

# 钢筋混凝土框架顶层角节点 在负弯矩作用下的静力性能研究

白绍良 罗元辉

(重庆建筑工程学院)

周起敬 张祖涛

(北京有色冶金设计研究总院)

**摘要** 本文以混凝土强度、纵向受拉钢筋配筋率以及纵向受拉钢筋在节点内的弯弧半径为主要变量,通过15个足尺梁柱组合件对非震区钢筋混凝土框架中通常只受负弯矩作用的顶层角节点的静力性能进行了试验研究,并对节点的受力性能进行了二维非线性有限元模拟分析,从中了解了这类节点在不同阶段的受力特点以及可能发生的损坏或破坏形态。最后根据试验及分析结果给出了根据受拉钢筋配筋率确定节点内受拉钢筋弯弧半径的公式以及相应的设计建议。

**关键词** 钢筋混凝土, 框架, 角节点

## 引言

非地震区钢筋混凝土框架的顶层角节点通常承受由竖向荷载及水平风荷载引起的内力。若以弯矩为主要判别量,则在一般工业与民用建筑框架的角节点处,由竖向荷载引起的负弯矩通常相对较大,而由左右风荷载引起的正、负弯矩则相对较小,故不论竖向荷载引起的负弯矩与风荷载引起的负弯矩抑或正弯矩相叠加,最终在角节点处作用的仍然是负弯矩。因此,对一般非震区框架角节点受力性能的研究应集中在它承受负弯矩的受力特点上。

国外对承受负弯矩的角节点(以下简称“闭式角节点”)的研究是从用弹性力学方法(含弹性有限元法)对角节点核心区应力场进行分析开始的<sup>[1,2]</sup>。用这种思路进行的研究一直延续到七十年代初。分析结果表明,节点内各受弯截面中的应力呈非线性分布。有人还据此提出了根据受拉钢筋应能承担由弹性分析求得的受拉区全部拉力的假定来计算受拉钢筋用量的方法。但由于这种分析方法不能反映在混凝土受拉开裂和在较高应力下表现出非弹性性质之后以及在钢筋与混凝土之间的粘结发生退化之后角节点的受力特点,故从极限状态设计的角度看,其实用价值不大。

另一部分研究者在六十年代后期到七十年代初期曾通过试验对角节点进行了研究。1971年 Mayfield<sup>[3]</sup>在轻混凝土闭式角节点的试验中发现,只要外侧受拉钢筋连续通过节点,且

弯弧下的混凝土不致压碎, 则被节点连接的构件的抗弯能力就能充分发挥; 但这时必须同时满足的前提条件是, 节点配筋率不能高到引起核心区混凝土沿主压应力方向产生斜向劈裂裂缝的地步。Mayfield 如此看重核心区混凝土的斜向劈裂, 并把它视为节点的破坏准则, 看来与轻混凝土的特殊材性有密切关系。

Kemp<sup>[4]</sup> 在1968年对闭式钢筋混凝土角节点做了试验后指出, 在受力后期, 节点弯弧以外的受拉钢筋直线段上的粘结可能已经失效。这时节点将主要受对角斜压力作用。同时, Kemp也和Mayfield类似, 把限制受拉钢筋配筋率以防止混凝土斜向劈裂作为对闭式角节点失效的主要控制条件。

1969年Swann<sup>[5]</sup>发表了包含配筋率高达3%的钢筋混凝土闭式角节点的试验结果。其中他以被节点连接的构件截面是否能充分发挥抗弯能力作为节点失效的判别条件。他发现, 当配筋率高过一定界限时, 梁、柱截面将不再能充分发挥各自的抗弯能力, 即节点在梁、柱截面达到强度之前已先行破坏。但作者未指明节点破坏的类型和原因。

在1977年Leonhardt和Moening<sup>[6]</sup>的著作中作者推断当闭式角节点中受拉钢筋的弯弧半径及其间距过小时, 弯弧下面的混凝土有沿弯弧平面发生劈裂的可能性。作者还参照其它试验结果经过间接推证给出了计算防止劈裂的最小弯弧半径的公式。该著作还强调了早在1963年由瑞典Oestlund<sup>[7]</sup>根据试验结果得出的结论, 即增设一般箍筋并不能减小横向劈裂的危险。

可惜的是, 文献[3]、[4]、[5]所用的节点试件尺寸普遍偏小。可以预料, 试验结果由于受尺寸效应影响而不可能准确反映实际工程中尺寸较大角节点的实际受力特点, 在足尺试验中出现的各类细部损坏在这些试验中往往也得不到充分表现。此外, 上述每位研究者似乎只抓住在自己的试验中表现得较为充分的损坏或破坏现象, 认为它就是控制节点失效的关键因素, 并据此提出设计建议。因此, 他们的研究虽已分别涉及到几乎所有与闭式角节点受力性能有关的重要方面, 但却未能做出较全面的归纳和分析, 也未能给出较完整的设计建议。

国内至今尚未进行过角节点的试验研究, 因此只能借助于传统的工程经验来指导角节点的设计。这些经验做法的正确程度尚有待试验来验证。正因为如此, 直到这次修订《混凝土结构设计规范》时, 仍只能把这部分内容继续留作空白。这也正是本文作者在冶金部有色冶金总公司基建办、建设部科技局以及《钢筋混凝土结构设计规范》管理组所提供的经济资助下进行角节点静力及抗震性能研究的直接动力。本文介绍的是这项研究计划中静力性能部分第一阶段的试验研究成果。

## 1 试件设计及试验装置

为了在节点这类配筋构造及内部传力机制较为复杂的试件中避免尺寸效应的干扰, 试验取用接近实际工程中构件尺寸的足尺试件, 即由角节点及被它连接在一起的梁段和柱段组成的L形组合件。参照实际工程中框架梁、柱常用的截面高宽比, 试件梁、柱截面的 $b$ 和 $h$ 分别为 $200 \times 500\text{mm}$ 和 $300 \times 400\text{mm}$ , 即试件模拟的是工程中最常出现的梁柱不等宽方案, 其中节点宽度与柱宽相同。

试验采用在水平钢框架内通过油缸对L形角节点组合件沿图1A、B两点连线施加压力的加载方案, 其中A、B两点分别为梁、柱几何中心线与荷载作用线的交点。

在确定试件长、柱段长度比及其具体长度时，有以下两个问题需要考虑：

1) 随着框架轴线尺寸、梁柱跨高比以及荷载作用形式的不同，梁、柱端截面中的剪力与轴力之比 $V/N$ 也各不相同。这一参数的变化将给节点的受力性能带来某些影响。但考虑到

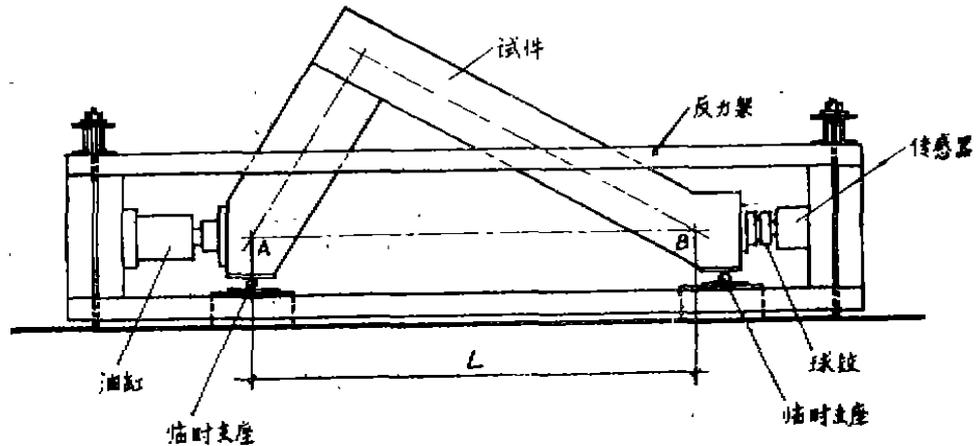


图1 试验装置

该参数的影响幅度有限，且试验规模受到限制，故在试件主要变量中不可能包含这一参数。在对轴线尺寸、梁柱跨高比及荷载作用形式各不相同的常用框架的梁、柱端截面 $V/N$ 值进行分析并找出其大致变化范围后，决定将全部试件的梁段与柱段长度比统一取为 $1/\sqrt{3}$ 。与之对应的梁、柱端截面中的 $V/N$ 值大致相当于实际工程中常遇 $V/N$ 值的中间值。

2) 在梁、柱截面尺寸、材料强度以及梁段柱段长度比已知的前提下，从试验应保证梁、柱不发生剪切破坏的目的出发，应使梁段和柱段分别具有足够的长度，以便不用过多的腹筋就能可靠地承担在梁、柱截面达到强度时伴生的剪力。在设计试件时根据梁、柱端截面配筋率的不同对梁段、柱段采用两档长度。对于配筋率较高的试件CJSa—11到CJSa—16，图1中A、B两点之间的距离为 $L = 2740\text{mm}$ ，对于其余配筋率不太高的试件，取 $L = 2000\text{mm}$ 。

根据以往的试验研究结果以及对封闭式角节点受力性能的分析推断，可以判定影响这类角节点受力特征的主要变量有梁、柱受拉钢筋配筋率、受拉钢筋强度等级、受拉钢筋在节点中的弯弧半径及其直径、根数和排数、混凝土的强度等级、梁柱截面宽度比、弯弧半径与梁或柱截面有效高度之比（其中还包含梁、柱截面有效高度之比这一因素在内）、节点侧边混凝土保护层厚度、是否有纵梁穿过节点、是否有现浇混凝土板与梁和节点整体连接以及节点的外侧及顶面（即柱侧边和柱顶）有无法向力作用等；此外，受拉钢筋在节点范围内以及在节点附近是否设置搭接接头、节点核心区箍筋的设置方式及数量等也可能对封闭式角节点的受力性能产生影响。

受试验规模限制，不可能在第一阶段试验中对以上诸多因素做全面探讨。经过筛选，确定以节点受拉钢筋配筋率（按梁端有效截面计算）和受拉钢筋在节点中的弯弧半径（内径）作为主要变量。受拉钢筋等级选用常用的Ⅱ级。第一批试件全以200号混凝土为目标标号，待初步找出混凝土强度对节点性能的影响规律后，再通过少量更高标号试件对影响规律进行

验证。对于受拉钢筋直径、根数和排数的影响,本次试验已无力分档研究,但考虑到试件不足尺,其中钢筋直径及根数亦按工程中常用数值选用,故即使未对钢筋直径、根数和排数的影响进行专门研究,仍可认为试验结果对工程中常见情况是有指导意义的。对于弯弧半径与构件截面有效高度之比以及梁柱截面宽度比同样不可能进行专门试验研究,而只能通过推理在本文末所建议的计算公式中给以适当考虑。对其余影响因素的研究则有待在今后的试验系列中逐步实现。

在第一批试件的主要变量中,梁截面配筋率的变化范围为 $0.82\% \sim 2.05\%$ ,弯弧半径 $r$ 的变化范围为 $r = 2d$ 到 $r = 10d$ , $d$ 为受拉钢筋直径。各试件的主要数据见表1。

在本次试验中不研究梁柱主筋的搭接问题。待将节点基本受力性能了解清楚后,再在第二阶段试验研究中解决这个问题。因此,在本次试验的全部试件中,梁筋全部经节点外边缘弯入柱外侧,并作为柱筋向下延伸到柱段端头。同时,沿柱外侧在截面两边再各增设一根柱筋,以保证对称配筋的柱截面与单筋梁截面等强。这两根附加柱筋伸到柱顶后向梁方向弯折,待伸至节点内边缘后再向下弯折不少于 $10d$ 。梁受压边的钢筋按构造配置,它们伸入节点后到对边处切断。柱受压钢筋数量(包括其根数和直径)与受拉钢筋相同,它们只延伸到柱顶并在该处切断。除去CJSa-3以外,其余节点的配筋如图2所示。其中I-I(a),II-II(a)剖面属试件CJSa-5,CJSa-7和CJSa-9;I-I(b),II-II(b)剖面属CJSa-1,2,8,10,11,12,13,14,15及CJSb-2;I-I(c),II-II(c)剖面则属于试件CJSa-16,该试件主筋

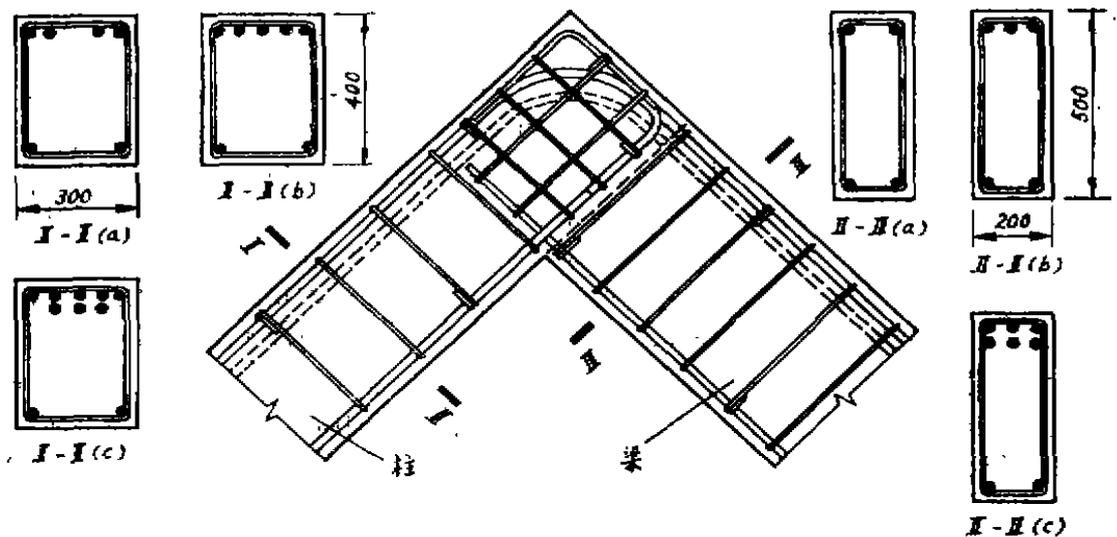


图2 一般试件的节点配筋图

分两层布置。作为防止斜向劈裂的一种尝试,在试件CJSa-3的节点中专门配置了三根直径较大的斜向箍筋( $\Phi 18$ ),配筋情况示于图3。

根据对节点受力性能的分析结果可以推断,节点配箍数量对受静力荷载作用的闭式角节点的受力性能影响很小。但为了保持节点核心区混凝土在受力过程中的整体性,在试件的节点内仍按构造设置了少量柱箍( $3\Phi 8$ )和梁箍( $2\Phi 10$ 或 $2\Phi 8$ ,按与梁箍直径相同的原則选用)。

表1 试件主要数据

试件编号	$f_{ca200}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$d$ (mm)	$r/d$	梁			柱
					$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	$\rho = \frac{A_s}{bh_0}$ (%)	$A_s'$ (mm <sup>2</sup> )	$A_c = A_c'$ (mm <sup>2</sup> )
CJSa-1	22.4	403.3	22	2	1015 2Φ22, 1Φ18	1.09	760 2Φ22	1323 2Φ22, 1Φ18, 2Φ14
CJSa-2	20.4	434.9	22	10	1140 3Φ22	1.23	760 2Φ22	1448 3Φ22, 2Φ14
CJSa-3 <sup>①</sup>	21.2	434.9	22	2	1140 3Φ22	1.23	760 2Φ22	1448 3Φ22, 2Φ14
CJSa-5	15.4	434.9	22	2	760 2Φ22	0.82	760 2Φ22	1068 2Φ22, 2Φ14
CJSa-7	18.2	406.3	18	2	510 2Φ18	0.55	510 2Φ18	818 2Φ18, 2Φ14
CJSa-8	19.4	434.9	22	7	1140 3Φ22	1.23	760 2Φ22	1448 3Φ22, 2Φ14
CJSa-9	18.9	407.5	22	2	760 2Φ22	0.28	308 2Φ14	1068 2Φ22, 2Φ14
CJSa-10	20.7	407.5	22	5	1090* 3Φ22	1.17	760 2Φ22	1400* 3Φ22, 2Φ14
CJSa-11	24.3	408.5	25	5	1425* 3Φ25	1.53	760 2Φ22	1733* 3Φ25, 2Φ14
CJSa-12	20.0	408.5	25	7	1425* 3Φ25	1.53	760 2Φ22	1733* 3Φ25, 2Φ14
CJSa-13	18.9	408.5	25	10	1425* 3Φ25	1.53	760 2Φ22	1733* 3Φ25, 2Φ14
CJSa-14	23.6	477.5	28	7	1800* 3Φ28	1.94	760 2Φ22	2110* 3Φ28, 2Φ14
CJSa-15	20.1	477.5	28	10	1847 3Φ28	1.99	760 2Φ22	2155 3Φ28, 2Φ14
CJSa-16	19.4	366.1	20	7	1837* 6Φ20	2.09	760 2Φ22	2145* 6Φ20, 2Φ14
CJSb-2	27.4	434.9	22	2	1140 3Φ22	1.23	760 2Φ22	1448 3Φ22, 2Φ14

① 试件CJSa-3节点内加设了较强的斜向约束箍筋，见图2。

② \*号处钢筋中有一根直径较粗的钢筋上开有纵槽，纵槽面积已从钢筋面积中扣除。

为了量测钢筋应变, 在全部试件节点区受拉钢筋的控制部位(节点边缘及弯弧起点)均通过构件表面的预留洞在钢筋表面后贴了应变片。同时还在试件 CJSa-10, 11, 12, 13, 14 的中间一根主筋上以及试件 CJSa-16 的内层中间一根主筋上沿纵肋开槽, 在槽内以 30mm 间距密贴应变片(钢筋先开槽, 再弯折, 最后贴片), 并用环氧树脂分层封槽。通过这种方式量测在不同的受力阶段节点内沿受拉钢筋的应变分布。此外, 还通过由铜丝带动的百分表量测了图 1 中 A, B 两点之间的位移。

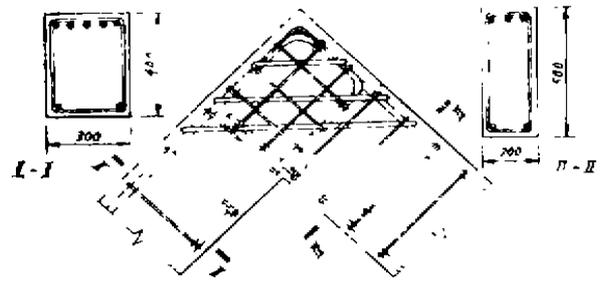


图 3 试件 CJSa-3 的节点配筋图

## 2 试验结果及节点受力性能分析

本次试验的角节点试件相当于一根左右两段截面宽度及高度均不相同、且同时承受弯矩、剪力和轴力作用的  $90^\circ$  角折梁。试件 CJSa-10 的实测节点受拉钢筋应变分布图(图 5a) 具

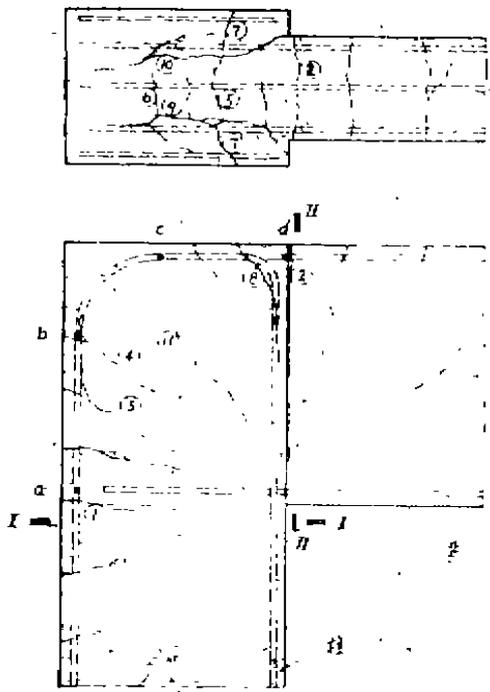


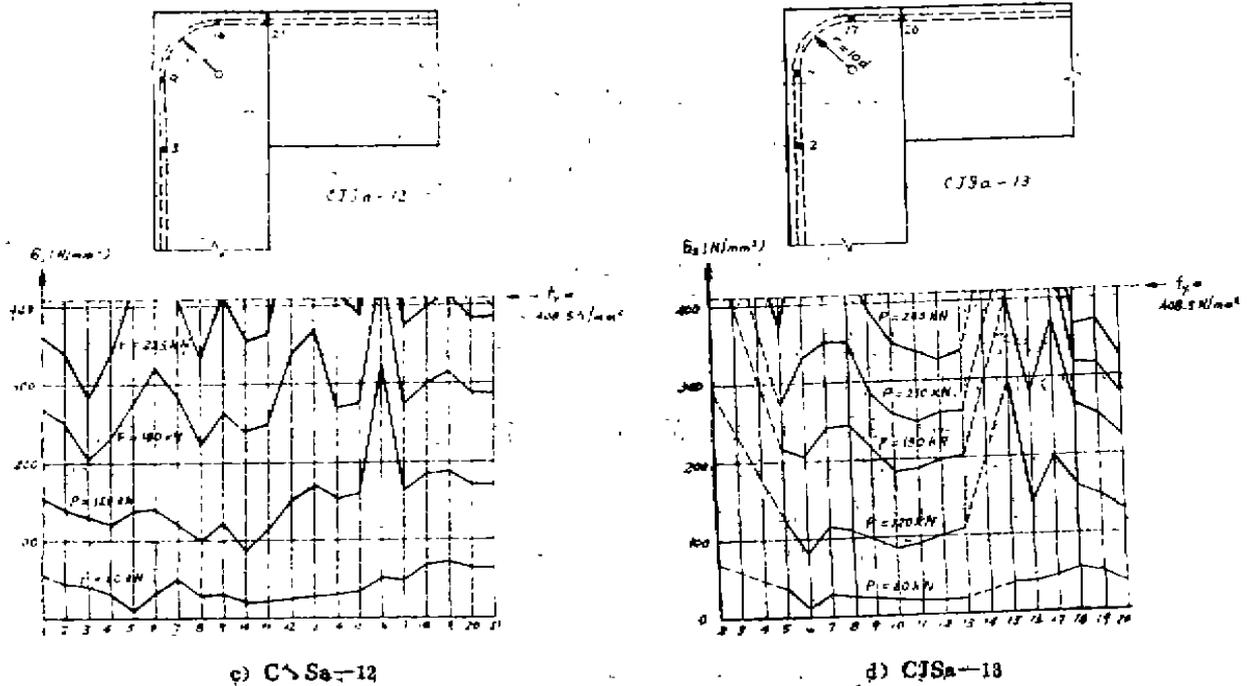
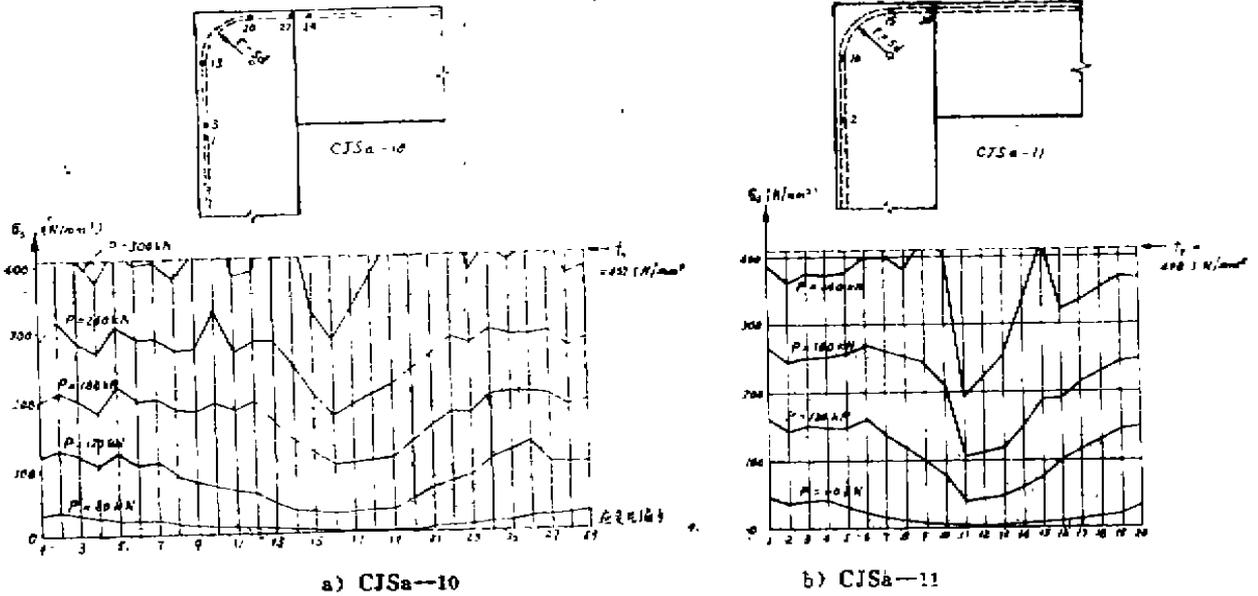
图 4 闸式角节点的典型裂缝图

有一定的典型性。该图表明, 当荷载较小, 构件尚未开裂时, 受拉钢筋的拉应变在柱、梁与节点交界的 I-I 及 II-II 截面(图 4) 处为最大, 并向节点内递减。这与对应的弹性应力分析结果是一致的。

荷载增大后, 裂缝将首先在截面 I-I 及 II-II 处出现(图 4 中的裂缝 ①、②)。在柱段一侧, 随着荷载进一步增长, 将从 I-I 截面向外逐步形成若干条裂缝; 由于剪力的同时作用, 裂缝逐步从垂直转为倾斜。与此同时, 在与柱段相邻的节点内也将由外向内陆续出现几条倾斜度逐渐增大的裂缝(图 4 中的裂缝 ③、④)。但不论受拉钢筋弯弧半径大小, 这类弯曲斜裂缝都最远只发展到弯弧起点附近。可以肯定, 这些弯曲斜裂缝的走向与节点核芯区内主压应力迹线一致, 即垂直于主拉应力作用方向。从图 5 中可以看出, 当节点内的弯曲斜裂缝相继出现时, 节点内弯弧以外一段受拉钢筋上的应变梯度是在逐步增大的, 这种趋势在试件 CJSa-10 中可以一直持续到 I-I 截面受拉钢筋应力达到  $200\text{N}/\text{mm}^2$  左右时。可以推断, 此时沿钢筋的粘结应力及相应的粘结滑移也在逐渐增长。在配筋率较高、钢筋直径较大的试件中, 当荷载较大时, 可在节点正面观察到从弯曲斜裂缝分枝出来的沿受拉钢筋伸延的粘结劈裂裂缝(见图 10, 11 和 13)。而在配筋率偏小或混凝土强度偏高的试件中则直至试件破坏均未见这类裂缝。

节点梁段一侧的特殊性是梁截面宽度较节点小，柱受拉钢筋中的外侧两根只延伸到节点边缘并向下弯折，而不伸入梁内。因此，在伸入梁内的中间几根受拉钢筋中应变从弯弧终点向Ⅱ—Ⅱ截面方向逐步增大，且应变梯度在荷载不太大时是随荷载增大的。但两侧两根钢筋中的应变则是从弯弧终点向Ⅱ—Ⅱ截面方向递减的。故这两部分钢筋之间存在着明显的应变差，且该差值越接近Ⅱ—Ⅱ截面越大。这一特点将引起以下现象：

- 1) 随着荷载的增长，从Ⅱ-Ⅱ截面向节点内也将陆续出现弯曲裂缝（图4中的裂缝⑤）。



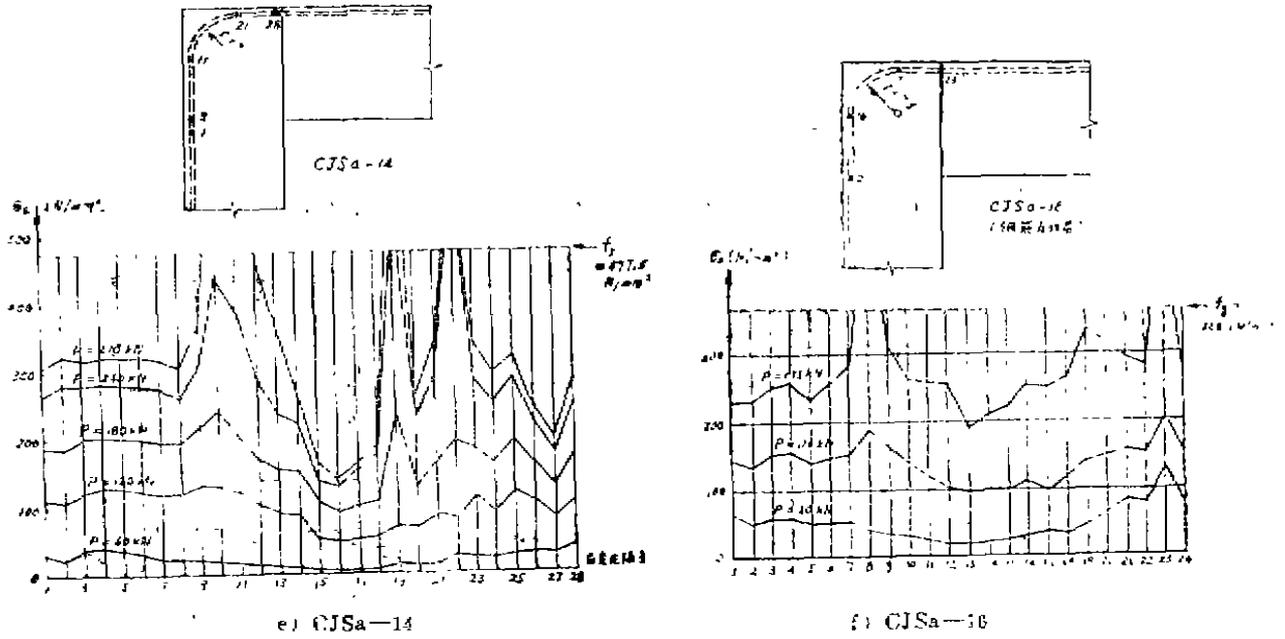


图5 实测节点受拉钢筋应变分布

⑥)。但由于两侧两根钢筋不伸入梁内，其应变在这个区段内相当小，故弯曲裂缝将首先只出现在柱顶面宽度中部。当荷载更大时，其中一、两根裂缝也可能发展到柱顶面边缘，并可能进一步向节点正面发展，但在节点进入破坏阶段之前，这一、两条裂缝向下延伸的长度通常颇小。只有在配筋率较高的构件接近破坏时，这种弯曲裂缝才会明显向斜下方发展（图10，11和13）。

2) 由于上述两部分钢筋之间存在应变差，在钢筋之间的混凝土中将出现较大的剪切变形和对应的主应力。因此在主应力较大的II—II截面附近的柱顶混凝土中将出现斜向裂缝（图4中的裂缝⑦）。该裂缝可能与柱顶弯曲裂缝相连，并作为弯曲裂缝的一段继续向节点正面发展。加之两根不伸入梁内的受拉钢筋也恰好在此处弯折，当其弯弧下面的混凝土产生向节点内下方的压缩变形时，将使这条裂缝（图4中的裂缝⑧）的宽度加大到相当可观的地步。

此外，随着伸入梁内的几根受拉钢筋在弯弧终点与II—II截面之间应变梯度的增大，沿着这些钢筋还将出现由II—II截面附近向节点内发展的粘结劈裂裂缝（图4中的裂缝⑨，⑩）。这类裂缝在受拉钢筋屈服之前的长度及宽度一般都相当小，而且在受拉钢筋较细（例如小于Φ22）的构件中一般未发现这类裂缝。

在试验中还普遍观察到，当节点内的弯曲裂缝尚未出齐时，梁、柱中各条裂缝的宽度均随荷载平稳增长。但是在节点内的弯曲裂缝基本出齐之后，梁、柱中裂缝增长速度将明显减慢，节点中裂缝增长速度则明显加快。

从图5中还可以看出，弯弧段两端点处的钢筋拉力随荷载不断增大。这一拉力将在弯弧段上转变为径向压力作用在弯弧下的混凝土上。由于每根钢筋承压面为半圆柱面，故如图6所示，压力将引起侧向劈裂力。径向压力及相应劈裂力的大小与钢筋拉力及弯弧半径有关。故当受拉钢筋中拉力较大、弯弧半径较小且侧向保护层偏薄、混凝土强度偏低时，两侧两根

弯折钢筋的侧向劈裂力有可能将保护层劈裂(图12)。位于截面中部的弯折钢筋,其侧向劈裂力在很大程度上相互抵消,故一般在钢筋屈服之前不致在这几根弯折钢筋平面内出现劈裂现象。

在上述径向压力作用下,钢筋有可能被压陷入弯弧下的混凝土内。但真正决定弯弧下混凝土是否压碎的主要因素则应是在弯弧下面有限深度处由各根弯折钢筋所引起的单位宽度混凝土中的总压力。该总压力既取决于

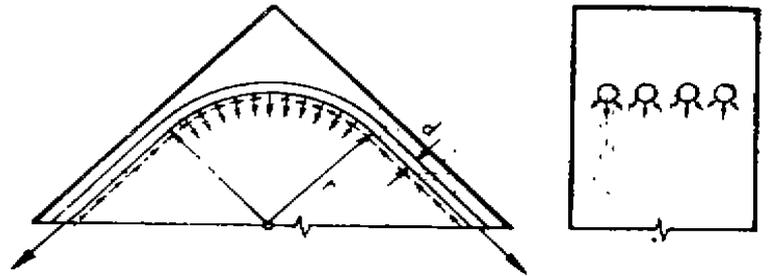


图6 弯弧对混凝土的作用

于各根钢筋的拉力及弯弧半径,也取决于单位宽度混凝土内的受拉钢筋数量,即截面配筋率。因此,在混凝土及钢筋强度已定的情况下,配筋率偏高、同时弯弧半径偏小的试件发生弯弧下混凝土局部压碎现象的可能性偏大(参见图11b)。

此外,从图5中还可看出,当弯弧两端点附近的钢筋应变达到甚至超过屈服应变时,弯弧下的摩擦阻力仍继续发挥效力,这使弯弧中部的钢筋应变直至构件破坏时均明显低于弯弧两端。

在配筋率偏高的试件中,当荷载较大时(例如达到破坏荷载的75~80%时),将突然形成一条从弯弧下面开始并伸向节点内折角方向的斜向劈裂裂缝(图4中的裂缝①)。因节点内折角附近为混凝土双向受压区,故劈裂裂缝在受拉钢筋屈服前通常只延伸到相当于对角线总长的2/3左右处,而且裂缝的长度和宽度将很快趋于稳定。直到构件破坏时,各试件中这条劈裂裂缝的宽度均未超过0.25mm。该裂缝宽度较为稳定的理由在于,在它形成之前,节点中已经出现了若干条弯曲斜裂缝;节点混凝土在主拉应力作用下发生的拉应变有相当大一部分已通过弯曲斜裂缝分别得到恢复。只有位于弯弧两个端点之间宽度不太大的混凝土斜压块体中的混凝土主拉应变方才需要在劈裂裂缝中恢复。此外,即使闭式角节点发生斜压破坏,压碎区也主要出现在与梁柱受压区相毗邻的斜压杆中下部混凝土中,这也将使劈裂裂缝不致由于其近旁混凝土进入应力应变曲线的下降段而明显加宽。本次试验结果表明,这类裂缝在足尺节点中不会形成对节点强度的威胁,因此没有必要把它的出现当作节点的失效标准。

根据闭式角节点的主要受力特点可以分成以下两个阶段来建立其受力模型。

#### (1) 第一阶段

在节点内的弯曲裂缝尚未出齐之前,受拉钢筋弯弧段以外的两个直线段 $ab$ 和 $cd$ (图7)上的粘结力正在充分发挥作用。这大致相当于图4 I—I和II—II截面中的钢筋应力 $\sigma_s \approx 100 \sim 150 \text{ N/mm}^2$ 的阶段。这时闭式角节点的传力模型如图7所示。其特点可归纳为:

① 受拉钢筋中的相当一部分拉力以及受压钢筋中的绝大部分压力将通过 $ab$ ,  $cd$ 以及 $ae$ ,  $de$ 段上的粘结力以节点核芯区边缘剪应力的形式传入混凝土,并在核芯区中形成主应力场(图7a)。在核芯区混凝土未开裂前,主拉应力及主压应力均由混凝土承担。

② 当主拉应力过大而使混凝土开裂并形成节点内的弯曲斜裂缝后,核芯区中边缘剪力的传递可通过以下两个途径:

当核芯区中配置有双向交叉箍筋时,裂缝中的拉力将分配给两个方向的箍筋来承担;

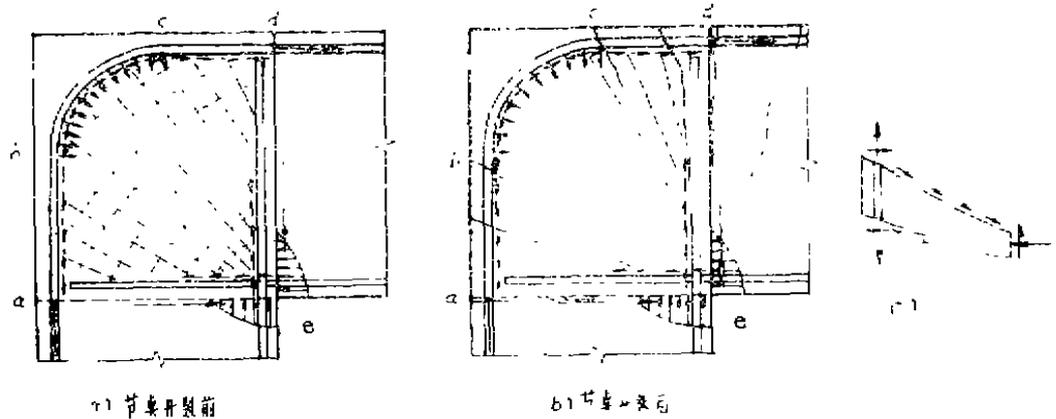


图7 第一阶段传力模型

若核心区中不配箍或所配箍筋不足以形成传力机构时,受拉钢筋表面的粘结应力可通过类似于无腹筋梁剪弯区段处的方式传递。这意味着在图7受拉钢筋的 $ab$ 及 $cd$ 段上,弯曲裂缝之间的每个齿状混凝土块体中由粘结力形成的钢筋拉力差将主要由裂缝面上的骨料咬合力、钢筋暗销力以及齿状块体根部的弯矩与剪力来平衡(见图7b, c),而不一定需要箍筋的参与。受压钢筋的粘结力则主要由节点内折角附近尚未开裂的那部分混凝土来传递。

③ 从受拉钢筋总拉力中除去经由粘结力传走的拉力之后,所余的拉力(约占梁、柱端截面该受力阶段钢筋总拉力的20~40%)将由弯弧段以径向压力的形式作用于弯弧下的混凝土。该压力的合力将沿核心区对角线方向由混凝土斜压杆机构向斜下方传递,并与梁、柱截面受压区中的压力以及梁、柱端截面中剪力的合力相平衡。

## (2) 第二阶段

当外荷载增大到节点内的弯曲裂缝已出到弯弧起点附近时,从图5可以看出,弯弧起点处的钢筋拉应力将很快上升到与I—I及II—II截面中钢筋应力相同或相近的地步。这表明不再需要通过图7中 $ab$ 及 $cd$ 段的粘结应力向节点核心区传递剪力,几乎全部钢筋拉力都将通过弯弧转化为径向压力,再经由斜压杆机构向下传递。该斜向压力仍将与梁、柱端截面受压区的压力以及截面剪力的合力相平衡。受压钢筋的压力仍将通过粘结力来传递,并主要在内折角附近的混凝土中实现平衡。这时即使在节点内设置了正交箍筋,其应力也将是很小的。

这种在受力较大的第二阶段中以斜压杆机构为主导形式的传力模型是闭式角节点有别于其它中间层节点的主要受力特色。从中可以判断出正交箍筋在闭式角节点中作用不突出,可仅按构造要求设置。第二阶段的传力模型示于图8。

根据起主导作用的斜压杆机构可以断定,对闭式角节点的破坏起控制作用的部位有以下两处:一处在弯弧下面。当钢筋拉应力较大(例如达到屈服强度)、弯弧半径较小,且受拉钢筋配筋率较高时,弯弧下的混凝土在各根钢筋的弯弧所产生的综合压力下将被局部压碎,并引起其它破坏后果。另一处在图8的 $m-m$ 截面处。当钢筋的弯弧半径较大,从而使弯弧下的矛盾得到缓解后,若钢筋应力高而配筋率大,则斜压杆的总压力依然很大。由于 $m-m$ 截面处斜压杆宽度相对较小,且尚未进入双向受压区,故混凝土在这里可能被斜向压碎。

在本文完成的闭式角节点试验系列中,当混凝土及受拉钢筋的强度基本不变时,在不同

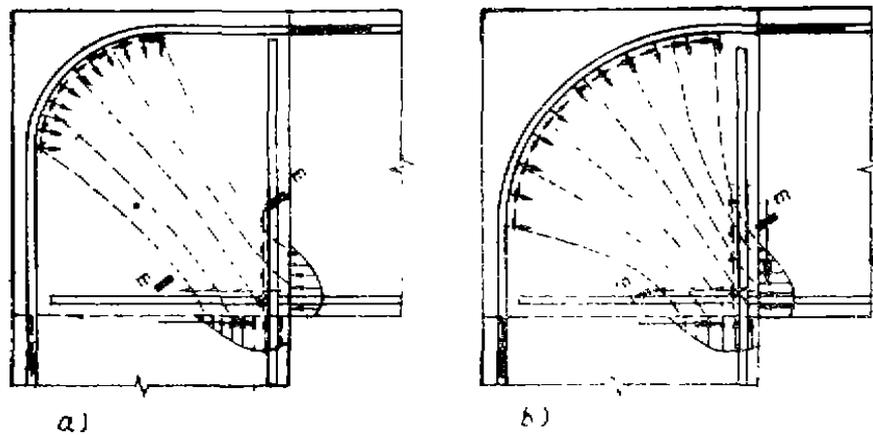


图8 第二阶段传力模型

的受拉钢筋配筋率及弯弧半径下可观察到以下几种破坏或损坏形态:

① 梁柱截面弯曲破坏, 节点无破坏亦无严重破坏

当受拉钢筋配筋率很小时 (此时不论弯弧半径大小), 或配筋率在一定幅度内增大, 而弯弧半径也相应增大时, 由于梁柱截面破坏阶段 (即从钢筋屈服到受压区混凝土压碎为止) 的钢筋总拉力较小, 弯弧下混凝土中的径向压力及总斜压力均不大, 故既不可能出现弯弧下混凝土的局部压碎, 也不会出现斜压杆压碎。此外, 由于弯弧下的径向压力不大, 通常也见不到节点正面或柱顶沿受拉钢筋的粘结劈裂裂缝。同时, 也未发现沿节点对角线方向的斜压劈裂裂缝。属于这类情况的有试件 CJSa-2 ( $r/d=10, \rho=1.23\%$ ), CJSa-7 ( $r/d=2, \rho=0.55\%$ ), CJSa-8 ( $r/d=7, \rho=1.23\%$ ) 和 CJSa-10 ( $r/d=5, \rho=1.17\%$ )。其典型破坏图形示于图 9。其中梁柱毗邻节点的截面为破坏截面, 截面中受拉钢筋屈服, 受压区混凝土均已被压碎。

② 梁柱截面弯曲破坏, 节点区未破坏, 但在受拉钢筋屈服后柱顶有严重局部劈裂

当与某一弯弧半径对应的配筋率较上述第一种情况更高时, 直到梁柱受拉钢筋在节点与梁柱交界截面达到屈服为止, 节点的受力表现与前述第一种情况基本相同。但在从梁柱截面受拉钢筋屈服到受压区混凝土压碎的大变形阶段, 由于配筋率较高, 钢筋弯弧对混凝土的总压力较大, 使弯弧下的混凝土出现局部压陷和破碎, 从而使弯弧下陷, 造成弯弧以外的直线段分别向梁、柱方向滑动。这将导致在柱顶面沿受拉纵筋出现的粘结劈裂裂缝 (图 4 中的裂缝⑨, ⑩) 进一步加宽和向节点顶部发展。到梁柱截面受压区混凝土压碎时, 劈裂裂缝的最大宽度可达 2~3mm。个别情况下劈裂裂缝可能翻过节点顶角向柱侧面发展, 但发展长度都不大。看来, 弯弧的侧向劈裂力对这种裂缝的后期发展也起了一定的促进作用。节点虽在后期出现上述损坏, 但一般不影响梁、柱截面抗弯强度的发挥。试验结束时节点正面及柱顶面的典型状况见图 10。属于这种情况的有试件 CJSa-9 ( $r/d=2, \rho=0.82\%$ ), CJSa-11 ( $r/d=5, \rho=1.53\%$ ), CJSa-12 ( $r/d=7, \rho=1.53\%$ ), CJSa-13 ( $r/d=10, \rho=1.53\%$ ) 以及 CJSb-2 ( $r/d=2, \rho=1.23\%$ )。

③ 节点弯弧下的混凝土局部压碎并引起节点沿对角线劈裂和外层混凝土剥裂

当配筋率较高而受拉钢筋弯弧半径过小时, 则可能出现图 11 所示的节点破坏形式。其特



图9 梁柱弯曲破坏节点未坏的试件(CJSa-7)

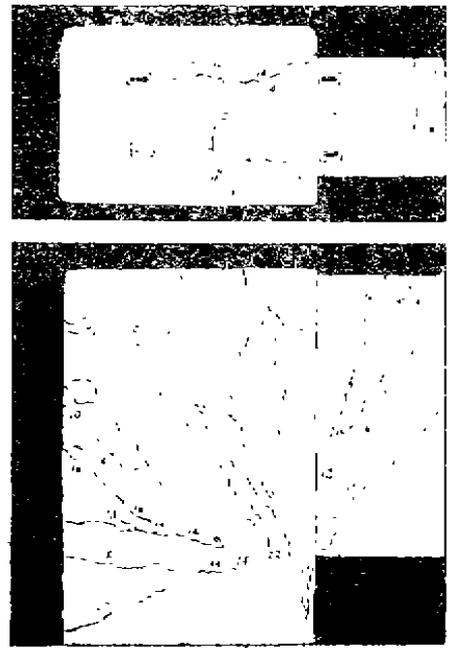


图10 梁柱弯曲破坏且节点局部损坏的试件(CJSa-9)

征是穿过纵向受拉钢筋弯弧起点和弯弧终点的两根弯曲斜裂缝之间的外层混凝土向外剥裂，同时，在中间未剥裂的混凝土中出现沿节点对角线方向的几乎贯穿节点的劈裂裂缝。这种破坏的起因是弯弧下面混凝土中的总压力过大，将弯弧下面的混凝土局部压碎。试验结束后将外早已剥裂的混凝土剥开(图11b)，可见弯弧下局压区混凝土全部破碎成5~10mm左右的碎

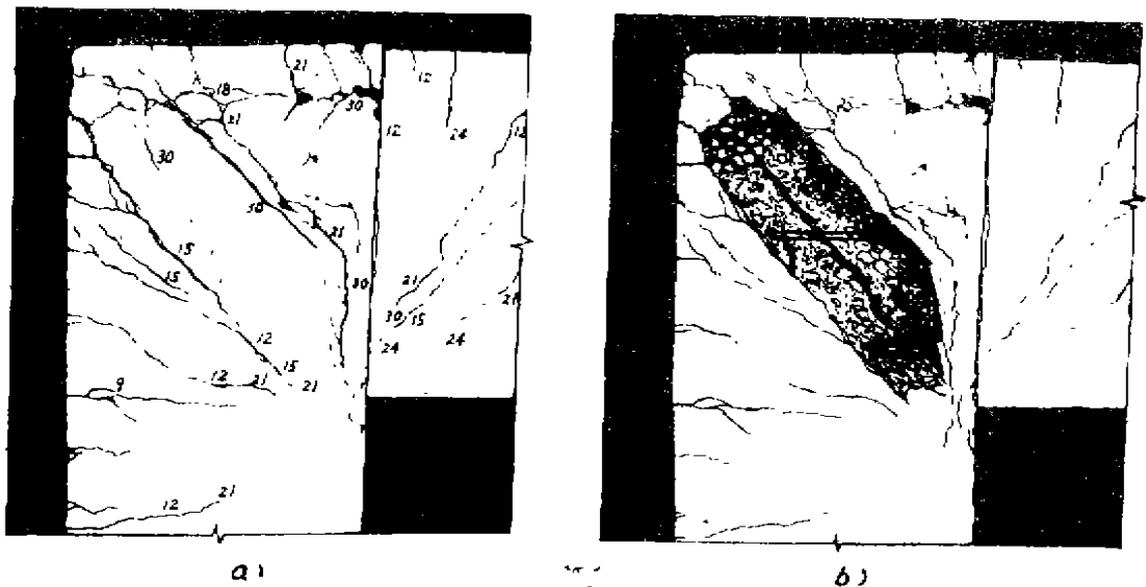


图11 节点劈裂破坏(CJSa-1)

块。当试件继续变形时,一方面弯弧的侧向劈裂力将主筋以外的外层混凝土(厚约50mm)向外推挤,另一方面局压破碎区的混凝土在弯弧约束下形成了一个压向斜下方的尖劈,从而把未向两侧剥裂的混凝土斜压杆沿对角线劈开,出现一条在试验结束时宽度达6~7mm的劈裂裂缝。最后大约只有占对角线长度1/10左右的节点内折角附近的混凝土未劈开。这种劈裂裂缝造成节点的彻底破坏,它与一般试件中出现的斜向劈裂裂缝(图4中的裂缝①)是有本质区别的。外层剥裂裂缝与斜向劈裂裂缝从与其垂直的剖面上看呈H形。这种沿斜向贯穿节点的劈裂裂缝与混凝土局压试验中观察到的局压区下的劈裂现象非常相似。

节点产生上述破坏时,其毗邻的梁、柱截面虽然尚能充分发挥或接近充分发挥其抗弯能力,但看来仍有必要认真防范这种破坏。

在这批试件中发生这类破坏的只有试件CJSa-1( $r/d=2$ ,  $\rho=1.09\%$ )。

#### ④ 节点两面表层混凝土剥裂

当试件配筋率不高时,柱外侧两根不伸入梁内的钢筋在总受拉钢筋截面中所占的比重相对较大,若同时弯弧半径偏小,则可能在梁、柱截面受拉钢筋屈服后的大变形阶段由于外侧两根钢筋的侧向劈裂力而使节点正面弯弧下面的表层混凝土形成较大面积的剥裂(图12)。这种剥裂与前一种破坏中剥裂的区别在于图12中的剥裂是由外侧两根钢筋的侧向劈裂力所造成的,而不含弯弧下面局部压碎区对剥裂的附加影响在内;故剥裂层厚度通常较小,只有20~25mm左右。

上述现象只是一种局部损坏,它通常不会影响梁、柱截面抗弯能力的发挥,而且当

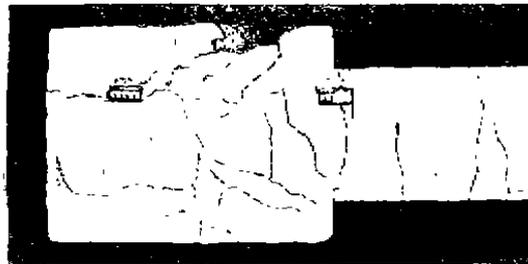


图12 节点表层混凝土局部剥裂(CJSa-5)

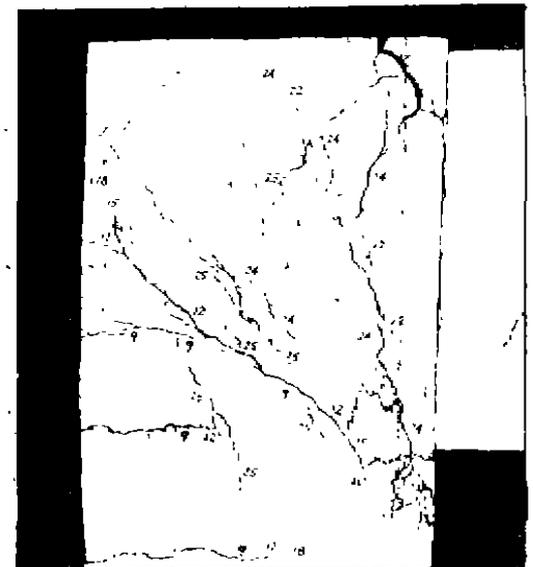


图13 节点斜压破坏(CJSa-13)

节点内一旦有纵梁穿过时,这种现象一般就不再发生。属于这类情况的有试件 CJSa-5( $r/d = 2, \rho = 0.82\%$ )。

⑤ 节点的斜压破坏

当受拉钢筋配筋率超过一定界限后,虽然可以通过合理增大弯弧半径来防止弯弧下混凝土的局部压碎,但由于弯弧传来的斜向总压力过大,节点核芯区斜压杆范围内的混凝土将在梁柱截面充分发挥抗弯强度之前被压碎,从而形成节点的斜压破坏。在此次研究所用的梁柱不等宽节点试件中,混凝土压碎区一般出现在斜压杆的中下部,并可能略伸入柱的受压区(图13)。

从图 8 a、b 中亦可看出,当弯弧下接近均匀分布的径向压力在向下传递的过程中逐渐汇集,再转而与梁、柱受压区的压力相平衡时,其中应力最大的部位也应在斜压杆的中偏下部。这与发生斜向压碎的位置是一致的。

恰好能使节点斜压破坏与梁、柱截面弯曲破坏同时发生的受拉钢筋配筋率即为节点防止斜压的界限配筋率。从图 8 还可以推断,弯弧半径的增大能使斜压杆控制截面的宽度少有增大,从而使界限配筋率相应提高,但提高现象在弯弧半径较大时变得极不明显。这是因为弯弧半径的增大并不能使斜压杆控制截面宽度成比例增大。当弯弧半径过大时,该宽度甚至将不再随弯弧半径增长。而且弯弧半径过大还将使节点中的抗弯内力臂明显降低,从而影响节点区抗弯能力的发挥。此外,试验还表明,实际配筋率超出抗斜压界限配筋率越多,节点发生斜压破坏就越早,即斜压破坏荷载低于预计的梁柱偏压破坏荷载的幅度就越大。

属于这类情况的有试件 CJSa-14( $r/d = 7, \rho = 1.94\%$ ), CJSa-15( $r/d = 10, \rho = 1.99\%$ ) 和 CJSa-16( $r/d = 7, \rho = 2.09\%$ )。

### 3 试验的定量结果及设计建议

在表 2 中例出了各试件的实测破坏荷载  $P_u$ , 分别按梁、柱正截面偏心受压强度计算出的破坏荷载  $P_{cb}$  和  $P_{cc}$ , 引起节点非破坏性对角臂裂缝(图 4 中的裂缝⑩)的荷载  $P_c$ , 以及在破坏

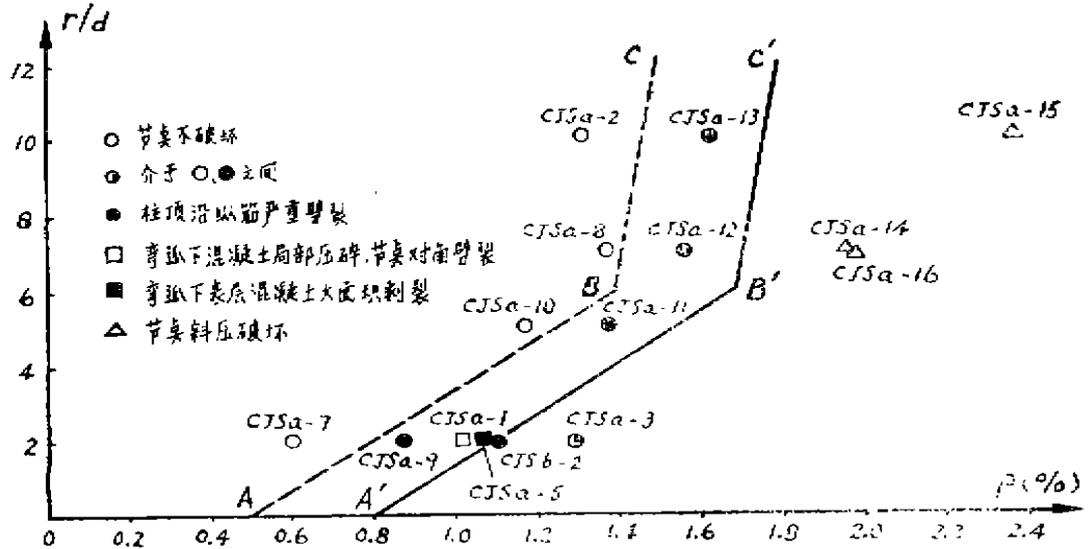


图 11 相对弯弧半径及主筋配筋率与破坏形式的关系

荷载下图4a, b, c, d四点的受拉钢筋应力。从实测与计算承载能力比值  $k$  一栏可以看出,未发生节点斜压破坏的试件,其  $k$  均大于或等于1。其中试件CJSa-9和CJSa-12的  $k=0.97$  可以看作是由于试件尺寸不准及试块和试件混凝土强度的差异带来的误差。而发生节点斜压破坏的高配筋率试件CJSa-14, 15和16的  $k$  值均明显低于1。

此外,出现非破坏性对角劈裂裂缝的荷载  $P_{cr}$  均高于相应试件破坏荷载的70%。

若将各试件按其破坏形式分类,并标在纵坐标为受拉钢筋相对弯弧半径  $r/d$ 、横坐标为配筋率  $\rho$  的坐标系中,则得图14所示的结果。其中  $r$  为自受拉钢筋内缘算起的弯弧半径,  $d$  为受拉钢筋直径,  $\rho$  为按梁有效截面计算的配筋率。

表2 主要试验结果

试件编号	$P_t$ (kN)	$P_{cb}$ (kN)	$P_{cc}$ (kN)	$k$	$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{sb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{sc}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{sd}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$P_{cr}$ (kN)	$m$	破坏特征
CJSa-1	31.3	29.4	28.9	1.08	403.3*	403.3*	236.9	403.3*	—	—	C
CJSa-2	37.5	35.9	35.9	1.04	434.9*	434.9*	434.9*	434.9*	30	0.8	A
CJSa-3	38.2	36.0	36.1	1.06	318.4	59.9	122.9	434.9*	33	0.86	A~B
CJSa-5	26.3	23.1	23.8	1.14	434.9*	381.1	—	434.9*	18.5	0.7	D
CJSa-7	21.8	15.2	18.6	1.43	406.3*	84.0	207.5	406.3*	—	—	A
CJSa-8	40.5	35.7	34.6	1.17	434.9*	292.3	76.0	434.9*	—	—	A
CJSa-9	22.0	22.7	24.3	0.97	396.0	301.7	407.5*	402.2	20	0.9	B
CJSa-10	33.0	31.6	29.2	1.13	407.5*	407.5*	407.5*	407.5*	—	—	A~B
CJSa-11	28.4	26.9	25.1	1.13	408.5*	408.5*	408.5*	408.5*	27	0.95	B
CJSa-12	24.0	26.2	24.8	0.97	408.5*	408.5*	408.5*	408.5*	18	0.75	B
CJSa-13	27.0	27.1	26.8	1.00	408.5*	408.5*	408.5*	408.5*	—	—	B~E
CJSa-14	27.0	35.3	33.2	0.81	211.1	477.5*	477.5*	405.4	24	0.88	E
CJSa-15	29.0	36.0	36.4	0.81	477.5*	477.5*	477.5*	477.5*	25	0.86	E
CJSa-16	17.5	29.6	22.4	0.78	275.2	234.4	287.1	239.6	17.5	1.0	E
CJSb-2	36.6	36.4	35.6	1.03	434.9*	336.0	192.6	434.9*	30	0.82	B

注: 1. 表内\*表示该处受拉钢筋已屈服,所给出的是实测钢筋屈服强度值。

2.  $P_t$ 为破坏荷载实测值,  $P_{cb}$ ,  $P_{cc}$ 分别为按梁、柱正截面强度换算出的破坏荷载值,  $k$ 为  $P_t/P_{cb}$ 与  $P_t/P_{cc}$ 中的较大者,  $\sigma_{sa}$ ,  $\sigma_{sb}$ ,  $\sigma_{sc}$ 和  $\sigma_{sd}$ 分别为梁与节点交界面(图4中a点), 梁一侧弯弧起点(图4中b点), 柱一侧弯弧起点(图4中c点)以及柱与节点交界面(图4中d点)处的受拉钢筋应力, 当在同一截面中有几根钢筋的实测结果时, 表中数值为其平均值,  $P_{cr}$ 为节点内出现非破坏性对角劈裂裂缝的荷载,  $m$ 为  $P_{cr}/P_t$ 。

3. 破坏特征一栏中“A”为梁、柱正截面破坏, 节点无破坏及损坏; “B”为梁、柱正截面破坏, 节点柱顶面在受拉钢筋屈服后有较宽的沿纵筋劈裂裂缝; “A~B”为界于上述两种情况之间的破坏状态; “C”为梁、柱正截面破坏的同时节点弯弧下混凝土压碎, 同时对角劈裂破坏; “D”为梁、柱正截面破坏, 节点表面混凝土剥裂; “E”为节点斜压破坏。

为了使各试件有一个相同的对比标准, 一律将混凝土及钢筋的实际强度略有不同的各个

试件折算成混凝土强度为200号, 钢筋屈服强度为 $f_y = 400\text{N/mm}^2$ 。在上述坐标系中这种换算将通过配筋率来体现, 即对不会形成节点斜压破坏的试件, 考虑到节点的沿纵筋劈裂损坏或由于弯弧下混凝土的局部压碎所引起的对角劈裂破坏都主要受混凝土抗拉强度控制, 故对配筋率可用下列公式折算:

$$\rho = \rho' \frac{f_{t200}}{f_t'} \quad (1)$$

其中 $\rho$ 为标在坐标系中的配筋率,  $\rho'$ 为试件实际配筋率,  $f_{t200}$ 为200号混凝土的抗拉强度,  $f_t'$ 为与试件实测混凝土立方强度(200mm试块)对应的抗拉强度。

对于节点产生斜压型破坏的试件, 配筋率则应按混凝土抗压强度(立方强度)折算。当强度按 $\text{N/mm}^2$ 计算时, 折算关系可表达为:

$$\rho = \rho' \frac{20}{f_{c_w}'} \quad (2)$$

其中 $f_{c_w}'$ 为试件实测的200mm边长立方体抗压强度, 以 $\text{N/mm}^2$ 计。

当钢筋的实际屈服强度不同于 $400\text{N/mm}^2$ 时, 配筋率则按下式折算:

$$\rho = \rho' \frac{f_y'}{400} \quad (3)$$

其中 $f_y'$ 为试件受拉钢筋的实测屈服强度, 以 $\text{N/mm}^2$ 计。

在图14中首先可以用一条曲线, 或者更简单些用一条折线ABC将在梁、柱正截面破坏时节点保持完好的试件与梁、柱正截面破坏时在节点柱顶面沿受拉钢筋严重劈裂的试件区分开来。对于200号混凝土和屈服强度为 $400\text{N/mm}^2$ 的钢筋, 直线AB和BC可以采用以下表达式:

AB线

$$\rho = 0.5 + 0.15 \frac{r}{d} \quad 2 \leq \frac{r}{d} \leq 6 \quad (4)$$

BC线

$$\rho = 1.3 + \frac{1}{30} \frac{r}{d} \quad 6 \leq \frac{r}{d} \leq 12 \quad (5)$$

$r/d$ 大于12后不会对节点受力性能产生较明显的有利影响, 故一般不建议采用 $r/d > 12$ 的做法。

此外, 还应能找到一段曲线或斜线 $A'B'$ 来表示将在弯弧下的混凝土中产生局部压碎并导致节点对角劈裂破坏的边界线, 以及一条能表示即将发生节点斜压破坏的边界曲线或斜线 $B'C'$ 。例如, 对于200号混凝土及屈服强度为 $400\text{N/mm}^2$ 的钢筋, 直线 $A'B'$ 及 $B'C'$ 可采用以下表达式:

$A'B'$ 线

$$\rho = 0.8 + 0.15 \frac{r}{d} \quad 2 \leq \frac{r}{d} \leq 6 \quad (6)$$

$B'C'$ 线

$$\rho = 1.6 + \frac{1}{60} \frac{r}{d} \quad 6 \leq \frac{r}{d} \leq 12 \quad (7)$$

为了建立可以用于节点设计的 $\rho$ 与 $r/d$ 的关系式,可以根据对节点破坏性能要求的宽严程度,选择折线 $ABC$ 或 $A'B'C'$ 作为基本曲线。再通过可靠度分析提出用于实际设计的 $\rho$ - $r/d$ 关系式。

当节点混凝土选用200号以外的其它强度等级时,可根据所选基本曲线的不同分别处理。对于线段 $AB$ 、 $BC$ 和 $A'B'$ ,可通过公式(1)对实际 $\rho$ 进行折算,对于线段 $B'C'$ 则可通过公式(2)对实际 $\rho$ 进行折算。然后用折算后的配筋率代入公式(4)、(5)或(6)、(7)求算对应的 $r/d$ 。

鉴于节点在破坏阶段的表现一定程度上取决于钢筋的粘结性能,故本次试验用Ⅱ级钢筋作为主筋所取得的节点受力性能规律不能通过简单折算关系直接引伸到主筋使用Ⅰ级光面钢筋的节点中去。但是在用Ⅲ级钢筋作主筋时,则可按公式(3)对配筋率进行折算,再用折算后的配筋率代入公式(4)、(5)或(6)、(7)来求算对应的 $r/d$ 。

本次试验采用的是梁柱不等宽试件,柱梁宽度比为 $n=1.5$ 。鉴于在分析节点受力性能时取用按梁的有效截面计算配筋率,而节点性能却主要取决于它本身的宽度,即柱宽。因此,当工程中节点的柱梁宽度比与本文试件不同时,可在未通过专门试验进行验证之前暂用下列公式对实际配筋率进行折算:

$$\rho = \rho^* \frac{1.5}{n^*}, \quad 1.0 \leq n^* \leq 1.5 \quad (8)$$

式中 $\rho^*$ 为实际结构中梁截面的配筋率, $n^*$ 为实际结构中角节点处的柱梁宽度比。然后用折算后的 $\rho$ 代入公式(4)、(5)或(6)、(7)求算对应的 $r/d$ 。

本次试验所选用的受拉钢筋直径属中偏大。当采用小直径、多根数的配筋方案时,无疑将改善节点内受拉钢筋的粘结性能。若仍采用一排配筋方案,每根钢筋出平面方向的侧向劈裂力也将明显下降。这对于防止或减弱梁、柱主筋屈服后柱顶沿纵筋的劈裂现象也是有益的。但在采用小直径方案时,若 $r/d$ 值不变,则 $r$ 值也将减小。这意味着弯弧下混凝土斜压杆的宽度也将有所减小。因此,采用小直径方案对于防止弯弧下混凝土的局部压碎和防止节点斜压破坏则不会有什么显著效果。同时,选用小直径、多根数的配筋方案还将增加施工的复杂性。本文对这种方案不持推荐态度。

还需要一提的是,试件CJSa-3与试件CJSa-1的混凝土强度、钢筋强度、钢筋直径以及 $r/d$ 均完全相同,而且CJSa-3的配筋率还高于CJSa-1,但由于CJSa-3中加设了数量颇大的斜向箍筋(图3),从而在CJSa-3中避免了CJSa-1的那种对角劈裂破坏,而且非破坏性对角劈裂裂缝的出现也相当迟( $m=0.86$ )。这表明,较强的斜向箍筋对改善节点的受力性能是有效果的,但不足之处是用钢量增加较多且施工不够方便。

#### 4 对角节点区应力应变场的二维非线性有限元分析

考虑到受拉钢筋弯弧下面混凝土的局部受压以及弯弧对混凝土的局部劈裂力等特点,闭式角节点区本应按三维问题进行分析,但由于进行三维有限元分析的主观准备及客观条件均不够成熟,本次研究暂时只能将节点区简化为二维问题处理。节点的典型单元划分如图15所示,其中又分为钢筋单元、混凝土单元和粘单元。钢筋的弯弧用折线代替。钢筋与混凝土之间的粘结采用常用的弹簧联结来体现。为了考虑钢筋在弯弧下面对混凝土的局部压迫作

用,参照以往对钢筋弯弧下面压陷变形的实测结果,将直接位于弯弧下面的混凝土单元的厚度相应减小,然后向下逐渐增大,直至弯弧下一定深度处单元厚度重新恢复到等于节点厚度为止(见图15中的剖面 I—I)。

节点以外的梁段、柱段只取一定长度,以便使从梁段、柱段端部通过结点输入的结点力在传输到节点与梁柱的交界面时,能具有接近实际的分布规律。

保证非线性有限元分析精度的关键问题是三角形单元的刚度矩阵。为此,本文作者在国内研究工作的基础上重新对钢筋应力应变关系、混凝土双轴受力情况下的应力应变关系以及粘结滑移关系进行了筛选,并对混凝土在双向受力状态下,包括进入下降段后的横向变形系数(波松比)作出了新的、更加符合试验结果

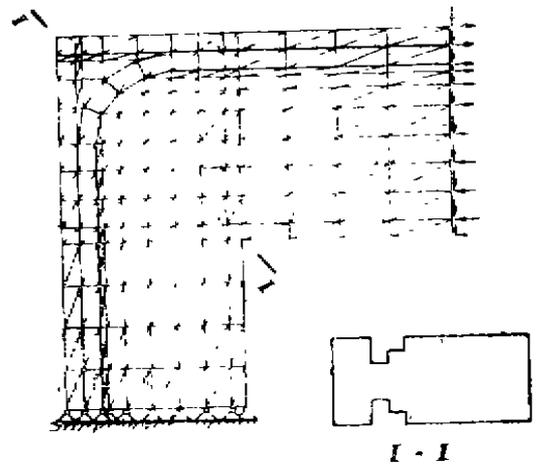


图15 角节点区的典型单元划分

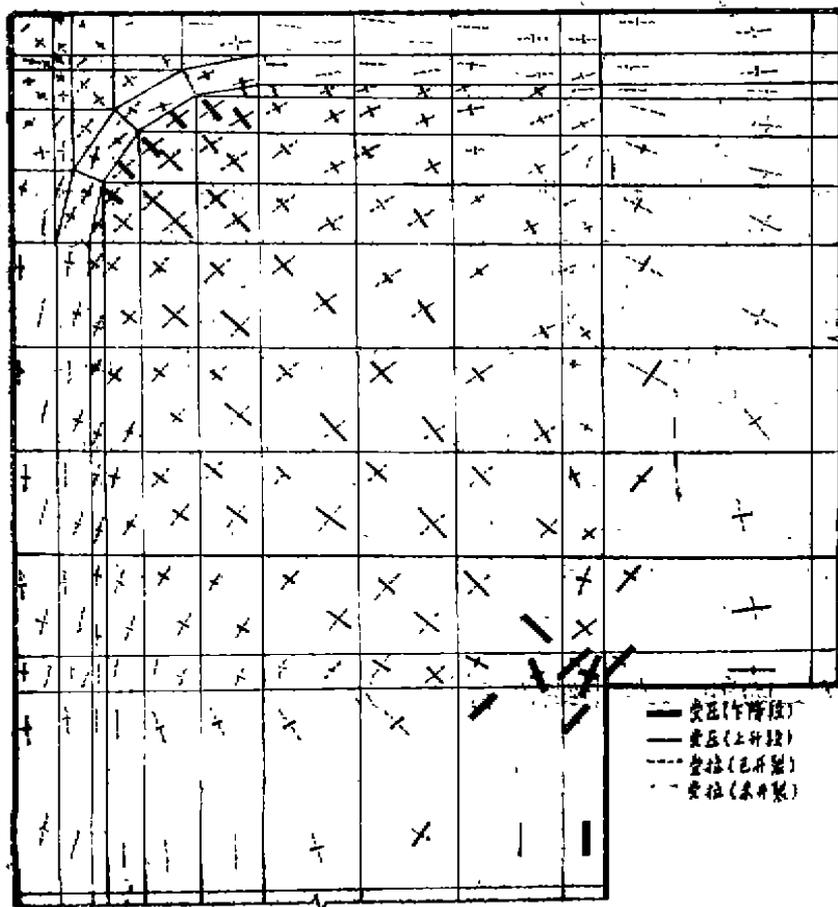


图16 闭式角节点的典型应力场

的假定。通过这些措施希望使基本假定能更为符合实际情况。此外,在计算中采用了能较方便地反映材料应力应变关系下降段、且便于在电算中应用的割线表达手法。

在分析中未采用裂缝走向追踪技巧。因此,每个单元主拉应力方向的应变一旦超过了混凝土的极限拉应变,该方向的拉应力即下降到零。

通过迭代运算即可求得各单元在给定的某组特定边界结点力下的应力和应变。有关基本假定及计算步骤方面更详细的说明见文献[8]、[9]。

从二维非线性有限元分析中得出的主要结

果有:

1) 通过分析求得的闭式角节点区的典型应力场如图16所示。图中构件的 $\rho = 1.22\%$ ,  $r/d = 6$ , 钢筋的 $f_y = 400\text{N/mm}^2$ , 混凝土为200号。其梁截面尺寸为 $b \times h = 200 \times 500\text{mm}$ , 柱截面尺寸为 $b \times h = 300 \times 400\text{mm}$ 。从图16中可以看出, 受拉钢筋以下的广大节点核芯区均处于单向受压状态, 主压应力走向呈扇形。沿主拉应力方向一般均已开裂。只有内折角处很少一部分混凝土处于双向受压状态。

2) 通过计算得出了在 $\rho$ 和 $r/d$ 各不相同的节点中受拉钢筋弯弧下面紧靠钢筋的单元中最大径向压应变的变化规律, 如图17所示。由图中可以看出, 压应变随 $\rho$ 的增大而显著提高。在 $\rho$ 很小(例如 $\rho = 0.55\%$ )时, 压应变几乎不随 $r/d$ 变化; 而且当 $r/d$ 较大时, 压应变反而有微弱的提高。这看来是因为本文中未采用裂缝走向的追踪技巧, 故无法体现弯弧起点处出现弯曲斜裂缝后给钢筋应力及弯弧以外直段钢筋上的粘结应力带来的影响。因此,  $r/d$ 越大, 弯弧起点离节点与梁、柱交界面越近, 弯弧起点处的钢筋应力也就越大。虽然 $r/d$ 较大会使弯弧下面的压应变较小, 但 $\sigma_s$ 的增长速度更快, 故反而使混凝土压应变稍有提高。在 $\rho$ 较大时, 压应变随 $r/d$ 的增大而迅速下降。但在 $r/d$ 很大时又略有回升。这后一种现象的原因与上述 $\rho$ 很小时的原因是相同的。

3) 在整个斜压区中有两个控制部位。一个是弯弧下面紧靠弯弧的混凝土单元, 它们在弯弧压力下将首先进入下降段, 并在荷载较大时有可能达到或超过混凝土的极限压应变。另一个是接近内折角处(见图16)。由于该处双向受压区混凝土的极限压应变较大, 故完全可能是接近双向受压区的单元中的单向压应变先达到对应的极限值。

上述第一个控制部位的压应变超限在 $r/d$ 较大时对应的可能是试验中柱顶面沿纵筋发生严重劈裂的情况; 当 $r/d$ 较小时就可能对应于弯弧下面混凝土局部压碎及节点发生对角劈裂的情况, 而上述第二个部位的压应变超限对应的则应是节点的斜压破坏。

令人欣慰的是, 当利用上述二维非线性有限元法对斜压破坏的试件

CJSa-14, 15和16进行模拟分析时, 通过计算求得的在上述第二个控制部位处几个单元的压应变超过 $\epsilon_c$ 而使节点区不再能在荷载不降低的前提下保持静力平衡的最大承载能力值与试验求得的破坏荷载值相当接近。因此可以通过对 $\rho$ 和 $r/d$ 以及 $f_c$ 和 $f_y$ 不同的节点进行系列计算来验证公式(7)给出的斜压破坏界限的正确性。目前这项工作正在进行中。

## 5 小结

1) 闭式角节点本身的破坏形式有两种。一种是在受拉钢筋配筋率不低且弯弧半径过小时弯弧下混凝土的局部压碎, 以及随之由局部压碎区的尖劈作用引起的节点对角劈裂破坏; 另

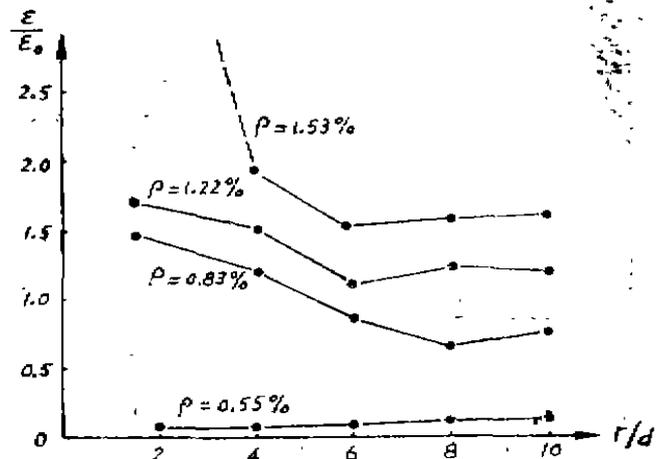


图17. 弯弧下钢筋压应变与 $\rho$ 及 $r/d$ 的关系

一种是当受拉钢筋配筋率过高时节点核心区混凝土的斜压破坏。这两种破坏形式均应切实防止。防止的办法或者是根据弯弧半径的不同给定受拉钢筋配筋率的上限,或者是根据受拉钢筋配筋率的不同给定弯弧半径的下限。

在受拉钢筋配筋率不高的节点中通过增大弯弧半径来防止节点发生对角劈裂破坏的效果是显著的,但是在受拉钢筋配筋率较高的节点中通过增大弯弧半径来防止节点发生斜压破坏的效果并不显著,而且在弯弧半径很大时这种效果接近消失。本文建议弯弧半径不大于 $12d$ 。

2) 闭式角节点本身可能发生的损坏有三种,即a、两侧两根受拉柱筋相对较粗,且混凝土强度偏低时,节点正面弯弧下的表层混凝土大面积剥裂;b、柱顶沿纵向受拉钢筋出现过宽的劈裂裂缝,该裂缝在受拉钢筋配筋率相对偏高的节点中还可能向两侧两根柱筋的弯折锚固处向节点正面延伸(图18);c、非破坏性的对角劈裂裂缝。



图18 柱顶劈裂裂缝向节点正面延伸

这三种损坏中的前两种通常均发生在梁、柱控制截面受拉钢筋屈服以后,第三种损坏一般也都发生在荷载超过使用值之后,而且此种裂缝的宽度在受力后期保持稳定,故这三种损坏均不会对节点的正常受力造成威胁,从而没有必要用它们作为判别节点破坏的准则。

如有必要,也可通过对受拉钢筋配筋率及弯弧半径规定更严格的限制条件来防止第二类损坏的出现。

3) 闭式角节点的主要受力模型为斜压杆机构,故节点核心区中的竖向及水平箍筋均受力很小。闭式角节点在各个受力阶段均可不靠箍筋而自行维持平衡。在设计中对角节点核心区可只按构造要求设置箍筋。但为了防止出现图18所示的过宽撕裂裂缝,建议当节点受拉钢筋配筋率较高时,在靠近柱顶处增设几根直径偏粗的水平箍筋。

4) 二维非线性有限元分析可以以足够的准确性模拟闭式角节点在各个受力阶段的特征。本文分析结果与试验结果符合程度良好,但细部计算方法尚可做进一步改进。

#### 参 考 文 献

- [1] Zienkiewicz, 《The Finite Element Method in Engineering Science》 London, Mc Graw-Hill, 1971
- [2] Heitshoff, B., 《Praktische Spannungsberechnung fuer den gekruemmten Traeger mit Rechteckquerschnitt》 Bautechnik, 1967, Heft4, pp. 135~140
- [3] B. Mayfield, F. K. Kong, A. Bennison and J. C. D. T. Davies, 《Corner Joint Details in Structural Lightweight Concrete》 Journal ACI, Vol. 68, No. 5, May 1971, pp. 366~372
- [4] E. L. Kemp and P. R. Mughes, 《Inelastic Behaviour of Concrete Knee

- Joists", The Consulting Engineer, October, 1968, pp. 44~48
- [5] R. A. Swann, "Flexural Strength of Corners of Reinforced Concrete Portal Frames", Technical Report, IRA 434, Cement and Concrete Association, London, November 1969
- [6] F. 莱昂哈特, E. 门尼希著, 程积高译: 《钢筋混凝土结构配筋原理》, 水利电力出版社, 1984年
- [7] Oestlund, L. "Inverkan av böckningsradier och täckande betonskikt hos kamstal på spjälkningsrisken för armerade betong-konstruktioner," The Royal Institute of Technology, Stockholm, 1963
- [8] Bai Shaoliang, Luo Yuanhui "Concrete Frame Corners" Pacific Concrete Conference, pp. 157~168, Nov. 1988, New Zealand
- [9] 罗元辉、白绍良: 双向受力的混凝土应力-应变全曲线的力学模型, 《第四届全国建筑工程计算机应用学术会议论文集》, 1988年11月, 第136~143页

(编辑: 徐维森)

## BEHAVIOR OF THE REINFORCED CONCRETE FRAME CORNER JOINTS SUBJECTED TO CLOSING LOADS

Bai Shaoliang      Luo Yuanhui

(Chongqing Institute of Architecture and Engineering)

Zhou Qijing      Zhang Zutao

(Central Engineering & Research Institute  
for Non-ferrous Metallurgical Industries)

**ABSTRACT** In this paper, experimental results on the tests of 15 full-scale reinforced concrete frame corner joints subjected to closing loads are reported. The primary variables are the compressive strength of concrete, the steel ratio and the radius of main bar bend. In order to investigate the stress distributions of the concrete in the cores of the joints, a nonlinear finite element analysis of the frame corner joints is carried out. Possible damage and failure modes of the frame corner joints are discussed herein. Based on observed and computed results, the formulae in terms of the steel ratio and the radius of main bar bend and the corresponding useful recommendations are made for the design of the frame corner joints.

**KEY WORDS** reinforced concrete, frame, corner joints