

科学研究报告集 第3集



钢筋混凝土结构的抗震性能

清华大学抗震抗爆工程研究室编

清华大学出版社

清华大学抗震抗爆工程研究室

科学研究报告集

第三集

钢筋混凝土结构的抗震性能

清华大学出版社

1981

清华大学抗震抗爆工程研究室

科学研究报告集(第三集)

钢筋混凝土结构的抗震性能



清华大学出版社出版

北京 海淀 清华园

北京景山学校印刷厂印刷

新华书店北京发行所发行·各地新华书店经售



开本: 787×1092 1/16 印张: 9 字数: 205 千字

1981 年 12 月第一版 1981 年 12 月第一次印刷

印数 1~8000

统一书号: 15235·20 定价: 1.40 元

Research Laboratory of Earthquake and
Blast Resistant Engineering
Tsinghua University
Technical Reports TR-3

**Seismic Behavior of Reinforced
Concrete Structures**

Tsinghua University Press

1 9 8 1

清华大学抗震抗爆工程研究室
科学研究报告集
第三集

目 录

单调荷载下的混凝土应力—应变全曲线试验研究·····	过镇海	张秀琴 (1)
矩形箍筋约束的混凝土应力—应变全曲线研究·····	林大炎	王传志 (19)
反复荷载下混凝土的应力—应变全曲线的试验研究·····	过镇海	张秀琴 (38)
钢筋混凝土构件的刚度和延性·····	沈聚敏	翁义军 (54)
周期反复荷载下钢筋混凝土压弯构件的性能·····	沈聚敏 翁义军	冯世平 (72)
开洞钢筋混凝土剪力墙性能的研究·····	方鄂华	李国威 (96)
弯剪型多自由度体系非弹性地震反应的简化分析·····	沈聚敏	张玉良 (118)
在装配式板柱体系住宅建筑的脉动量测中扭转效应的分析·····	沈恒滋	宝志雯 (129)

单调荷载下混凝土的 应力-应变全曲线的试验研究

过镇海 张秀琴

提 要

本文采用一个简单而有效的试验方法——应用普通液压试验机，附加一对千斤顶——量测单调荷载作用下的混凝土应力-应变全曲线。试验中考虑了影响混凝土的变形和裂缝性能的主要因素。根据试验结果探讨了应力-应变全曲线的形状与破坏形态的关系，并且对不同情况的混凝土提出了应力-应变全曲线方程和必要的参数。

前 言

混凝土在轴心受压时的应力-应变全曲线，反映了混凝土的最基本力学特性，是研究钢筋混凝土结构的强度和变形的主要依据之一。特别是应力-应变曲线的下降段，对于构件的弹塑性全过程分析，极限状态下的截面应力分布，抗震和抗爆结构的延性和恢复力特性等有较大的影响。但是，由于试验设备和技术水平的限制，国内尚未得到满意的应力-应变全曲线。

本文采用了一种新的试验方法，测定了标号500*以下的混凝土应力-应变全曲线，研究了一些主要因素的影响，给出曲线的方程式和必要的参数值。并在观察试验现象的基础上，分析混凝土的变形，裂缝和破坏的特点。

一、应力-应变全曲线的试验方法

混凝土棱柱体试件在普通材料试验机上进行抗压试验时，超过最大应力（即棱柱强度）后试件立即崩碎，所得的应力-应变下降段曲线无规律（图1），极限应变值有很大差异。

Whitney^[2]早就指出，试件的急速破坏并非混凝土材料的固有特性，而是由于试验机刚度不足所造成的现象。试验机在对试件加载时，本身产生变形而积存了很大的弹性变形能，当试件超过最大承载力以后，试验机因荷载减小而很快释放能量，对试件施加较大的附加应变而引起急速破坏。

为了防止试件的急速破坏，测得稳定的应力-应变全曲线，就必须采取措施增大试验机或加载装置的刚度。

本试验应用普通的液压式试验机（最大压力为200t），在试件两旁各加一个30t油压千

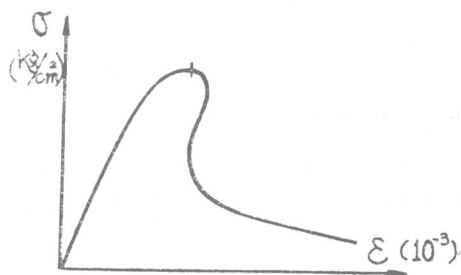
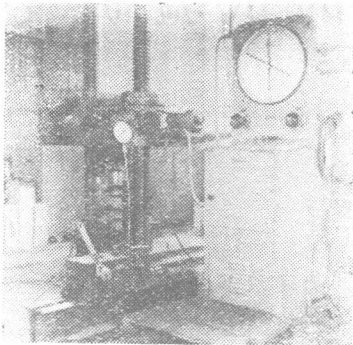
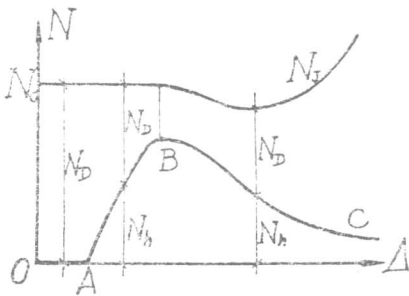


图1 普通材料试验机加载的混凝土应力-应变曲线

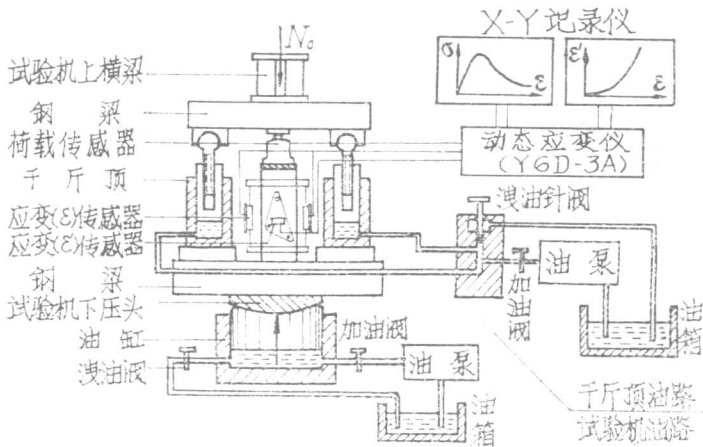
千斤顶，与试件共同受力。当试件超过最大承载力后，千斤顶可分担更大的荷载，吸收试验机释放的能量，从而防止试件急速破坏。整个试验装置的全貌及原理见图2。千斤顶的油路系统中设置了一个可控制定量泄油的针阀，以便调整试件的应变速度。试验方法的详细介绍和分析见文献[1]。



(a) 试验装置全貌



(c) 压力变化图



(b) 原理示意图

图2 应力-应变全曲线的试验装置

混凝土应力-应变全曲线的试验操作程序如下：①安装千斤顶油路和试验量测仪表、传感器，试件就位；②千斤顶油泵打油，使后塞顶面稍高出试件上的荷载传感器，开动试验机加载，全部压力(N_0)由千斤顶承担；③打开千斤顶的泄油针阀，同时调节试验机的进油量，使试验机维持恒载(N_0)。当试件与试验机上压头接触后，试件受力(N_h)不断增大而千斤顶的压力(N_D)逐渐减小(图2C)；④试件达最大承载力后，慢慢关闭千斤顶泄油阀，并适当减小试验机进油量。试件的变形逐渐加大而承载力下降，千斤顶的受力则开始上升；⑤下降段曲线后期，试件承载力降低不多，而千斤顶受力增长较快，可再次打开千斤顶泄油阀，调节试验机进油量。当测得纵向应变等于 10×10^{-3} 时结束试验。

本试验加载装置的整体刚度(K)，通过测定和分析求得： $K=40t/mm$ 。如采用 $10 \times 10 \times 30cm$ 的棱柱体试件，可测定标号500#以下的混凝土应力-应变全曲线。

试验时控制千斤顶泄油阀和试验机进油阀开启的大小，可得不同的试件应变速度。根据

油泵的供油能力，试验的最大应变速度可达 $50 \times 10^{-6}/\text{sec}$ 。

每个试件在试验过程中量测应力 σ (荷载 N_s)，纵向应变 ε (标距 20cm) 和横向应变 ε' (标距 10cm)，仪表的布置和安装如图 3。荷载传感器采用华东电子仪器厂生产的 BHR-4 型，最大荷载 $50t$ ，灵敏度 $40\mu/t$ 。应变(变形)传感器系清华大学工程结构试验室自制，最大量程为 15mm 。二个纵向应变传感器按“全桥”串接，输出 $400\mu/\text{mm}$ ，横向应变传感器输出为 $350\mu/\text{mm}$ 。

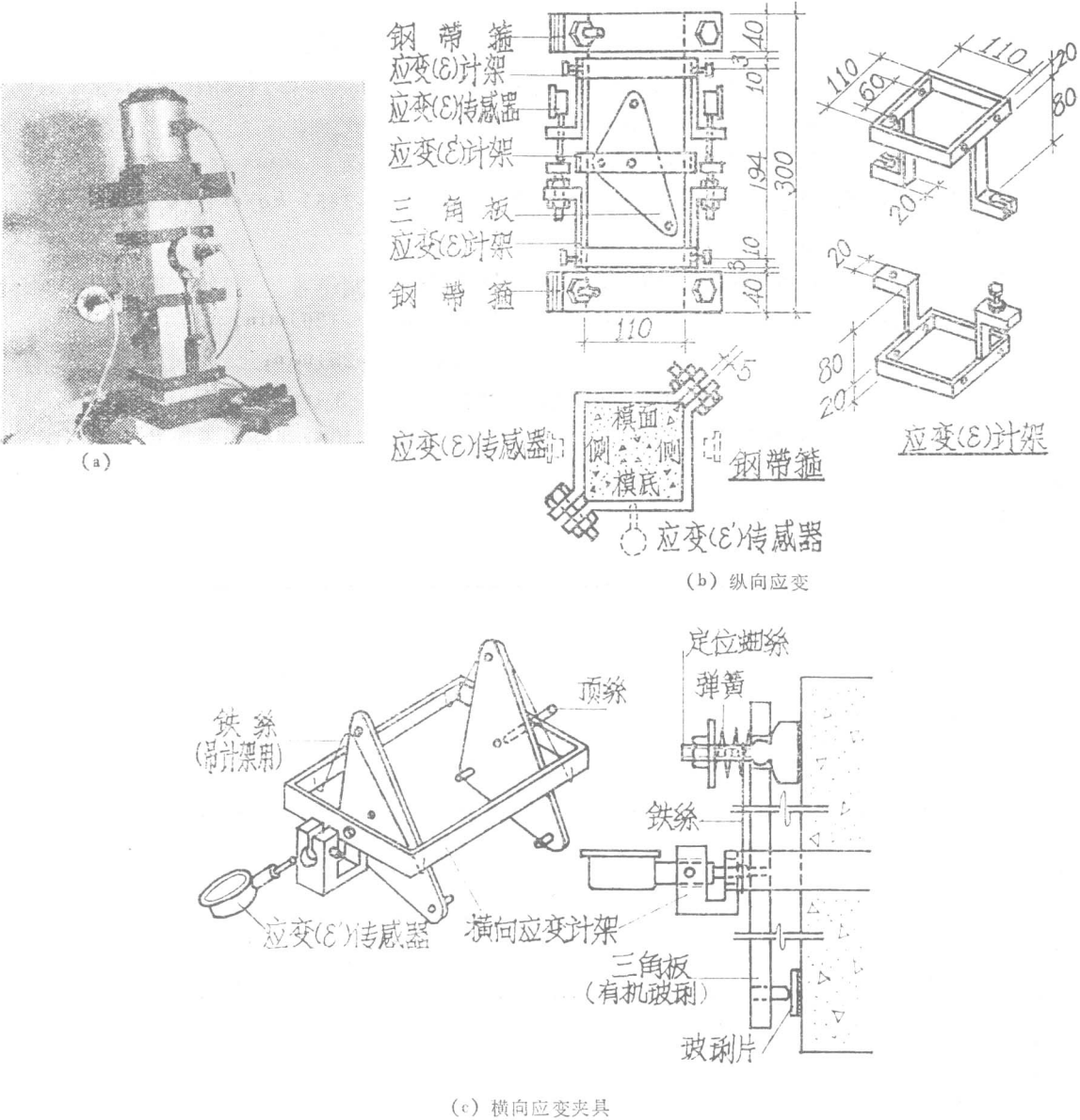


图 3 荷载和纵、横向应变传感器的安装

横向应变的量测方法如图 3c。两块透明的有机玻璃三角板，通过定位螺丝挂在试件的对侧。三角板的三个角点与试件上粘贴的玻璃片接触，其重心位置钻孔，其中一块接顶丝，另一块接变形传感器。传感器的读数即三个角点处试件横向应变的平均值。

荷载和应变传感器的信号通过动态应变仪输入二台 $X-Y$ 函数记录仪，分别绘制 $\sigma-\epsilon$ 和 $\epsilon'-\epsilon$ 曲线。用秒表记时，按一定间隔（如 30 秒）在曲线上记下试验时间，作为试验时控制应变速度和计算实际应变速度的依据。

为防止试件端部过早地发生局部损坏、影响试验的继续进行和应变量测精度，试件两端用钢带箍夹紧（图3b）。

二、研究范围及试件

混凝土是水泥、粗细骨料和水组成的非匀质、非弹性的复合材料。它的强度和变形性能，或反映为应力—应变全曲线，受许多因素的影响而发生变化。考虑到我国结构工程中混凝土的实际应用情况，确定研究范围如下：

- 混凝土标号：200^{*}，300^{*}，400^{*}；
- 混凝土组成：水灰比 0.34~0.63；水泥用量（330~545） kg/m^3 ；
- 粗骨料种类：陶粒，石灰岩，辉绿岩；
- 形状和粒径： $\leq 1.2cm$ 豆石；2cm 和 4cm 卵石或碎石；
- 应变速度： $\dot{\epsilon} = (1.2 \sim 2.5) \times 10^{-6}/sec$ ，总试验时间(60~120)min，
 $\dot{\epsilon} = (8 \sim 14) \times 10^{-8}/sec$ ，总试验时间 (18~25)min；
 $\dot{\epsilon} = (40 \sim 53) \times 10^{-8}/sec$ ，总试验时间 (2~3)min；

为本项研究专门制作的试件有13组，按混凝土强度和水泥用量划分为 I、II、III 三类，按粗骨料的不同分为 B, C, D E, F 等类。另外，配合其他科研项目的三组试件编为 S, W, 和 H。全部试件共86个，材料性质和配合比汇总于表 1。

试 件 汇 总 表 表 1

试件 编号	计 算 标 号 (kg/cm^2)	配 含 比 (水泥:水:砂:石)	水 泥 标 号 (kg/cm^2)	水 泥 用 量 (kg/m^3)	粗 骨 料			制 作 日 期	试 验 日 期	附 注
					种 类	形 状	最大粒径 (cm)			
BI	300	1:0.5 : 2.5 : 0	500	562	——	——	——	79.8.8	9.10~11	砂 浆 $\gamma=1800kg/M^3$
CI	250	1:0.53:1.47:1.97	500	360	页岩陶粒	卵 石	2.0	79.8.24	9.27	
DI	300	1:0.56:1.73:3.84	500	330	石灰岩	卵碎石	2.0	79.8.22	9.24~25	
DIIa	300	1:0.56:1.73:1.83	500	475	石灰岩	卵碎石	2.0	79.8.22	9.25~26	
DIIb	300	1:0.56:1.73:3.84	500	330	石灰岩	卵碎石	4.0	79.8.22	9.24~26	
E I	300	1:0.58:1.78:3.64	500	336	石灰岩	碎 石	2.0	79.8.8	9.10~12	
F I	300	1:0.58:1.85:3.77	500	336	辉绿岩	碎 石	2.0	79.8.8	9.11~13	砂 浆
B II	300	1:0.42:2.5 : 0	400	588	——	——	——	79.8.1	9.3~5	
D II	300	1:0.45:1.21:3.11	400	411	石灰岩	卵碎石	2.0	79.8.1	9.3~6	
F II	300	1:0.5 : 1.48:3.28	400	340	辉绿岩	碎 石	2.0	79.8.1	9.4~6	砂 浆
B III	400	1:0.36:2.5 : 0	500	654	——	——	——	79.8.15	9.17~19	
D III	400	1:0.34:0.73:2.29	500	545	石灰岩	卵碎石	2.0	79.8.15	9.17~20	
F III	400	1:0.38:0.92:2.50	500	513	辉绿岩	碎 石	2.0	79.8.15	9.18~20	
S I	300	1:0.63:2.17:4.33	500	293	石灰岩	卵碎石	2.0	78.8.17	79.7.11~17	
W II	200	1:0.53:2.06:4.42	400	294	石灰岩	卵碎石	1.6	79.6.1	7.17~18	
H II	200	1:0.55:1.74:3.53	400	350	石灰岩	豆 石	1.2	78.11.23	79.6.2~27	

试件所用材料如下：
水泥：北京市首都水泥厂生产的东风牌普通硅酸盐水泥，400^{*} 和 500^{*}；

砂子：北京市昌平区河砂、中砂；
 卵碎石：北京市南口石料厂供应；
 辉绿岩碎石：济南市生产；
 陶粒：北京陶粒厂生产的页岩陶粒，粒径 $5\sim 20mm$ ，颗粒容重 $1.47t/m^3$ ；
 水：清华大学内深层地下水。

每组试件包括棱柱体 $10\times 10\times 30cm$ 和 $10\times 10\times 40cm$ ，立方体 $10\times 10\times 10cm$ 各三个。
 制作时每组试件一次备料，人工搅拌后注入水平放置的钢模，在标准震动台上振荡 $1\sim 2$ 分钟，抹平成型后在室内停放 48 小时，拆模后放入标准养护室。养护 26 天取出，放在试验大厅中气干 $5\sim 7$ 天，然后进行试验。

试验时试件的含水量约 $(5\sim 10)\%$ ，普通混凝土的容重因骨料的不同而在 $(2200\sim 2500) kg/m^3$ 之间，陶粒混凝土容重为 $1800kg/m^3$ 。

三、主要试验结果汇总

通过试验可以测定各个试件的应力-应变全曲线。图 4 是其中的三个典型试验曲线。全部试验结果以一组三个同样尺寸和试验条件的试件实测数据按平均值及变化幅度列入表 2。

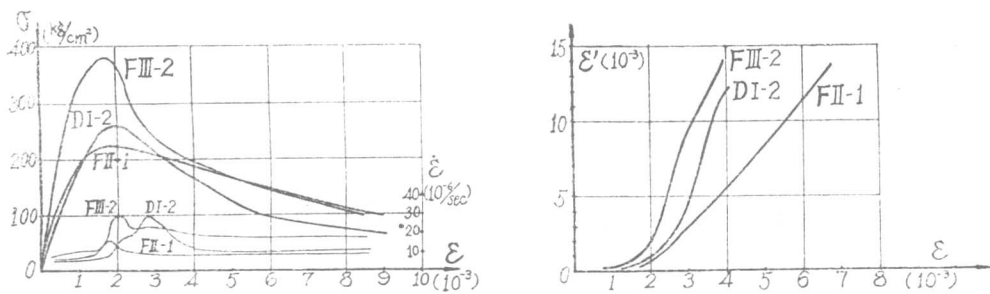


图 4 典型的应力-应变全曲线

图表中反映混凝土的强度和变形主要特征的物理量，规定如下定义：

- $\sigma_1(kg/cm^2)$ ——最大应力，即混凝土的棱柱强度^{注1}；
- $\epsilon_1(10^{-6})$ ——最大应力时的应变值，简称峰值应变；
- $\sigma_3^{注2}(kg/cm^2)$ ——相应于应变 $\epsilon_3 = 3\epsilon_1$ 的混凝土残余强度；
- σ_3/σ_1 ——残余强度比；
- $E(kg/cm^2)$ ——上升段曲线上 $\sigma = 0.4\sigma_1$ 时的割线弹性模量；
- $E'(kg/cm^2)$ ——下降段曲线的最大下降模量，取绝对值；
- $\epsilon'(10^{-6})$ ——试件的横向应变；
- $\nu = \epsilon'/\epsilon$ ——波桑比，按对应的应变累计值计算；

注1：测定混凝土棱柱强度(R_a)的标准试件，宽高比为 $1:3$ ，宽度一般为 $15cm$ ，加载速度为 $2.5kg/cm^2/sec$ ，总试验时间约 $(2\sim 4)$ 分钟。本试验的试件尺寸和加至最大应力的试验时间，都与之相近，所得 σ_1/R 的比值(表 2)与 R_a/R 的试验值一致。

注2：从试验中看到当应变达 $\epsilon_3 = 3\epsilon_1 = (4\sim 6)\times 10^{-3}$ 时，试件残余强度的变化已趋稳定(图 4, 5)，应变速度接近常值(图 4)。此时的残余强度(σ_3)较明显地反映不同试件的性能差异，具有一定典型性。

主要试验结果一览表

表 2

试件编号	立方强度 R(kg/cm ²)	最大应力 σ_1 (kg/cm ²)	峰值应变 ε_1 (10 ⁻⁶)	弹性模量 E (10 ⁵ × kg/cm ²)	下降段部分		应变速度 (10 ⁻⁶ /sec)		破坏面斜角 θ°	破坏形态
					最大下 降模量	反弯点位置 ε_1	σ_1/σ_1	$\dot{\varepsilon}$		
BI 1-3 4-6	375 ± 16	348 ± 12 361 ± 23	2764 ± 278 2854 ± 273	2,456 ± 0.054 2,405 ± 0.084	1.064 × 10 ⁵ 0.616 × 10 ⁵	— —	0.190 —	8.69 —	37.0 22.0	劈裂 劈裂
CI 1-3 4-6	242 ± 13	250 ± 10 258 ± 12	2014 ± 141 1989 ± 185	1,896 ± 0.034 1,920 ± 0.071	1.007 × 10 ⁵ 0.864 × 10 ⁵	1.149 1.130	0.240 0.150	12.85 9.00	89.0 37.0	劈裂 劈裂
DI 1-3 4-6	309 ± 10	295 ± 4 273 ± 9	1599 ± 1441 ± 189	3,256 ± 3,444 ± 0.097	0.914 × 10 ⁵ 0.856 × 10 ⁵	1.712 1.511	0.407 0.327	10.56 53.66	33.8 156.0	斜剪 斜剪
DIIa 1-3 4-6	350 ± 10	256 ± 7 263 ± 4	1758 ± 0 2073 ± 51	2,733 ± 0.199 2,727 ± 0.075	0.419 × 10 ⁵ 0.649 × 10 ⁵	1.250 1.177	0.375 0.260	8.64 8.36	38.3 52.3	斜剪 斜剪
DIIb 2-3 4-6	330 ± 10	234 ± 3 237 ± 14	1353 ± 90 1407 ± 61	3,501 ± 0.033 3,310 ± 0.141	0.557 × 10 ⁵ 0.747 × 10 ⁵	1.186 1.341	0.555 0.303	12.43 1.73	37.3 23.1	斜剪 斜剪
EI 1-3 4-6	357 ± 11	251 ± 23 257 ± 10	1515 ± 174 1626 ± 116	3,570 ± 0.161 3,501 ± 0.148	0.577 × 10 ⁵ 0.951 × 10 ⁵	1.271 1.652	0.560 0.335	9.21 7.27	21.9 16.4	斜剪 斜剪
FI 1-2 4-6	304 ± 24	272 ± 6 246 ± 7	1837 ± 15 2284 ± 182	3,067 ± 0.070 2,534 ± 0.105	0.787 × 10 ⁵ 0.536 × 10 ⁵	1.422 1.596	0.510 0.583	13.94 2.48	25.1 26.5	斜剪 斜剪
BII 2-3 4-6	334 ± 31	288 ± 10 310 ± 7	2091 ± 17 2443 ± 59	2,270 ± 0.010 2,454 ± 0.053	1.191 × 10 ⁵ 0.728 × 10 ⁵	1.157 —	0.340 —	12.50 18.15	56.0 765.0	劈裂 劈裂
DII 1-3 4-6	315 ± 27	230 ± 12 241 ± 11	1228 ± 103 1342 ± 25	3,002 ± 0.310 3,167 ± 0.081	0.667 × 10 ⁵ 0.691 × 10 ⁵	1.274 1.338	0.640 0.457	9.18 8.29	19.7 17.7	斜剪 斜剪
FII 1-3 4-6	296 ± 25	228 ± 9 231 ± 8	1615 ± 167 1623 ± 89	3,179 ± 0.225 2,982 ± 0.050	0.550 × 10 ⁵ 0.569 × 10 ⁵	1.373 1.729	0.625 0.585	9.97 9.32	18.3 16.7	斜剪 斜剪
BIII 1-3 4-6	404 ± 26	393 ± 11 383 ± 4	2520 ± 100 3029 ± 60	2,750 ± 0.261 2,402 ± 0.067	— 1.188 × 10 ⁵	— 1.201	0.190 —	7.44 2.21	1003.0 1826.0	劈裂 劈裂
DIII 1-3 4-6	512 ± 25	363 ± 15 377 ± 5	1614 ± 117 1511 ± 92	3,609 ± 0.311 3,751 ± 0.229	1.447 × 10 ⁵ 2.282 × 10 ⁵	1.281 1.204	0.293 —	11.75 8.08—19.13	69.7 32—174	劈裂 劈裂
FIII 1-3 4-6	480 ± 16	372 ± 12 373 ± 5	2026 ± 31 1856 ± 13	3,281 ± 0.014 3,199 ± 0.114	1.670 × 10 ⁵ 2.173 × 10 ⁵	1.259 1.418	0.225 0.253	10.95 6.96	39.0 47.7	劈裂 劈裂
SII 4-6 14-16	317 345	209 ± 21 280 ± 3	1450 ± 198 1590 ± 326	2,526 ± 0.175 2,803 ± 0.397	0.377 × 10 ⁵ 1.106 × 10 ⁵	1.349 1.412	0.677 0.493	1.26—42.8 1.25—36.0	3.27—81.3 5.04—51.4	斜剪 斜剪
WII 2-25	280	228 ± 4	1684 ± 12	2,557 ± 0.010	0.726 × 10 ⁵	1.365	0.600	5.74—38.1 114.83—58.5	2.58—1.54	斜剪
WII 1-3	264	195 ± 8	1170 ± 71	3,330 ± 0.189	0.406 × 10 ⁵	1.630	0.703	11.64—52.0 22.67—141.5	1.95—2.72	斜剪
HII 1-4	209	195 ± 20	1927 ± 100	2,203 ± 0.252	—	—	0.580	6.74 16.1	2.39	斜剪

注：试件(1-3)，高 30cm；(4-6)，高 40cm。试件 S, W, H 高 30cm。

$\nu' = \frac{d\varepsilon'}{d\varepsilon} = \frac{\Delta\varepsilon'}{\Delta\varepsilon}$ ——波桑比，按对应的应变增量计算；

$\dot{\varepsilon} (10^{-6}/\text{sec})$ ——从 $\varepsilon = 0$ 至 $\varepsilon_3 = 3\varepsilon_1$ 的试件实测平均应变速度；

$\dot{\varepsilon}_{\max} (10^{-6}/\text{sec})$ ——试件的最大瞬时应变速度；

θ° ——试件破坏斜面与荷载垂线的夹角。

各组试件的实测应力-应变全曲线，以相对应力 (σ/σ_1) 和相对应变 ($\varepsilon/\varepsilon_1$) 为座标，分别绘于图 5 的四个图中。图中曲线的对比，便于分析各项因素对全曲线（特别是下降段部分）形状的影响。

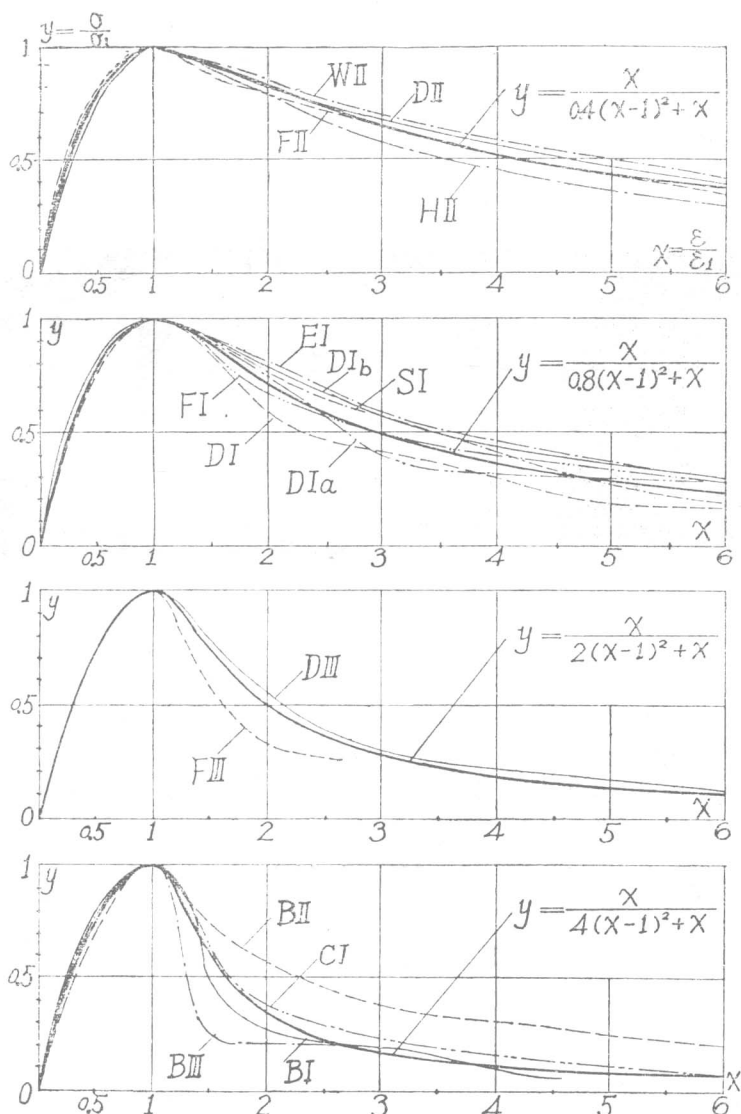


图 5 各组试件的应力-应变全曲线

试件的横向应变 (ε') 和波桑比 (ν) 的一般变化规律如图 4。试件达到峰值应变前，波桑比 ν 很小，往后则因纵向裂缝的开展，横向应变迅速增大而波桑比增大（图 6）。由于裂缝开展的变化较大，各试件在峰值应变后的波桑比 ν 比较离散。波桑比的几个特征值 $\nu' = 0.5$,

$\nu = 0.5$ 和 $\nu' = 1.0$ 时，相应的应力和应变值见图 7。

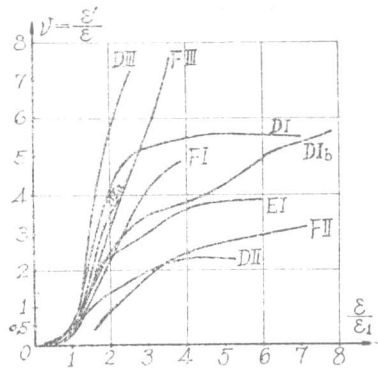


图 6 波桑比的变化

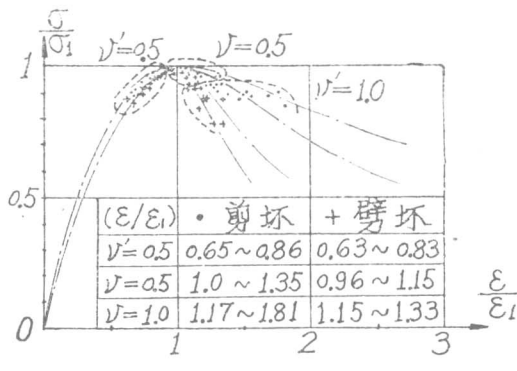
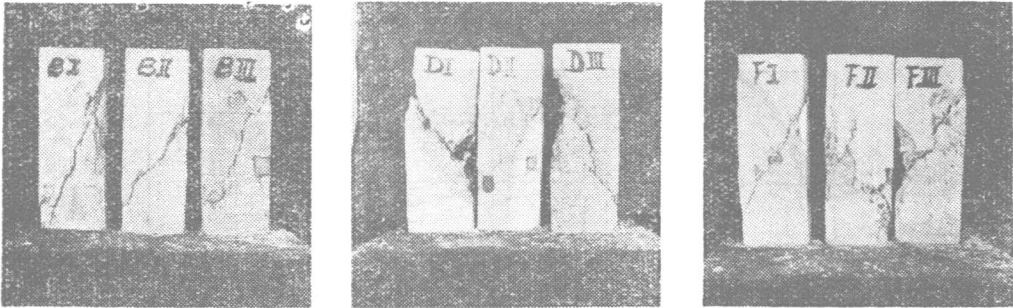
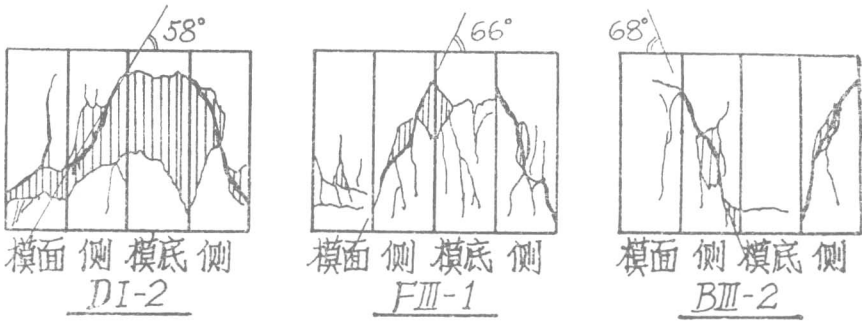


图 7 波桑比的几个特征值

试件破坏后的典型裂缝形状如图 8。



(a) 试件照片



(b) 裂缝展开图

图 8 试件破坏后的裂缝图

按上述方法进行的应力-应变全曲线试验，和国外的一些试验方法一样，都不能实现试件的等应变速度。文献[1]中分析了应变速度对混凝土强度和变形的影响，考虑到我国的现有试验装备和技术水平，提出了 $\dot{\epsilon}_{\max} / \dot{\epsilon} \leq 5$ 的条件作为判断试验结果有效性的标准。从本试验结果（表 2）看，除了部分砂浆试件（BⅢ）发生劈裂破坏，没有控制住应变速度的变化；试件 DⅠ_{4~6}，和 FⅠ_{4~6} 的试验应变速度较小，其应变速度变化幅度偏大以外，绝大部分试件都满足这个标准，因而试验结果是有效的，试验方法是成功的。

四、强度和变形性能的比较分析

混凝土的强度和变形性能受许多因素的影响,从本试验结果可作如下分析:

1. 混凝土强度(标号) 使用相同水泥、相同骨料配制的不同标号混凝土试件,如DⅢ和DⅠ, FⅢ和FⅠ对比(表2和图9), 强度(σ_1)提高(36~37)%, 峰值应变(ϵ_1)增加不足10%。上升段曲线形状相近, 下降段差别较大(图10)。下降段最大模量 E' 由 $(0.8 \sim 0.9) \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ 增加至 $(1.4 \sim 1.67) \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$, 而残余强度比(σ_3/σ_1)由 $(0.4 \sim 0.5)$ 降至 $(0.25 \sim 0.29)$ 。破坏面倾角 θ 由 $(58^\circ \sim 61^\circ)$ 提高至 $(65 \sim 69^\circ)$ 。说明高标号混凝土的性能较差, 不利于构件的延性。

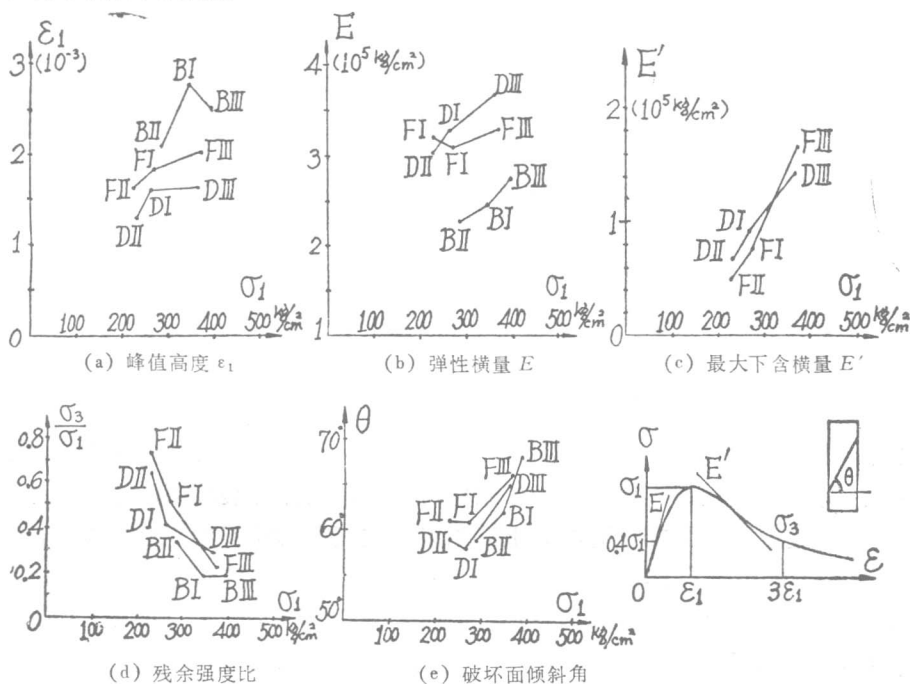


图9 几项性能指标的比较

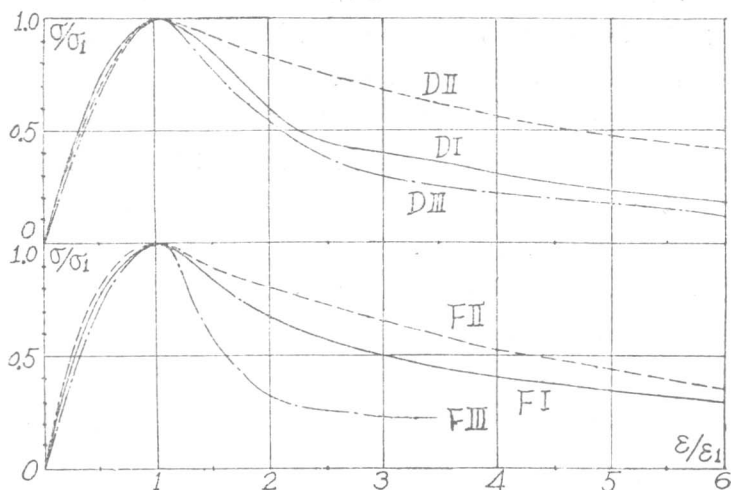


图10 不同强度混凝土的应力-应变全曲线

2. 水灰比和水泥用量 试件 $D II$ 和 $D I$, $F II$ 和 $F I$ 采用的水泥标号不同,为获得同等强度的混凝土而使用不同的水灰比和水泥用量(表 1)。二者强度相近,上升段曲线相一致(图10),且强度 σ_1 偏低者峰值应变 ε_1 偏小(表 2 和图 9)。但水泥用量较多的试件 $D II$ 和 $F II$ 的下降段曲线明显偏高,下降模量 E' 小而残余强度 (σ_3/σ_1) 大,有利于构件的延性。

3. 粗骨料的性质 从三方面进行比较:

(a) 骨料的矿物成分和形状——三种不同的粗骨料,依其本身的容重,强度和弹性模量值的大小排列为:辉绿岩碎石,石灰石碎石和卵石,陶粒。但对比试件 $F I$ 和 $D I$, $F II$ 和 $D II$, $F III$ 和 $D III$,试件强度 σ_1 相差不超过 3%,而峰值应变 ε_1 却因碎石(F)比卵石(D)的粘结力强而提高较多(图9a)。下降段曲线(图11)也说明碎石比卵石有利。

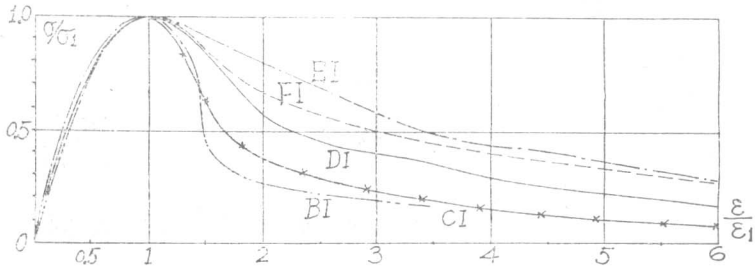


图11 不同骨料的混凝土的应力-应变全曲线

陶粒混凝土 CI 的强度并不低,但骨料本身变形大,因而试件的弹性模量(E)显著偏低,峰值应变 ε_1 大(表 2)。超过最大应力后,陶粒骨料破碎,试件劈裂破坏,下降段曲线明显偏低(图11),残余强度比普通混凝土低很多。这表明陶粒混凝土性质较脆,延性较差。

(b) 骨料含量—— BI , DIa 和 DI 等三组试件,粗骨料占总重量的比例分别为 0, 0.40 和 0.60。其中按正常比例掺加粗骨料的试件 DI ,其强度 (σ_1) 和峰值应变 (ε_1) 分别比砂浆试件 BI 的降低 20% 和 40%,而弹性模量增加 30% (表 2)。这可用试件内骨料变形小而得到解释。砂浆试件多为劈裂破坏,下降段较陡,残余强度很低;而混凝土试件则因骨料的阻滞作用加大了破裂面的摩擦力而残余强度较高,下降段曲线偏高(图11)。类似的试件 $D II-B II$ 和 $D III-B III$ 的对比结论相同(表 2)。

粗骨料含量较少的试件 DIa ,其变形性能介于 BI 和 DI 之间而接近后者(表 2)。实际工程中所用的混凝土配合比,粗骨料的含量变化不会太大,差别将更小。

(c) 粒径——试件 DIb 的骨料粒径为 4cm,比试件 DI (粒径 2cm) 的强度 σ_1 和峰值应变 ε_1 有所降低,弹性模量有所提高(表 2)。而骨料粒径较小的试件 $H II$ (1.2cm) 与试件 $D II$ (2.0cm) 相比恰好相反。这是由骨料和周围砂浆间的粘结力和骨料本身的变形所决定的。

4. 应变速度 各试件的应变速度在 $\dot{\varepsilon} = (1.2 \sim 53) \times 10^{-6}/\text{sec}$ 范围内,一个试件的总试验时间为 3 分钟至 2 小时,约相当于一般的结构和材性试验的加载速度。试件 $DIb 1 \sim 3$ 和 $4 \sim 6$, $F I 1 \sim 3$ 和 $4 \sim 6$, $D I 4 \sim 6$ 和 $1 \sim 3$, $D III 4 \sim 6$ 和 $1 \sim 3$ 对比(表 2),应变速度提高约 5 倍,试件强度 σ_1 的增加一般不超过 5%,弹性模量 E 约增大 6%,峰值应变 ε_1 减小稍多。

5. 试件高度 同组试件的两种高度 (30, 40cm),其试验结果无明显差异,见 $E I$ 、

D II、F II、F III等组的比较（表2）。

五 裂缝过程和破坏形态

试验过程中，试件在超过最大应力后缓慢地发生破坏，使我们得以从容地观察和记录混凝土的开裂、裂缝发展和破坏的过程。随试件的混凝土标号和骨料等的差别，可分为两种基本破坏形态：

1. 斜面剪切破坏（图12）——一般岩石骨料的混凝土（标号 $\leq 350^\#$ ）都属此类

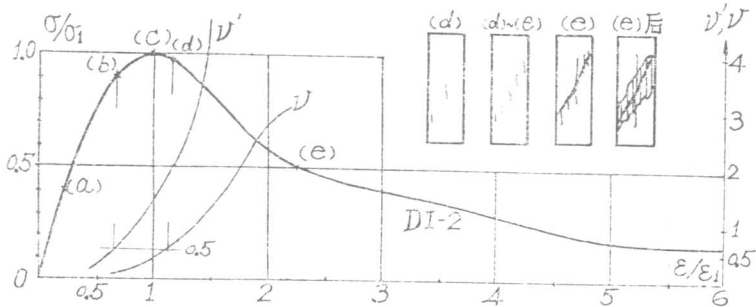


图12 斜面剪切破坏试件的应力-应变全曲线

应力-应变曲线的上升段，当混凝土应力低于最大应力（ σ_1 ）的一半时接近于直线。随着应力的增加，塑性变形加快发展，曲线的斜率渐减，至最大应力时曲线水平。

由量测的横向应变得知，波桑比 $\nu' = \frac{\Delta \epsilon'}{\Delta \epsilon} = 0.5$ 发生在上升段（曲线上的 b 点）。这意味着试件内部出现裂缝，但肉眼尚不可见。此时试件的应力为 $(0.88 \sim 0.98) \sigma_1$ ，应变为 $(0.65 \sim 0.86) \epsilon_1$ （图7）。

第一条可见裂缝出现在混凝土承载力下降以后（d 点），应变为 $(1.0 \sim 1.35) \epsilon_1$ ，约相当于波桑比 $\nu = \epsilon' / \epsilon = 0.5$ 。裂缝细而短，平行于受力方向，一般位于试件浇注位置的侧面。继续加大应变，试件上出现多条不连续的纵向短裂缝，横向应变加速发展，承载力的下降逐渐加快。裂缝的存在削弱了混凝土的抗剪作用，各纵向裂缝发展相连，开始形成斜向裂缝。斜裂缝进一步发展贯通整个截面（e 点），此斜面称为临界剪面。

再增大试件应变，临界剪面的破裂带在正应力和剪应力作用下不断发展加宽，而其他部位一般不再破裂。试件的荷载由剪面上的摩阻力和残存的粘结力相抗衡，承载力较为稳定地下降。当应变 $\epsilon_3 = 3\epsilon_1$ 时，残余强度 $\sigma_3 = (0.4 \sim 0.7) \sigma_1$ ； $\epsilon_6 = 6\epsilon_1$ 时， $\sigma_6 = (0.2 \sim 0.4) \sigma_1$ ；更大应变下，残余强度未完全消失。

破坏斜面与荷载垂线的夹角为 $\theta = 58^\circ \sim 64^\circ$ 。打开试件，可看到剪切破坏都发生在骨料的表面，以及砂浆的内部，岩石骨料本身极少破坏。

2. 纵向劈裂破坏（图13）——砂浆、高标号混凝土和陶粒混凝土属此类。

上升段曲线与上述相似。波桑比 $\nu' = 0.5$ （b 点）也发生在上升段（图7），相应的应力和应变值如下：

普通混凝土，砂浆	$(0.86 \sim 0.95) \sigma_1$,	$(0.63 \sim 0.83) \epsilon_1$;
陶粒混凝土	$(0.92 \sim 0.96) \sigma_1$,	$(0.80 \sim 0.87) \epsilon_1$ 。

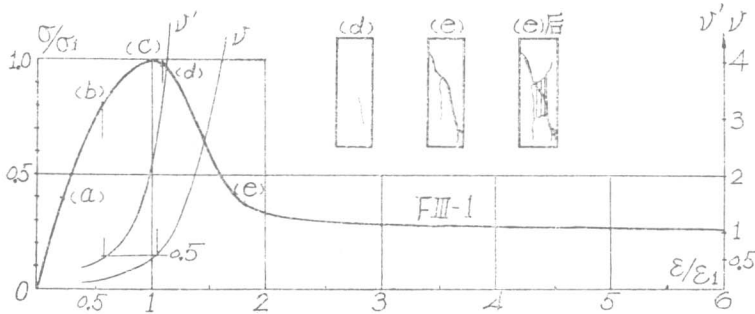


图13 纵向劈裂破坏试件的应力-应变全曲线

曲线进入下降段不久，约 $\varepsilon = (0.96 \sim 1.15) \varepsilon_1$ 时出现第一条可见裂缝 (d 点)，裂缝较长。加大试件应变，裂缝沿纵向延伸，承载力下降较快，有些试件还发出劈裂声响，但新裂缝却很少出现，当试件形成倾斜的贯通裂缝 (e 点) 时，承载力已下降多半。裂缝的断口整齐，与劈拉试件的断口相似。

砂浆和陶粒混凝土试件，贯通斜裂缝的形成过程短暂，应力—应变下降段曲线很陡。普通混凝土试件的斜裂缝由形成到贯通，发展较为缓慢，有些试件的裂缝过程与斜面剪切破坏类似。

贯通斜裂缝形成后，试件靠肢体和缝间摩擦力支持，时而出现纵向或略斜的分枝裂缝，承载力又趋稳定下降。残余强度 $\sigma_3 = (0.2 \sim 0.4) \sigma_1$ ， $\sigma_6 = (0.15 \sim 0.25) \sigma_1$ 。最后在劈裂裂缝的附近也出现挤压和摩擦的破坏现象。

破坏面与荷载垂线的夹角为 $\theta = 66^\circ \sim 69^\circ$ 。混凝土的劈裂裂缝也都沿骨料表面和砂浆内部发生，但陶粒混凝土试件的破坏面上有许多陶粒骨料被剪断劈开。

这两类破坏形态的裂缝发展过程不同，导致下降段曲线变化规律的差异。有些试件的破坏过程处于这二者之间 (图14)。如 DⅢ-3 等试件进入下降段后产生几次较大的局部劈裂，但未形成通缝，曲线上相应地形成几个台阶，最后还是沿斜面剪切破坏；试件 DⅡ-6 进入下降段后逐渐形成斜剪面，曲线偏高，后来突然劈裂而曲线迅速下跌。

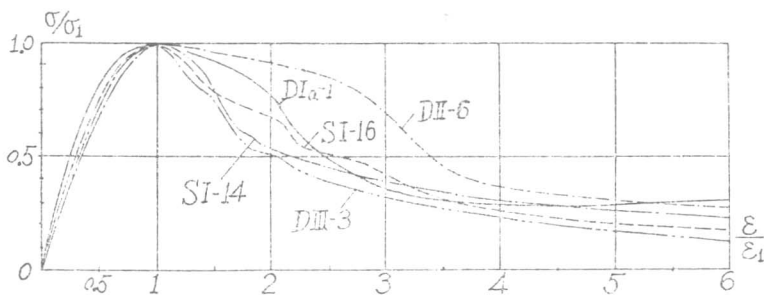


图14 多种形式的应力-应变全曲线

混凝土的应力—应变全曲线，特别是下降段部分，与试件的裂缝发展过程关系密切。试件的局部缺陷，如内部的初始微裂缝和气孔，粗骨料的排列和表面粘着状况等随机因素都影响裂缝发展过程，因而同组试件的下降段曲线具有一定的离散性。

试件的主要破坏斜面一般都发生在试件浇注位置的侧面 (图8)。因为试件水平制作，