20, 32)。

三、结 语

1. 从截面应变分布图形和荷载——挠度曲线变化规律看出, 轻骨料混凝土梁的受力性能和破坏特征与普通混凝土梁基本相似。

2. 标号基本相同的普通碎石、煤矸石、陶粒和浮石(火山渣)混凝土棱柱体, 在轴压荷载下应力——应变全曲线下降段的坡度依次变得越来越陡; 对于同一种骨料混凝土, 随着混凝土强度的增加下降段的坡度也越来越陡。在应力峰值前的上升段, 轻骨料混凝土的应变大于普通混凝土。

3. 轻骨料混凝土受弯构件, 边缘纤维极限压应变值可取为 3.0×10^{-3} 。

4. 轻骨料混凝土压区合力重心较普通混凝土偏上, 采用等效矩形应力图形折算的受压区高度与实测受压区高度之比可取为 $0.75 \sim 0.8$ 。等效矩形应力图形的平均应力 $R_w = 0.875R$ 。

5.通过 288 根三种轻骨料混凝土适筋梁的极限承载力试验表明,采用本文建议的二个公式(17、28)与规范(TJ10—74)公式计算结果基本相同,计算值与试验值比较接近且偏于安全。

6.轻骨料混凝土受弯构件的超筋界限值低于普通混凝土的规定值。对于不同的钢种文中给出建议的极限配筋界限值。

参 考 文 献

[1] 国家建委建筑科学研究院主编《轻骨料及轻骨料混凝土技术规定和试验方法》(J78—2)1979

[2] 《轻骨料混凝土及普通混凝土应力——应变全曲线的试验研究》 中国建筑科学研究院结构所1981年6月

[3] 《配筋陶粒混凝土受弯构件极限强度的试验研究》 中国建筑科学研究院结构所印1980年3月

[4] 《钢筋轻骨料混凝土受弯构件正截面强度的研究》 上海市建筑科学研究所 1979年12月

[5] 《钢筋煤干石混凝土梁正截面强度的试验研究》 辽宁省建筑科学研究所 东北建筑设计院 1980年1月

[6] 《钢筋浮石、火山渣混凝土受弯构件正截面强度》 吉林市第一建筑工程公司 吉林省建筑科学研究所 1979年12月

[7] 《浮石混凝土受弯构件正截面强度、变形及裂缝的试验研究》 黑龙江省低温建筑科学研究所 1980年4月

[8] 《钢筋陶粒混凝土受弯构件正截面强度、抗裂性、短期刚度试验研究初步总结》 甘肃省建工局建筑科学研究所 1980年3月

[9] 《钢筋轻骨料混凝土受弯构件正截面极限强度试验研究》 西安冶金建筑学院 1980年3月

[10] 《钢筋轻骨料混凝土刚度裂缝试验研究报告》 浙江大学土木系 1980年4月

[11] 《配筋陶粒混凝土梁的试验研究》 南京工学院 1979年9月

[12] 《配筋煤干石混凝土受弯构件抗裂度、裂缝开展宽度和刚度的研究》 大连工学院海洋工程研究所结构研究室 旅大建筑构件工程公司混凝土构件一厂 1980年4月

[13] 《钢筋混凝土结构设计规范》(TJ10—74) 中国建筑工业出版社 1974年

[14] Wang, P. T., Shah, S. P., and Naaman, A. E., "Stress-strain curves of normal and lightweight concrete in compression.", *J. of A.C.I.*, V.75, No.11, Nov., pp. 603-611, 1978.

[15] Bresler, B., "Lightweight aggregate reinforced concrete columns.", *Lightweight concrete symposium on Lightweight aggregate concrete, A.C.I.*, SP-29, pp.81-132, 1971.

[16] Shiro Morita and Naoyuki Adachi, "The stress-strain behavior of concrete in the compression zone of flexural members.", *Mechanical behavior of materials*, V.4, pp. 162-171, kyoto, Japan, 1971.

[17] Fumio Watanabe, "Complete stress-strain curve for concrete in concentric compression.", *Mechanical behavior of materials* V.4, pp. 153-161, kyoto, Japan, 1971.