

4

34-42

# 钢筋混凝土柱在等幅对称位移 循环加载下的低周疲劳性能

刘柏权 徐云中 白绍良

(西北建筑工程学院) (重庆建筑大学)

TU 375.3

**摘 要** 在地震作用下,延性钢筋混凝土结构控制部位的破坏可以看作是屈服后大小不等的正反向位移幅值所引起的累积损伤的综合后果。本文通过八根1/2比例的钢筋混凝土柱在不同位移幅值下的等幅低周疲劳试验,探索了在不同位移幅值下累积损伤的发展规律以及低周疲劳寿命与对称位移幅值之间的关系,并希望以此为参考系,建立更为合理的结构抗震破坏准则。

**关键词** 钢筋混凝土柱, 低周疲劳性能, 寿命曲线

**中图分类号** TU375.3

位移, 循环加载, 疲劳性能

## 引 言

抗震结构构件设计中的“破坏准则”相当于静力截面设计中的“极限状态”。如果说在承受以静力荷载为主的结构构件中,可以以构件控制部位是否达到某个特定状态(即极限状态)作为其破坏准则,则在地震作用下,结构构件控制部位的破坏准则就不仅仅取决于在动力反应过程中该部位达到的某个最不利的“状态”,而且还要取决于整个位移时程。这是因为对于钢筋混凝土这种在屈服后位移的反复作用下具有损伤累积特点的结构,或者说对损伤累积较为敏感的结构,位移时程中每个超过屈服的位移值都将使控制部位的损伤有所增加。当这种损伤累积到了一定程度后,该控制部位就将发生破坏或压溃(这里我们用“破坏”表示构件明显丧失对水平荷载的承载力,而不丧失对竖向荷载的承载力;而“压溃”则表示构件既丧失对水平荷载的承载力,也丧失对竖向荷载的承载力)。

通过大量结构非线性动力反应分析,国际地震工程界近年来已经比较一致地认识到,尽管在各种场地条件下各次地震记录到的地面运动千变万化,但结构反应大致都可以归纳为“首次超越”型和大幅值位移“多次重复”型两大类。“首次超越”型的特点是除一次单向或一次正、反向位移幅值特别大以外,其余位移幅值不论是围绕初始位置的还是向一侧偏离初始位置的,其相对幅值一般均未明显超过屈服位移。而“多次重复”型则是指在整个地震反应过程中,超过屈服位移的较大正反位移幅值或偏向一侧的振幅较大的位移幅值多次出现。我国《建筑抗震设计规范》GBJ11—89中采用的三水准设防、两阶段设计的方法虽然具有公认的先进性,但从抗震破坏准则的角度来看,则还只是一种在保证必要的承载力前提下的位移控制准则。它

收稿日期:1996-01-19

刘柏权 男,1956年生,副教授,西北建筑工程学院建工系(710062)

本文研究工作得到建设部科技司的专项资助

对出现“首次超越”型地震反应的结构,或者对于虽然出现“多次重复”型地震反应,但损伤累积现象不明显的结构,应该说是一种可以接受的设计控制方法。但对于出现“多次重复”型地震反应,而对损伤累积又比较敏感的结构,例如钢筋混凝土结构,由于它未能反映累积损伤的影响,因此不能认为是一种合格的破坏准则。故有必要在对结构构件控制部位损伤累积规律获得较全面认识的基础上,对抗震结构的破坏准则进行修订,使其也能够反映具有损伤累积特点结构的破坏规律。

正如本文作者在文献[1]中已经指出的,近年来国际地震工程界提出的最有代表性的考虑结构累积损伤特点的破坏准则是 A. H—S. Ang(洪华生)<sup>[2]</sup>等人提出的包含位移和能量两个参数的双参数准则。我国学者近年来对这一准则又提出了若干修正方案<sup>[3]</sup>,即所谓的各种修正双参数准则,但通过本文作者对比试验的初步验证,不论原始双参数准则还是修正双参数准则,似乎都不能正确表达结构在累积损伤基础上的破坏规律。而且该准则中的能量项涉及结构在地震过程中的能量输入以及结构中的能量分配和分布,要达到在工程设计中可操作的地步还有相当的工作要做。为此,本文作者认为应该设法另外寻求更为合理和可操作性强的破坏准则方案。

从以往的拟动力试验和低周交变加载试验中已经觉察到,延性钢筋混凝土结构构件在屈服后的往复变形过程中,其累积损伤的发育速度,或者说在某个等幅对称位移循环下累积损伤发展到导致构件破坏所需的循环次数,也就是屈服后的“疲劳寿命”,与位移幅值大小有极密切的关系。因此,可以设想通过对钢筋混凝土柱进行不同屈服后位移幅值下的低周疲劳试验,获得屈服后位移与疲劳寿命之间的关系,即屈服后位移与累积损伤发育速度之间的关系。再在此基础上通过等幅不对称位移循环加载试验和变幅对称位移循环加载试验,进一步寻求在正反位移幅值不同和前后位移幅值不同的这类常见结构动力反应过程中,位移与累积损伤发育速度之间的关系。从而可望得出一种能够反映在大小不等且无序排列的交替位移过程中对应于每个位移峰值的损伤增量表达式。根据这一表达式即可进一步判断在某个已知的动力反应过程中,结构薄弱部位的累积损伤是否已能导致该部位的破坏。

在上述思路指导下,本文作者用材料强度等级、尺寸、配筋完全相同的矩形截面钢筋混凝土柱分别完成了两个轴压比不同的等幅对称位移循环加载试验系列(其中一个系列取用中偏低的试验轴压比 0.20,另一个系列取用中等偏高的试验轴压比 0.353)、一个等幅不对称位移循环加载试验系列(试验轴压比为 0.20)以及几个变幅对称位移循环加载试件的试验,从中得出了有关钢筋混凝土柱累积损伤发育规律及其在屈服后位移下疲劳寿命的初步结果。在本文中将首先介绍中等偏低轴压比下等幅对称位移循环加载系列的试验结果,其余试验结果将另文介绍。

## 1 试验概况

试件模拟一钢筋混凝土框架的薄弱层柱,几何相似比约为 1/2。各试件的尺寸及配筋相同,与加载情况一起详见图 1。试件两端铰支,循环加载的水平力施加于柱高中点,故柱中点可视为底层柱下部嵌固端,试验柱长相当于反弯点到基础顶面高度的两倍。由 MTS 电液伺服试验系统的两台作动器分别对柱施加轴向压力和交变水平力,其中轴压力在整个试验过程中始终保持恒定。试件中部加粗段上下箍筋加密区的配箍符合《混凝土结构设计规范》GBJ10—89

对柱端箍筋加密区的构造要求,且能保证柱不发生沿斜截面的剪切破坏。

八根对称位移循环加载的钢筋混凝土柱和一根作为对比基点的一次单调加载钢筋混凝土柱的主要参数及试验结果见表 1。这里所说的“对称位移”是指正、负水平位移的延性系数相同。因此,在试验中首先要根据钢筋上应变片的实测值,以受拉一侧钢筋达到屈服应变为准来确定正、反两个方向的屈服位移,通常这两个位移的绝对值并不完全相同,再根据规定的延性系数(即屈服位移的倍数)算得正、反两个方向应达到的位移值,然后按该位移值进行多次循环加载。电液伺服式试验系统将自动保证每次循环准确重复达到规定的位移值。

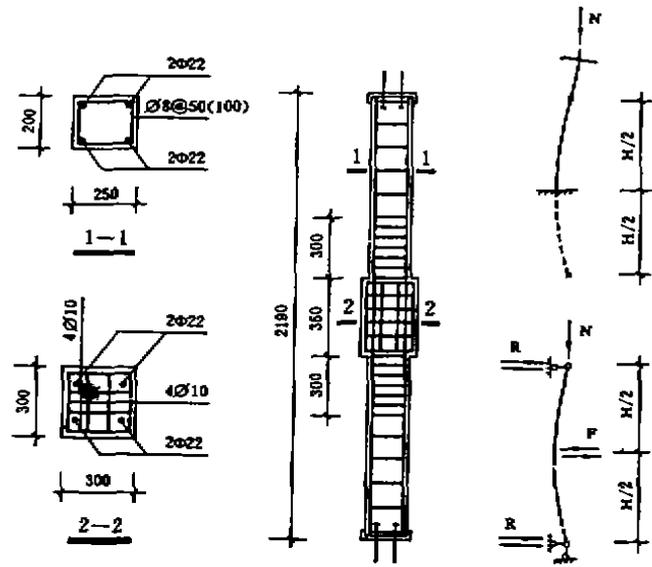


图 1 试验柱尺寸配筋及加载系统

表 1 试件主要参数及试验结果

试件编号	$f_{c,13d}$ N/mm <sup>2</sup>	$f_c$ N/mm <sup>2</sup>	$N$ kN	$\mu_a$	$\Delta_y(+)$ mm	$\Delta_y(-)$ mm	$\Delta_{u,+}$ mm	$\Delta_{u,-}$ mm	$n_f$
CF-5	37.7	28.65	286.5	$\pm 1.0,$ $\pm 2.0$	14.0	-14.0	14.0→ 28.0	-14.0→ -28.0	1000 + 136
CF-14	42.0	31.92	319.7	$\pm 1.0,$ $\pm 2.0$	12.5	-12.5	12.5→ 25.0	-12.5→ -25.0	7000 + 104
CF-7	36.6	27.82	278.2	$\pm 1.5$	13.9	-14.2	20.9	-21.3	1048
CF-1	33.3	25.31	254.0	$\pm 2.0$	15.5	-13.5	31.0	-27.0	268
CF-20	44.9	34.12	341.3	$\pm 2.25$	11.5	-12.5	25.9	-28.1	135
CF-6	38.4	29.18	292.0	$\pm 2.5$	13.6	-14.0	34.0	-35.0	13
CF-2	35.8	27.21	272.0	$\pm 3.0$	13.0	-15.0	39.0	-45.0	7.5
CF-4	39.0	29.64	296.4	$\pm 4.0$	14.35	-14.35	57.4	-57.4	2
CF-3 (单调加载)	30.6	23.26	233.0		12.6		128.2 (77.0)		0.25

注:①取  $f_c = 0.76 f_{c,13d}$ ; ②  $\mu_a(+)=\Delta_{u,+}/\Delta_y(+)$ ;  $\mu_a(-)=\Delta_{u,-}/\Delta_y(-)$ ; ③  $N$  为柱恒定轴压力,  $n_f$  为疲劳破坏时的循环次数; 试件 CF-5 和 CF-14 的  $n_f$  一栏中的两个数字分别为  $\mu_a = 1.0$  时的循环次数和随后改为  $\mu_a = 2.0$  时的循环次数; ④ 试件 CF-3 一栏中括号内数字为水平力最大时的位移值; ⑤ 试件 CF-1CF-2、CF-3、CF-4、CF-5、CF-6、CF-7 的纵筋屈服强度为 411.5 N/mm<sup>2</sup>, 极限抗拉强度为 577.2 N/mm<sup>2</sup>; 试件 CF-14、CF-20 的纵筋屈服强度为 374.9 N/mm<sup>2</sup>, 极限抗拉强度为 560.1 N/mm<sup>2</sup>。

## 2 等幅对称位移循环下柱的累积损伤特征

试验柱在等幅对称位移循环下的损伤累积特征随位移幅值大小而不尽相同,大体上可以分为以下三种类型。

### 2.1 中等位移幅值试件的损伤累积特征

属这种类型的试件有 CF-1( $\mu_{\Delta} = \pm 2.0$ )、CF-20( $\mu_{\Delta} = \pm 2.25$ )和 CF-6( $\mu_{\Delta} = \pm 2.5$ )。由于试件正、反两个方向的位移均已明显大于受拉钢筋屈服时的位移值,故每侧钢筋都将在拉应变明显超过屈服和压应变接近或超过屈服之间循环受力。每侧的混凝土则在受压到距极限压应变尚有一定距离和受拉到较严重开裂之间循环受力。在柱中部加粗段上下曲率较大的区域内,除出现几条正截面裂缝,且两侧的裂缝常相互贯通之外,还形成几条斜裂缝。但与正截面裂缝相比,斜裂缝宽度远未充分发展。这类试件的损伤累积过程可分为以下三个阶段。

#### 2.1.1 第一阶段——初期损伤迅速发展阶段

在最初的若干次位移循环中,损伤主要表现在纵筋受拉超过屈服和受压接近屈服之间交替变形,它与周围混凝土之间的粘结逐步退化,这导致粘结劈裂裂缝从弯矩最大截面的主裂缝处沿纵筋向构件两端方向发展。粘结劈裂裂缝以外的保护层混凝土因为未受任何约束,故在压应变达到一定量级时,就在劈裂裂缝已形成的高度内首先是小范围局部剥落(高度15~20mm)。随着粘结劈裂裂缝的进一步发展,逐渐有成片的保护层混凝土剥裂、外掀(高度80~120mm),再经若干次循环,试件弯矩最大区段与水平力垂直的两面的混凝土保护层在剥裂高度内全部脱落,这时第一阶段结束。

在这一阶段内,由于沿纵筋粘结劈裂裂缝的发育以及由此而导致的保护层逐步剥裂和脱落,使得受压混凝土的有效工作面积逐步减小,与此同时,混凝土在一拉一压的循环中其累积塑性变形逐步增大,加之纵筋的包兴格效应(拉、压应力较高时变形模量逐步下降),从而导致柱的抗弯刚度逐步退化,这使得试件在每次达到规定的正、负位移时,所对应的水平荷载逐步降低(参见图2与图3)。因此,可以认为,水平承载力的“退化”是柱累积损伤的一种直观表象。

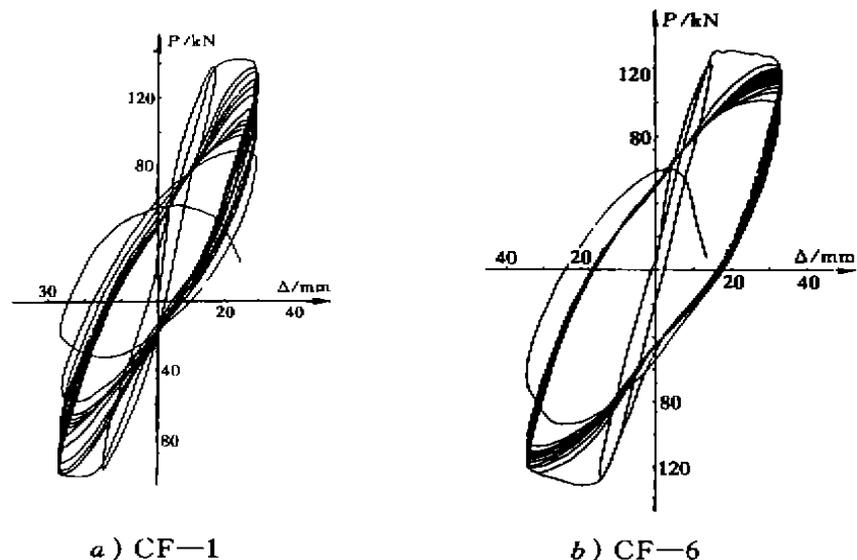


图2 中等位移幅值试件 CF-1( $\mu_{\Delta} = \pm 2.0$ )和 CF-6( $\mu_{\Delta} = \pm 2.5$ )的水平力—柱中点水平位移滞回曲线

这一阶段的循环次数不多,一般约占总循环次数的 10~15%。

### 2.1.2 第二阶段——相持阶段

在与水平力垂直的试件两表面损伤区混凝土保护层剥落后,核心区混凝土在箍筋及纵筋约束下,其累积损伤的发育速度明显减慢,故本阶段的循环次数占去总循环次数的绝大部分。从图 2 和图 3 中也可以看出,这一阶段的累积损伤仍随循环次数而发展,但发展速度明显变慢。累积损伤的原因可能有以下三个方面。

最主要的仍然是混凝土的拉、压交替受力导致混凝土内部的微裂缝缓慢发展,从而使混凝土的受压变形模量缓慢下降。这后一个现象与混凝土在较低应力下的高周疲劳试验中所观察到的现象是类似的。

其次,由于在柱内弯矩与剪力同时存在,每次当混凝土受拉开裂后(正截面裂缝),剪力都将使裂缝两侧混凝土产生剪切错位。在裂缝重新受压闭合时,错位虽能在很大程度上得到恢复,但裂缝两侧混凝土凹凸不平的表面的完全重新啮合已不可能。因此,裂缝每次重新闭合都会使两侧混凝土凸起部位因局部压迫而破碎,而且局部受压引起的附加应力状态还将在裂缝两侧混凝土中引发新的微裂缝。

此外,纵筋与混凝土之间的粘结破坏以及纵筋上肋纹对混凝土的局部压迫,使得紧靠纵筋的混凝土的局部破碎也在逐步发展,这导致纵筋与核心混凝土逐步脱开,从而削弱了纵筋对核心混凝土的约束作用

应该承认,在这类位移控制值尚不太大的试件中,斜裂缝虽已出现,但尚未充分发育,因此受压混凝土被斜裂缝分割的现象尚不很突出,与位移更大的试件相比,这类试件由裂缝导致的累积损伤主要来自正截面裂缝的界面。而且与位移更小,因而正截面斜裂缝开展宽度更小的试件相比,或与不对称位移循环加载试件中一侧受拉裂缝开展宽度更小的情况相比,可以明显看出,正截面裂缝开展宽度越大,由于界面不能完全啮合而造成的损伤看来就会发育的更快、更严重些。

### 2.1.3 第三阶段——破坏阶段

正是由于这类试件正、负位移值尚不很大,试件核心区混凝土边缘达到的压应变离导致混凝土受压破坏的极限压应变尚有一段距离,故必须多次重复规定的位移循环,直到在这个过程中受压区混凝土的累积损伤已足以导致混凝土受压破坏为止。当受压区混凝土的内部损伤累积到这种程度时,试件即进入破坏阶段。通常破坏阶段延续的循环次数很少,少则二、三个,多则四、五个循环。破坏过程开始后,内部微裂缝的发育已使受压混凝土出现肉眼可见的破碎。在与水平力垂直的试件两个表面,已有小块混凝土在箍筋之间向外掉落。与此同时,在与水平加载方向平行的试件两个表面上,从加粗段外缘向上或向下在受压混凝土中也出现了竖向劈裂裂缝,而且该裂缝一出现宽度就发展相当迅速。随着该裂缝的迅速加宽和受压区混凝土侧向膨胀的加剧,受压区箍筋之间的纵筋被向外推而局部失稳,随之受压区混凝土迅速压溃。由

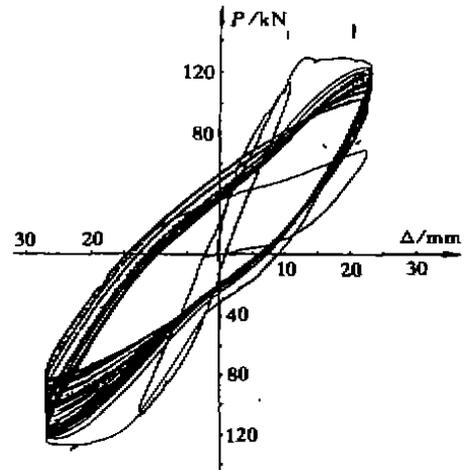


图 3 中等位移幅值试件 CF-20( $\mu_k = \pm 2.25$ ) 的水平力—柱中点水平位移滞回曲线

于柱上作用有恒定轴力,故在受压区混凝土崩溃后,压力转向“受拉”区混凝土并使之转为受压。它的受压侧向膨胀也将“受拉”钢筋(实际已受压)外推并使之受压局部失稳,“受拉”区混凝土也被随之迅速压溃。

试件的受压纵筋和“受拉”纵筋最后均在破坏区箍筋之间局部失稳、外凸,核心区混凝土全部压溃、破散,上部柱下坐。这一破坏过程和最终破坏现象与历次强烈地震中所观察到的柱端破坏现象是完全一致的。在文献[4]中曾结合恒定轴力下钢筋混凝土柱的低周交变加载试验结果对这一破坏过程作过详细描述。

## 2.2 大位移幅值试件的损伤累积特征

属于这一类型的有试件 CF-2( $\mu_{\Delta} = \pm 3.0$ )和 CF-4( $\mu_{\Delta} = \pm 4.0$ )。

由于位移幅值更大,在达到规定的正、反最大位移幅值时,截面受压区边缘的混凝土压应变已更加接近压碎时的极限压应变。因此,在累积损伤的第一阶段,要达到两测保护层混凝土的脱落,所需的循环次数就将比中等位移试件更少。同样,在第二阶段,要使核心混凝土受压区进入破坏阶段,所需的循环次数也比中等位移试件少。从图 4 中可以看出,当试件的位移幅值

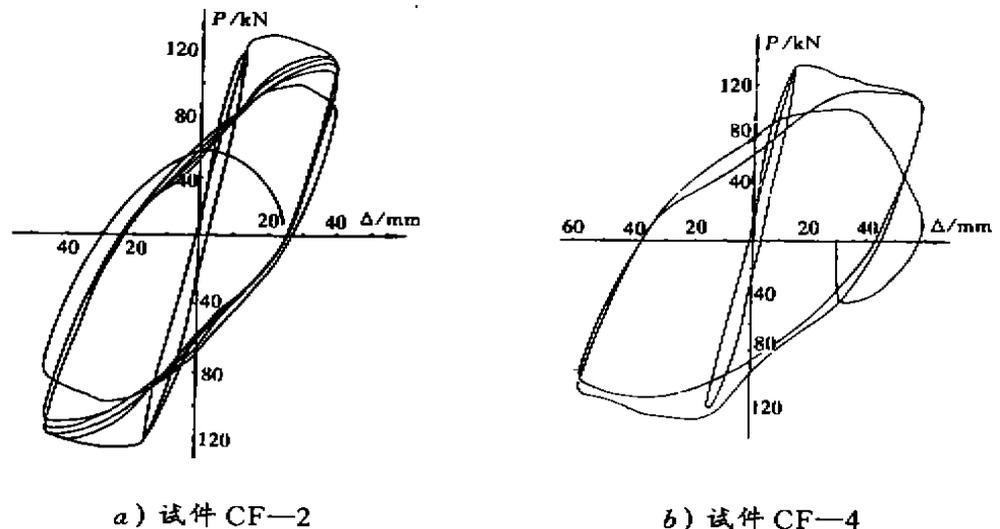


图 4 大位移幅值试件 CF-2 ( $\mu_{\Delta} = \pm 3.0$ ) 和 CF-4 ( $\mu_{\Delta} = \pm 4.0$ ) 的水平力—柱中点水平位移滞回曲线

不是特别大时,例如  $\mu_{\Delta} = \pm 3.0$  的试件 CF-2,尚可以区分出与中等位移试件类似的累积损伤的三个阶段,但其中第二阶段的循环次数随位移幅值的增大已迅速减少。对于  $\mu_{\Delta} = \pm 4.0$  的试件 CF-4,第二阶段已完全消失。

大位移幅值试件与中等位移幅值试件的另一个区别是,前者破坏区段斜裂缝发育较为充分,正截面裂缝与斜裂缝宽度的差距减小,因此,破坏区段受压区混凝土不仅被反方向受力时的正截面裂缝分割,而且还被斜裂缝进一步分割,从而形成若干个菱形块体。其中典型菱形块体分别受有图 5a 和 5b 所示的两种外力的作用。一方面如图 5a 所示,块体在柱正、反方向变形时将分别处于沿两个正交斜向作用的斜压杆压力的作用之下,同时,在柱正、反向受力时均处于受拉状态的箍筋也通过粘结将一部分拉力传入块体,而使块体在水平向受拉。与此同时,如图 5b 所示,当箍筋受拉超过屈服因而在反向受力初期斜裂缝不能完全闭合时,块体将处在

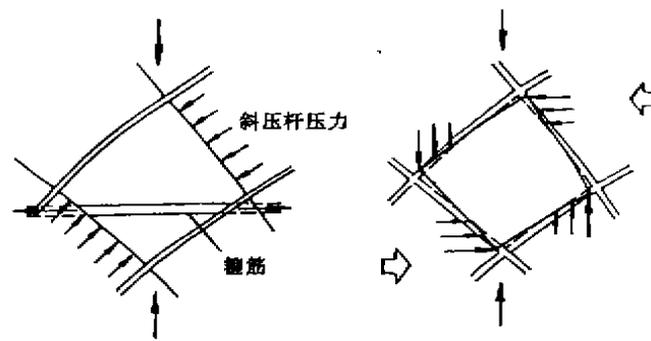


图 5 大位移幅值试件破坏区段混凝土块体的受力特征

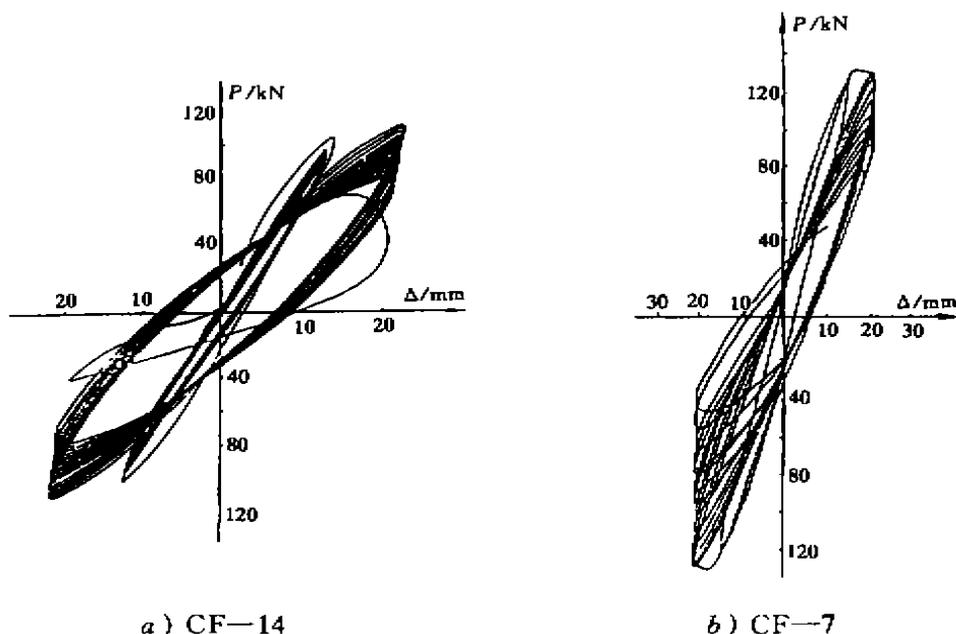
四周有一定宽度裂缝的条件下。这时,它将由于剪切作用而发生转动,其四周将抵住相邻块体,从而受四角局部压力作用。图 5a 和 5b 所示的这两种受力状态,将导致块体的进一步破碎。因此,这种受力特点也将成为推动受压混凝土损伤发展的原因之一。

大位移幅值试件最后的压溃过程及现象与中等位移幅值试件类似。

### 2.3 小位移幅值试件的损伤累积特征

属于这一类型的有试件 CF-5、CF-14(这两个试件都是先按  $\mu_{\Delta} = \pm 1.0$  进行位移循环,因循环次数过多仍不破坏,故不得已而改为按  $\mu_{\Delta} = \pm 2.0$  继续循环直到破坏)和试件 CF-7 ( $\mu_{\Delta} = \pm 1.5$ )。

由于位移幅值小,因此除去几条正截面裂缝外,在试件破坏区无斜裂缝形成。在  $\mu_{\Delta} = 1.0$  的试件中,正、反向受力时的受拉钢筋都只是在第一个循环中分别达到屈服应变,而在随后的



a) CF-14

b) CF-7

图 6 小位移幅值试件 CF-14 ( $\mu_{\Delta} = \pm 1.0, \pm 2.0$ ) 和 CF-7 ( $\mu_{\Delta} = \pm 1.5$ ) 的水平力—柱中点水平位移滞回曲线。位移循环中试件刚度逐步稍有退化,因此当试件再次达到规定位移时,受拉钢筋已达不到屈服

应变,而且所达到的应变值随循环次数而缓慢下降。也就是说,在 $\mu_{\Delta} = \pm 1.0$ 的几千次位移循环中,钢筋不论受拉或受压,均未超出弹性范围。正因为钢筋的拉、压应变均较小,故在多次位移循环后钢筋与混凝土之间尚无明显粘结破坏迹象,也没有沿纵筋的粘结劈裂裂缝产生,混凝土保护层自然也不会剥落。因此钢筋和混凝土除去拉压受力交替(每侧正截面裂缝交替开闭)之外几乎没有任何肉眼可见的损伤迹象,这也就是小位移试件,特别是 $\mu_{\Delta} = \pm 1.0$ 的试件,经历数千次循环而不破坏的主要原因。从实测结果看,试件CF-5和CF-14在前50周中水平力只有少许下降,在随后分别循环到1000周和7000周时,其滞回环形状与50周时仍没有显著差异,这期间的水平力的退化增量只相当于前5周的退化量。这表明到上述循环周数时,损伤累积的发展仍然是收敛的。

试件CF-5和CF-14均因在 $\mu_{\Delta} = \pm 1.0$ 下循环次数过多仍未破坏,而改为在 $\mu_{\Delta} = \pm 2.0$ 下继续分别循环136周和104周方才破坏的。 $\mu_{\Delta} = \pm 1.5$ 的试件CF-7则是在循环了1048周后最终破坏的,试件CF-5、CF-14改为 $\mu_{\Delta} = \pm 2.0$ 后以及试件CF-7的最终破坏特征均与中等位移幅值试件类似。

根据以上试验结果可以认为 $\mu_{\Delta} = \pm 1.0$ 是不发生低周疲劳破坏的安全界限。这意味着,对于 $\mu_{\Delta} < 1.0$ 的地震反应位移幅值,均可不考虑其对累积损伤的贡献。事实上,在实际工程中,这个界限值或许还可以取得更大些,因为通常在一次主震—余震过程中,结构的位移循环最多也不过百余次,而其中较大的位移幅值出现的次数就更少。

### 3 低周疲劳寿命与对称位移幅值之间的关系

从表1给出的对称位移幅值不同的八个试验轴压比均为0.20的钢筋混凝土柱的低周疲劳试验结果中可以看出,随着对称位移幅值的增大,试件达到破坏的循环周数,即钢筋混凝土柱屈服后的疲劳寿命随之迅速减少,二者之间存在着一种确定的规律。我们借用金属疲劳理论中寿命曲线的思路来描述这一规律。若取对称位移循环的延性系数 $\mu_{\Delta}$ 为纵坐标,取循环周数或屈服后的低周疲劳寿命 $n_f$ 为横坐标,并取用双对数坐标,则可得图7所示的结果。从中可以拟合出 $\mu_{\Delta} - n_f$ 之间的关系为

$$\mu_{\Delta} n_f^{0.162} = 4.6 \quad (1)$$

也可改写为

$$n_f \mu_{\Delta}^{6.16} = 1.2 \times 10^4 \quad (2)$$

考虑到钢筋混凝土材料和构件性能固有的离散性,在疲劳寿命规律上能取得图7所示的

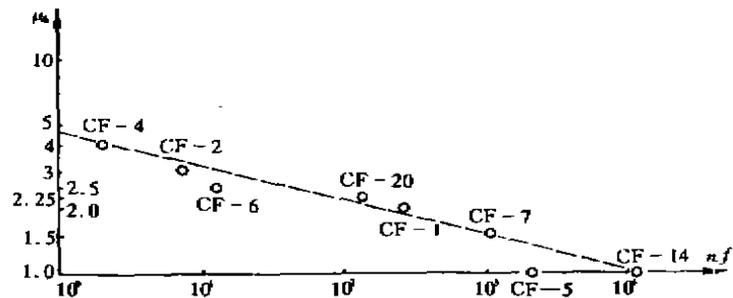


图7 对称位移幅值 $\mu_{\Delta}$ 与低周疲劳寿命 $n_f$ 关系的实测值及拟合曲线

在双对数坐标中符合线性关系的  $\mu_{\Delta} - n_f$  表达式,应该说还是令人满意的。

还需要说明的是,由于试件 CF-5 和 CF-14 先按  $\mu_{\Delta} = \pm 1.0$  循环,后按  $\mu_{\Delta} = \pm 2.0$  循环,为了近似求得其在  $\mu_{\Delta} = \pm 1.0$  时的疲劳寿命,可在假定损伤增长与循环次数成正比的基础上,通过  $\mu_{\Delta} = \pm 2.0$  的试件 CF-1 的疲劳寿命进行折算,于是得试件 CF-5 折算为  $\mu_{\Delta} = \pm 1.0$  的疲劳寿命为

$$n_{f5} = 1000 / \left( 1 - \frac{136}{268} \right) = 2028$$

试件 CF-14 折算为  $\mu_{\Delta} = \pm 1.0$  的疲劳寿命为

$$n_{f14} = 7000 / \left( 1 - \frac{104}{268} \right) = 11438$$

以上二式分母中括号内第二项分子数字为该试件  $\mu_{\Delta} = \pm 2.0$  的循环次数,分母数字则为按  $\mu_{\Delta} = \pm 2.0$  循环的试件 CF-1 的疲劳寿命,详见表 1。

### 参 考 文 献

- 1 刘柏权,白绍良,赖明. 抗震结构的破坏准则评述及探讨. 重庆建筑工程学院学报, 1993, 15(4)
- 2 Park, Y. J. and Ang A. H-S. A Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete. Journal of Structural Engineering ASCE, Vol. 111, Apr., 1985
- 3 陈永祁,龚思礼. 结构在地震动时延性和累积塑性耗能的双重破坏准则. 建筑结构学报, 1986, (1)
- 4 黄行松. 钢筋混凝土柱在低周反复及子结构拟动力试验下的性能研究. 重庆建筑工程学院硕士论文, 1993年6月

(编辑:陈蓉)

## Low - cyclic Fatigue Behavior of Reinforced Concrete Column Subjected to Symmetric Displacement Cycling

*Liu Boquan Xu Yunzhong*

(Northwest Institute of Architecture and Engineering)

*Bai Shaoliang*

(Chongqing Jianzhu University)

**Abstract** Under seismic action, the damage of critical regions in ductile reinforced concrete structures can be regarded as combined results of cumulative damage caused by positive/ negative displacements with different displacement levels after yielding. On the basis of symmetric low - cyclic fatigue experiments on eight half - scale RC columns under different displacement levels, the development of cumulative damage and relationships between low - cyclic fatigue life and symmetric displacement amplitude are investigated. It is hoped that on this ground, more rational damage criteria for RC structures can be put forward.

**Keywords** reinforced concrete, columns, low cyclic - fatigue behavior, life curve