

# 钢—混凝土组合梁槽钢剪力连结件 基本性能和极限承载力研究

聂建国 孙国良

(土建系)

## 提 要

本文通过49个不同槽钢型号、不同混凝土强度的推出试件的试验,研究了钢—混凝土组合梁槽钢剪力连结件的基本性能和极限承载力。通过试验,得到了槽钢剪力连结件的三种破坏形态及其发生的条件。讨论和分析了槽钢连结件的工作机理、影响槽钢连结件承载力的主要因素,对推出试件进行了有限元分析之后,提出了一种计算槽钢连结件承载力的极限平衡模式,利用极限平衡法导出了承载力计算公式,且公式计算值与试验结果吻合较好。本文还讨论和建立了钢—混凝土组合梁槽钢剪力连结件极限承载力的取值标准及其计算公式,并提出了设计建议。与现行公式相比较,本文建立的槽钢连结件极限承载力计算公式具有物理意义明确、计算简便,同时还考虑了槽钢翼缘宽度的影响等特点。

## 一、引 言

钢—混凝土组合梁是继钢梁和钢筋混凝土梁而发展起来的组合抗弯构件,钢梁和混凝土板通过剪力连结件而连成整体共同工作,充分利用型钢抗拉和混凝土抗压的特性[1,2]。在跨度大、荷载重的情况下,组合梁比钢梁节省钢材,比钢筋混凝土梁大大减轻自重,因此试验研究和推广应用组合梁结构具有重要现实意义[1,6,12]。剪力连结件是组合梁中的关键构件,所以研究组合梁必须首先开展剪力连结件的研究。

### (一)、钢—混凝土组合梁和剪力连结件的发展概况

组合梁从最初应用到现在已有近八十多年的历史,它已由早期没有剪力连结件的外包混凝土工字钢梁发展到目前常用的所谓“板—梁”体系形式,实际上从四十年代开始,几乎所有的组合梁都采用了机械剪力连结件[1,5]。通过大量试验研究,到目前为止已经建立了组合梁设计计算的换算截面方法,极限强度方法和不完全交互作用理论,前两者已广泛应用于组合梁的设计,后者虽具有理论意义,但不便于实际应用。

剪力连结件伴随组合梁的发展而发展,已由早期单一的环箍型发展到弯筋、角钢、方钢、槽钢和栓钉等多种型式[6]。开展剪力连结件的研究是从本世纪三十年代初开始的。R.C,Maning通过对具有剪力连结件的组合梁试验,发现增设连结件使组合梁整体工作性能良好,从此,剪力连结件的研究和应用越来越受到重视[1],欧美等国有关的研究者通过组合梁试验、推出试验等方法研究了各种连结件的性能。M,Ros提出的推出试验方法一直被公认为研究剪力连结件性能和承载力的有效方法,大量研究表明推出试验结果用于组合梁设计偏于安全[5,6]。受M,Ros和Vollmy研究成果的影响,早期剪力连结件按照允许压应力方法进行设计。后来I.M.Viest提出了剪力连结件按照“有用能力”进行设计的概念。目前剪力连

结件一般按照极限强度方法进行设计。四十年代在里海大学和伊利诺大学开展的不同型式连结件比较性试验表明,槽钢连结件性能较好[7],因此它开始在组合梁中的应用逐渐占主导地位,通过研究,I.M.Viest建立了槽钢连结件屈服荷载计算公式。栓钉连结件的研究始于五十年代中期,并从六十年代中期开始得到了比较广泛的应用。自栓钉连结件的应用受到重视以来,很少对槽钢剪力连结件再进行更深入的研究。近几年来,有限元分析已开始用于组合梁和剪力连结件的研究。

国内近几年亦开展了组合梁和剪力连结件的研究,取得了初步研究成果[12、18]。

## (二)、槽钢剪力连结件的特点

剪力连结件按其变形能力的大小可以分为刚性连结件和柔性连结件两大类,在不同的连结件型式,槽钢属于柔性连结件,它具有抗剪力强、重分布剪切荷载性能好和翼缘本身可以抵抗掀起等特点。槽钢连结件取材方便,便于手工焊接,质量容易保证,适用性广,根据目前钢—混凝土组合梁在国内的应用情况,研究槽钢连结件具有特殊意义。

## (三)、槽钢连结件研究现状及本文研究目的

五十年代中期以前,在欧美等国对槽钢连结件进行了较多的研究[7],在这以后尚未见到有关这方面的研究报道。受早期设计方法的影响,当时的研究主要限于槽钢连结件的弹性工作阶段,未对槽钢连结件的工作机理、破坏特征和极限承载力进行深入研究。I.M.Viest等在试验的基础上导出了单位长度槽钢连结件屈服荷载计算公式:

$$Q_{yp} = 182(h + 0.5tw) \sqrt{f_c'} \quad [7] \quad (1-1)$$

式中 $Q_{yp}$ 的单位为(磅/吋<sup>2</sup>), $h$ 和 $t_w$ 分别为槽钢翼缘的平均厚度和腹板厚度(吋), $f_c'$ 为混凝土园柱体抗压强度(磅/吋<sup>2</sup>)。试验表明极限荷载约为屈服荷载的3倍。上式虽与试验结果吻合较好,但物理意义不够明确,翼缘和腹板提供承载力的系数由假定而得到,当时试验构件的混凝土强度偏低。受I.M.Viest试验结果的影响,目前用于计算槽钢连结件极限承载力公式近似由(1-1)式乘以系数3而得到。现行极限承载力计算公式有:

$$Q_u = 550(h + 0.5tw) \sqrt{f_c'} \quad [8] \quad (1-2)$$

$$Q_u = 0.3\phi(h + 0.5tw) \sqrt{E_c f_c'} \quad [9] \quad (1-3)$$

式中 $Q_u$ 为单位长度槽钢连结件的极限承载力, $\phi$ 为一折减系数, $E_c$ 为混凝土弹性模量。现行公式都认为承载力与槽钢长度成线性关系。当前不同国家的规范对 $Q_u$ 与混凝土立方体强度 $R$ 之间的关系持有不同观点,一种认为 $Q_u$ 与 $R$ 始终呈同一关系,另一种则认为当 $R$ 超过某一界限值之后, $Q_u$ 不再随 $R$ 提高而增大。综上所述,关于槽钢连结件的研究尚存在以下几方面的问题:

(1)、对槽钢连结件工作机理、破坏特征和极限承载力研究较少,现行极限承载力计算公式未能正确反映槽钢的实际受荷特性,物理意义不够明确。

(2)、对 $Q_u$ 与 $R$ 关系的认识尚不统一。

(3)、现行公式的建立所依据试验构件的 $R$ 偏低。

推出试验为研究连结件性能和承载力的有效方法,并且试验结果用于组合梁设计偏于安



应变片1和4所在位置称之为腹板 I 点, 2和5所在的位置称为腹板中点, 3和6所在的位置叫腹

主 要 试 验 结 果

表1

试件组别名称	槽 钢	R (kg/cm <sup>2</sup> )	$Q_C^E(t)$			$Q_{SP}^E(t)$			$Q_u^E(t)$			破 坏 形 态
			试件 I	试件 II	试件 III	试件 I	试件 II	试件 III	试件 I	试件 II	试件 III	
TS-1A	[10	526	13.5	10.5	9.5				23.5	23.6	22.0	槽钢腹板拉断
TS-1B	[10	284	8.0	7.5	9.0	15.9	14.6	16.2	16.5	15.0	17.0	混凝土板劈裂
TS-1C	[10	336	9.5	9.0	7.5	19.0	19.5	20.0	20.0	20.2	22.0	混凝土板劈裂
TS-1D	[10	443	10.0		8.0	21.8		22.2	23.0		23.2	混凝土板劈裂
TS-2A	[8	272	7.5	6.0	10.5	13.5	15.0	14.0	15.0	16.0	15.0	混凝土板劈裂
TS-2B	[8	344	10.0	9.5	6.0	16.5	18.0	18.4	17.0	20.5	19.5	混凝土板劈裂
TS-2C	[8	391	9.5	10.0	9.5	18.6	19.6	20.0	19.5	21.0	21.5	混凝土板劈裂
TS-2D	[8	466	8.0	6.0		23.3	20.0		25.0	22.0		先劈裂后拉断
TS-3A	[6.3	249	10.5	11.5	10.0	13.6	13.2	13.4	14.0	13.6	14.0	混凝土板劈裂
TS-3B	[6.3	328	10.5	12.0	9.0	17.5	17.4	17.0	19.5	18.5	19.5	混凝土板劈裂
TS-3C	[6.3	305	7.0	10.5	8.5	16.1	16.3	17.8	17.5	18.5	18.0	混凝土板劈裂
TS-3D	[6.3	393	9.5	8.0		19.0	18.0		21.5	20.0		混凝土板劈裂
TS-4A	[5	252	5.5	7.5	7.5				12.5	12.0	10.5	混凝土局部压坏
TS-4B	[5	424	7.5	8.0	6.0				18.0	18.0	16.5	混凝土局部压坏
TS-4C	[5	370	9.0	9.5	9.0				17.0	15.0	14.5	混凝土局部压坏
TS-4D	[5	410	7.0	6.0	5.5				17.0	17.0	16.5	混凝土局部压坏
SS-A	[5	325	8.0	8.0	7.0				14.0	15.5		混凝土局部压坏
SS-B	[5	315	7.5	7.5	6.5				12.0	15.5		混凝土局部压坏

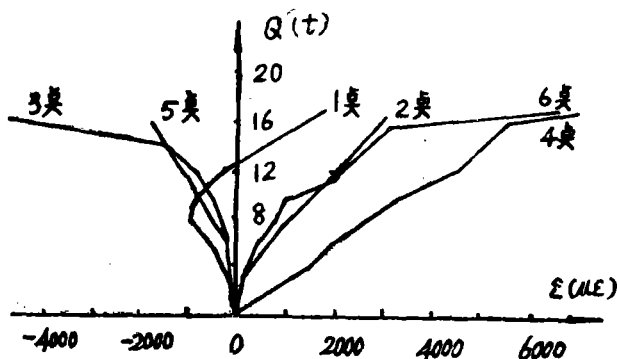


图 3. 典型的“Q-ε”曲线

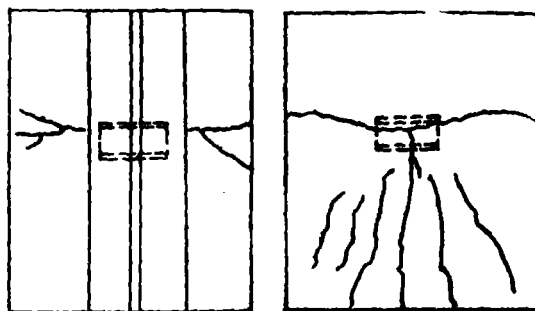
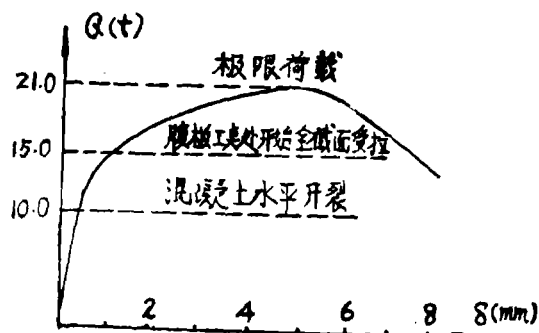
点是上表面(测点2)受拉,下表面(测点5)受压,而腹板 I 点则相反。混凝土板初始纵向劈裂时,剥去混凝土后发现,槽钢腹板沿其高度方向已发生了转动变形,以 I 点处转角最大,

板 I 点。腹板各测点典型的“Q-ε”

(荷载—应变)曲线见图3。在 $Q_{SP}^E$ 作用时,腹板 I 点上下表面(测点1和测点4)均为拉应变,T在荷载接近 $Q_u^E$ 时, I 点的拉应变随R的提高而增大, $R \geq 466 \text{ kg/cm}^2$ 的试件全部发生腹板拉断破坏,断口在内翼缘和腹板交接处。腹板中点和 I 点在受荷过程中始终处于弯曲变形状态,在荷载达到 $Q_{SP}^E$ 时已发生弯曲屈服,腹板中

约(25~35)度。槽钢剪力连接件弹性工作阶段较短, 极限荷载约为屈服荷载的3.5倍。

### 3. 工字钢翼缘和混凝土板交接面的相对滑移和水平分离。



a) 内侧面

b) 外侧面

### 4. 典型的“Q-δ”曲线(TS-2CII)

图 5. 混凝土板裂缝

典型的“Q-δ”(荷载—相对滑移)曲线见图4。它一般可分为直线上升段、转折段、明显非线性段和下降段。下降段随R的提高而变短变陡, δ随R的提高而变小, 在不同型号槽钢之间, “Q-δ”曲线的形状无明显变化。

百分表②测得的相对水平分离一般为δ的( $\frac{1}{4} \sim \frac{1}{2}$ )。相对分离沿交接面高度分布规律是混凝土板底处大, 槽钢肢尖水平位置处较小, 腹板水平面以上部分的交接面基本处于相互挤压状态。

### 4. 混凝土板裂缝

裂缝开展情况见图5。裂缝可以分水平裂缝和纵向裂缝两种, 第一条水平裂缝在混凝土板内侧面的出现并不明显改变槽钢连接件的工作性能, 同时有一个较长的稳定过程。混凝土板外侧面主要纵向裂缝③先在槽钢位置处诱发, 然后朝上、下延伸发展, 次要纵向裂缝的出现与延伸几乎同时完成。腹板拉断破坏的试件TS-1A组在混凝土板外侧面未出现任何裂缝, 采用C5槽钢连接件的试件也是如此。

### 5. 破坏形态

#### (1)、混凝土板纵向劈裂破坏

参看表1, 混凝土板纵向劈裂破坏发生于非C5槽钢并且 $R \leq 443 \text{ kg/cm}^2$ 的28个试件, 其破坏特征是临近荷载 $Q_{sp}^E$ 时, 开始在混凝土板外侧面出现纵向裂缝, 然后混凝土板被劈裂成短柱而使荷载达到极限值。初始纵向劈裂荷载和极限荷载相差约10%。这种破坏形态也是组合梁最常见的破坏形态。

#### (2)、混凝土板局部压坏

以混凝土板内侧面槽钢下方且与其紧邻的混凝土被压碎为特征, 采用C5槽钢的试件全部发生这种破坏。在破坏过程中, 混凝土板内侧面槽钢下方混凝土一片一片地脱落, 直到槽钢下方混凝土被压碎, 最后槽钢被拔出。这种破坏也可叫槽钢连接件拔出破坏, 破坏后混凝土板外侧面无裂缝。

#### (3)、槽钢腹板拉断破坏

腹板拉断破坏表现为“ $Q-\delta$ ”曲线的下降段很短很陡,临近荷载 $Q_{sp}^E$ 时,腹板 I 点拉应变急剧增大,直至极限拉应变而使槽钢连结件失去承载力,断口在腹板 I 点处,发生这种破坏形态的条件是 $R \geq 466 \text{ kg/cm}^2$ 。

### (三)、槽钢连结件的工作机理

根据试验和分析,槽钢连结件受荷情况可以由图6a简化如图6b所示。可以近似认为 $Q_1$ 和 $Q_2$ 沿槽钢长度 $L_s$ 均匀分布,而槽钢传递给混凝土板的荷载沿槽钢高度非均匀分布,内翼

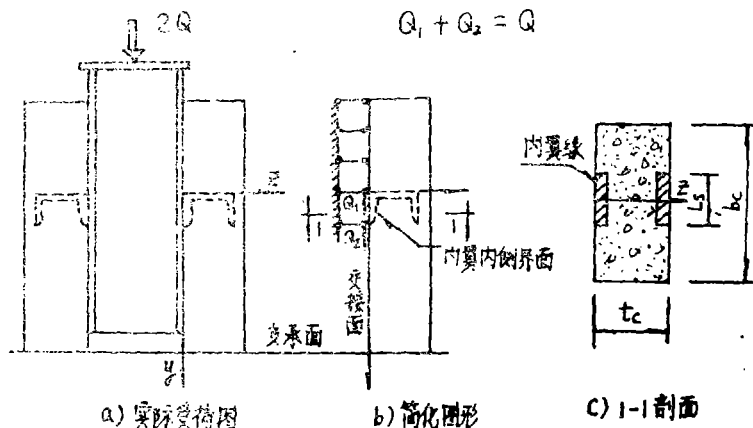


图 6. 推出试件受荷图形

缘底部及内翼内侧界面(槽钢翼缘为斜削型)混凝土承受较大的压应力,但该部分混凝土受到槽钢翼缘、工字钢翼缘和周围混凝土的“被动”侧向( $x$ 和 $Z$ 方向)约束作用,处于复杂应力场中,其抗压强度明显高于单轴抗压强度。如所周知,受有侧压力 $\sigma_c$ 作用的混凝土圆柱体,其纵轴向抗压强度 $\sigma_{cc}$ 服从下面经验关系式:

$$\sigma_{cc} = R_a + K \sigma_c \quad (2-1)$$

式中 $K$ 为侧压力系数。由图2—6c可见,与槽钢内翼缘接触的混凝土承压面积只占整个混凝土板横截面积的一小部分,根据混凝土“套箍”强化理论,当该部分混凝土承受一定的压应力时,在其内部即出现微观裂缝,随着压应力的增加,微观裂缝急剧开展,但微裂缝的发生和发展都要受到槽钢翼缘、工字钢翼缘和周围混凝土的限制,因而受到 $x$ 和 $Z$ 方向的“被动”侧压力作用,所以抗压强度明显提高,直至周围“套箍”混凝土达到极限抗拉强度。诚然,混凝土板纵向劈裂破坏的试件在 $Q_{sp}^E$ 作用时,“套箍”混凝土在 $x$ 方向已进入抗拉极限。

显然腹板通过抗剪传递部分荷载。对试验结果统计分析表明,在荷载 $Q_{sp}^E$ 作用时,腹板 I 点上表面拉应变的平均值为 $0.5\epsilon_y$  ( $\epsilon_y$ 为对应于腹板抗拉屈服强度时的应变值),下表面拉应变的平均值为 $2\epsilon_y$ ,由平截面变形假定得知腹板 I 点处此时全截面受拉。根据试验和分析,在槽钢连结件非弹性工作阶段,它通过内翼缘底部及内翼缘内侧界面混凝土抗压、“被动”侧压力在内翼缘界面产生的摩擦力及腹板的抗拉和抗剪共同抵抗荷载 $Q$ 的作用。而在槽钢连结件弹性工作阶段,则主要由内翼缘底部及内翼缘内侧界面混凝土抗压、内翼缘界面粘结摩擦力和腹板抗剪而共同用产生承载力,但是槽钢连结件弹性工作阶段较短。槽钢外翼缘起

抗拔作用。

## 2、破坏形态分析

混凝土板劈裂破坏是槽钢腹板抗拉和内翼缘底部及内翼内侧界面混凝土抗压协调工作的结果, 腹板抗拉和混凝土在“套箍”作用下的抗压强度得到了较好的利用, 它是一种比较理想的破坏形态。混凝土板局部压坏则因槽钢几何尺寸较小, 不能保证腹板抗拉和混凝土抗压协调工作, 致使槽钢拔出破坏。腹板拉断破坏则是由于混凝土强度较高, 限制了腹板变形的发展, 导致混凝土在“套箍”作用下的抗压强度未得到充分利用。

混凝土板局部压坏和腹板拉断破坏后, 槽钢连接件即丧失全部承载力, 组合作用完全消失, 这在实际设计中应加以避免。分析表明可以通过限制槽钢最小高度和混凝土强度上限值而分别控制混凝土板局部压坏和腹板拉断破坏的发生, 建议用作剪力连接件的槽钢高度不小于63mm, 混凝土强度上限值由计算确定。

## (四)、影响槽钢连接件承载力的主要因素

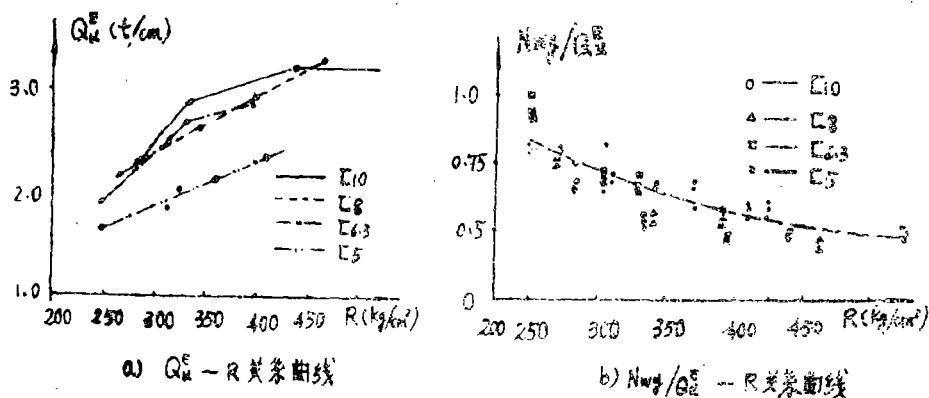


图 7、 $Q_u^E$ 、 $N_{wy}$  及  $R$  间的关系曲线

$Q_u^E$  与  $R$  的关系见图7a所示。 $Q_u^E$  随  $R$  增大而增大, 增大幅度以腹板抗拉强度最高的 L10 槽钢的最大, 再次表明腹板抗拉也提高了部分承载力。图7a还表明使极限荷载不再提高的混凝土强度上限值确实存在, 但与腹板抗拉强度有关。

槽钢几何尺寸增大有利于承载力的提高, 腹板抗拉强度的提高对承载力起着有利作用。槽钢腹板全截面屈服时的抗拉力  $N_{wy}$  与  $Q_u^E$  之比随  $R$  的变化见图7b, 由最小二乘法得到

$$N_{wy}/Q_u^E = \frac{1}{0.35 + 3.5 \times 10^{-3} R} \quad (2-2)$$

相关系数0.86。根据试验分析, 上式近似反映了腹板提供的承载力与  $R$  的关系, 也即腹板转角随  $R$  的变化情况。

## 三、推出试件的有限元分析

槽钢连接件受力复杂, 到目前为止还未曾对其进行过定量分析, 为了考察槽钢周围混凝土的应力分布情况, 建立槽钢连接件的受力模式, 加深对其工作机理的认识, 同时为了简化

计算, 近似对推出试件进行平面问题在弹性阶段的有限元分析。编制了计算程序, 分析计算按两步进行。

### (一)、 $x-y$ 平面应力分析

$x-y$ 平面应力的有限元分析模型见图8a。在引入槽钢和混凝土均为线弹性材料及忽略板

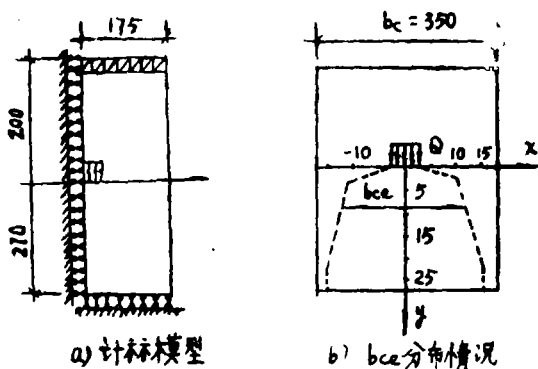


图 8.  $x-y$ 平面应力分析模型及  $bce$  分布情况

底摩擦假定下的计算结果表明, 混凝土板中的压应力  $\sigma_y$  沿板宽的分布是中间大、两边小, 任一平行于  $x-z$  平面的横截面上可以得到一个“有效宽度”  $bce$ , 其数学表达式为:

$$bce = Q / (\sigma_y)_{\max} t_c \quad (3-1)$$

由上式计算的  $bce$  沿  $y$  轴的分布见图8b。横向应力  $\sigma_x$  和纵向应力  $\sigma_y$  的计算结果与试验现象吻合较好。

### (二)、 $y-z$ 平面应力分析

利用已经得到的  $bce$  值, 近似认为压应力  $\sigma_y$  沿  $bce$  宽度均匀分布, 根据试验分析和简化处理, 得到  $y-z$  平面应力分析的有限元计算模型见图9a所示。同样引入线弹性材料忽略板底摩擦的假定, 计算结果表明槽钢传递给混凝土的压应力沿槽钢高度非均匀分布, 以内翼缘底部混凝土受到的压应力最大。内翼缘内侧

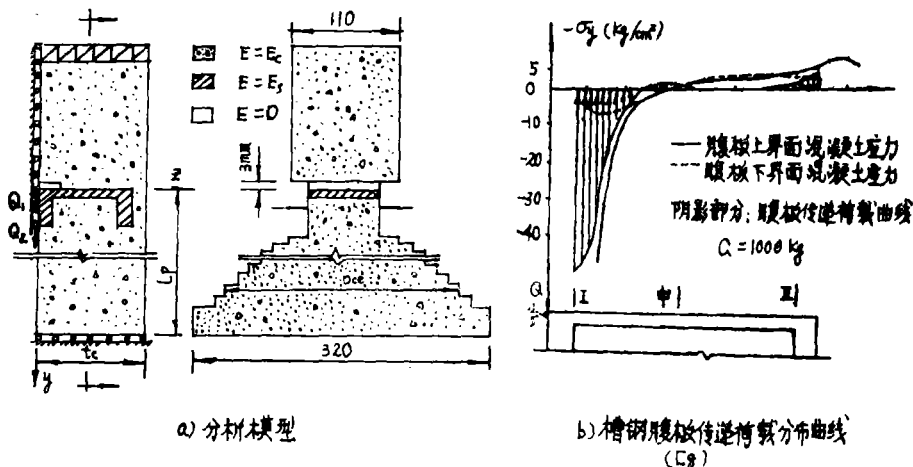


图 9  $y-z$ 平面应力分析模型及腹板传递荷载分布曲线

面存在侧压力  $\sigma_z$  作用。典型的腹板上、下界面混凝土承受的应力分布见图9b, 将它们相迭加便得到腹板沿  $Z$  方向传递荷载的图形, 它与 I. M. Viest 的假定的结果相接近。

## 四、槽钢剪力连结件承载力计算及讨论

试验表明槽钢连结件弹性工作阶段较短, 因此研究槽钢连结件在非弹性工作阶段的承载力问题具有实际意义。如前所述, 可以由构造措施而控制混凝土局部压坏和槽钢腹板拉断破



坏的发生,所以下面着重讨论劈裂破坏形态下承载力计算问题。根据试验分析,可以建立混凝土板初始纵向劈裂时槽钢连接件的极限平衡模式,按照混凝土“套箍”强化理论,利用极限平衡法推导承载力的计算公式。

### (一)、混凝土板劈裂破坏形态下槽钢连接件承载力的计算

#### 1、初始纵向劈裂荷载计算公式推导

根据前面分析和讨论,在混凝土板初始纵向劈裂时假定:

(1)、槽钢内翼缘底部及内翼缘内侧界面混凝土抗压强度 $\sigma_c$ 服从(2—1)式所示的经验公式。

(2)、 $\sigma_c$ 沿槽钢翼缘最大厚度 $t_f$ 均匀分布,“套箍”混凝土作用的“被动”侧压力 $\sigma_r$ 沿 $x$ 和 $z$ 方向相等且沿翼缘宽度 $b_f$ 均匀分布。

(3)、槽钢腹板截面仍保持为平截面,且腹板为理想的弹—塑性材料,不考虑钢材的强化。

根据试验分析和假定,参考有限元计算结果并将图9b中腹板传递荷载的曲线简化成二次抛物线,得到槽钢的受荷图形见图10,腹板弯矩分布图形是根据试验而得到。以单位长度槽钢为研究对象,考虑图10a的平衡条件便得到:

$$Q_{SP} = N \sin \alpha + Q_1 \cos \alpha + t_f \sigma_c + F \quad (4-1)$$

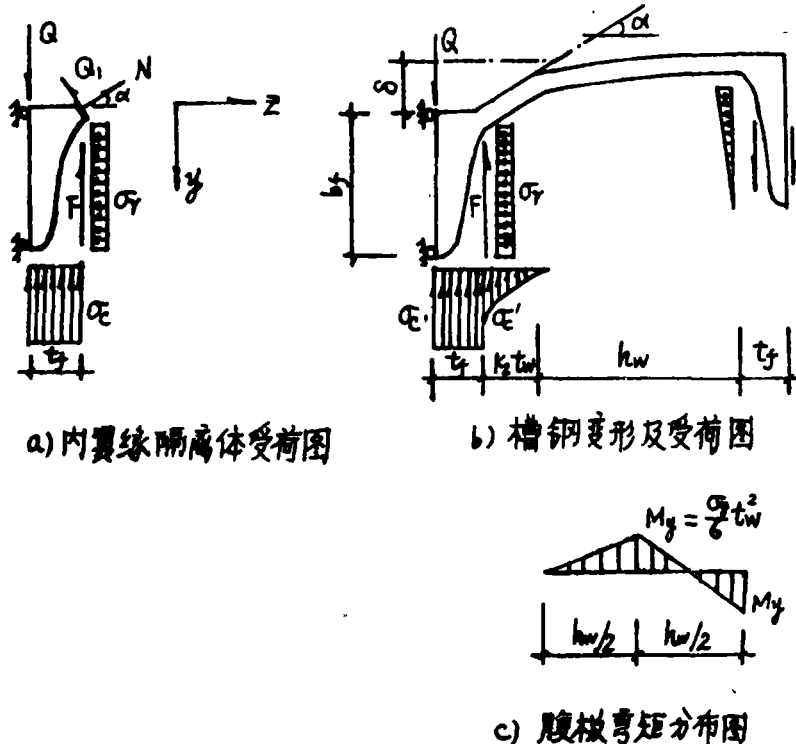


图 10 初始纵向劈裂时槽钢变形及受荷图形

式中 $Q_{SP}$ 为初始纵向劈裂荷载的计算值, $F$ 为内翼缘界面摩擦力,其余符号意义见图所示。

由试验结果和假定(3):

$$N = 0.94 t_w \sigma_r \quad (4-2)$$

根据Mises屈服条件可以确定腹板 I 点处未屈服的那部分截面上的剪应力, 再进行积分得到:

$$Q_1 = 0.07 t_w \sigma_r \quad (4-3)$$

参照(2-2)式及前面的讨论, 设  $\sin \alpha = \frac{1}{a + bR}$ , 得到:

$$\sin \alpha = \frac{1}{1 + 3 \times 10^{-3} R} \quad (4-4)$$

$$\cos \alpha \approx 1 - \frac{0.5}{1 + 3 \times 10^{-3} R} \quad (4-5)$$

由假定(1):  $\sigma_c = R_s + K \sigma_r$  (4-6)

取  $R_s = 0.8 R$ 。根据混凝土“套箍”强化理论, 利用初始纵向劈裂时槽钢位置处单位长度混凝土板(见图11)的极限平衡条件有:

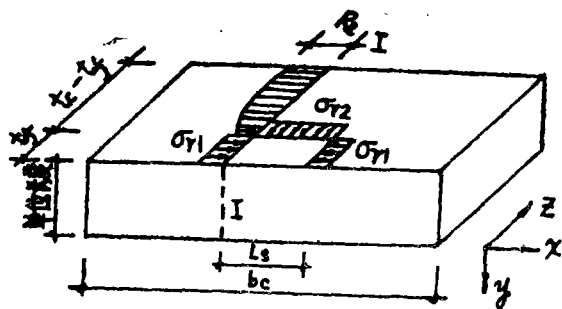


图 11. 槽钢位置处单位混凝土板长的平衡模式

$$\sigma_{r1} = K_1 (t_c/t_f - 1) R_1 \quad (4-7)$$

式中  $K_1$  为拉应力分布不均匀系数,  $R_1$  为混凝土劈裂抗拉强度。由假定(2)有:

$$\sigma_r = K_1 (t_c/t_f - 1) R_1 \quad (4-8)$$

取  $K = 4.1$ ,  $R_1 = 0.1 R_s$ , 且令  $K_1 = 0.9$  便得到:

$$\sigma_c = R_s + 0.37 (t_c/t_f - 1) R_s = \omega R_s \quad (4-9)$$

$$F = (b_f + 2b_f t_{fe}/l_s) \sigma_r \tan \varphi \quad (4-10)$$

式(4-10)中  $t_{fe}$  为槽钢翼缘平均厚度,  $\varphi$  为摩擦角, 设  $\varphi = 15^\circ$  便有:

$$F = 0.24 (t_c/t_f - 1) (1 + 2t_{fe}/l_s) b_f R_s \quad (4-11)$$

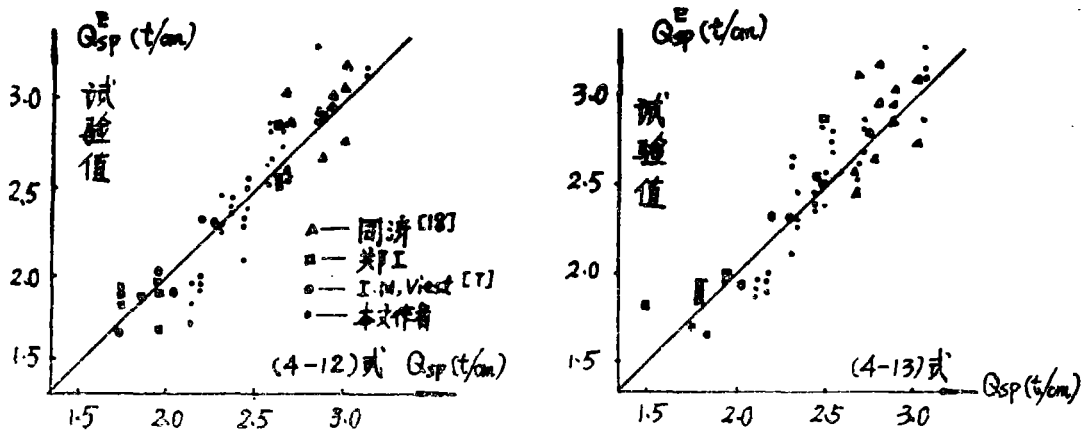
所以:

$$Q_{SP} = \frac{1}{1 + 3 \times 10^{-3} R} t_w \sigma_r + 0.07 t_w \sigma_r + \omega t_f R_s + 0.024 (t_c/t_f - 1) (1 + 2t_{fe}/l_s) b_f R_s \quad (4-12)$$

对上式观察和分析后进行简化便得到:

$$Q_{SP} = 0.6 t_w \sigma_r + (3t_f + 0.15b_f) R_s \quad (4-13)$$

公式(4-12)计算结果与试验结果之比为0.85~1.12, 平均值为0.989, 均方差0.078, 公式(4-13)计算结果与试验结果之比为0.84~1.13, 均值0.988, 均方差0.074。公式计算值与试验结果的对比见图12, 可见它们吻合较好。

图 12.  $Q_{sp}$  的计算值与试验值的对比

2、极限荷载 纵向劈裂破坏极限荷载可按式计算

$$Q_u' = 0.7t_w\sigma_r + (3t_f + 0.15b_f)R_s \quad (4-14)$$

(二)、混凝土板局部压坏极限荷载 根据研究, 建议按下式计算

$$Q_u' = 0.55t_w\sigma_r + (3t_f + 0.15b_f)R_s \quad (4-15)$$

(三)、发生槽钢腹板拉断破坏的混凝土强度值

根据腹板的平衡条件, 经过推导, 并且考虑发生腹板拉断破坏试件的参数便得到发生腹板拉断破坏时有如下关系式:

$$R_s = 0.12\sigma_r \quad (4-16)$$

为了控制腹板拉断破坏, 建议  $R_s \leq 0.12\sigma_r$ , 因此以上公式均应附加条件  $R_s \leq 0.12\sigma_r$ , 如果  $R_s \geq 0.12\sigma_r$ , 取  $R_s = 0.12\sigma_r$ . 极限荷载计算结果与试验结果之比为 0.83~1.12, 均值 1.01, 均方差 0.085. 可见公式计算值与试验结果吻合较好.

(四)、极限承载力取值标准与设计建议

大量研究表明, 组合梁常因为混凝土板纵向劈裂而开始失去组合作用. 根据试验和分析, 建议将初始纵向劈裂荷载作为槽钢连接件的极限承载力. 为了设计方便, 将公式 (4-13) 中的符号与国产钢材型钢表中的符号统一起来, 便得到槽钢连接件极限承载力的实用计算公式:

$$Q_u = 0.6d\sigma_r + (6t + 0.15b)R_s \quad (4-17)$$

适用范围  $R_s \leq 0.12\sigma_r$ , 如果  $R_s > 0.12\sigma_r$ , 取  $R_s = 0.12\sigma_r$ . 建议用作剪力连接件的槽钢高度不小于 63mm. 推出试验结果用于组合梁设计偏于安全, 设计钢—混凝土组合梁槽钢剪力连接件可按 (4-17) 式和以上建议进行.

(五)、现有公式间的比较 AASHO(1973)公式<sup>[8]</sup>:  $Q_u = 550(h + 0.5t_w)\sqrt{f_c'}$

$$S \cdot D \text{ for } T \cdot B \text{ 公式}^{[9]}: Q_u = 0.3\phi(h + 0.5t_w)\sqrt{E_c f_c'}$$

本文公式:  $Q_u = 0.6d\sigma_r + (6t + 0.15b)R_s$

比较表明, 本文直接利用极限平衡法导出的槽钢连接件极限承载力计算公式具有物理意义明确、计算简便, 还考虑了翼缘宽度的影响, 且与试验结果吻合较好等特点. 明确了取值标准, 所建议的公式计算值与国外公式计算值相接近.

## 五、结 论

1、采用槽钢剪力连结件的推出试件存在三种破坏形态,即混凝土板纵向劈裂破坏、混凝土板局部压坏和槽钢腹板拉断破坏,可以由限制槽钢的最小高度(63mm)和混凝土强度上限制( $R_s = 0.12\sigma_y$ )而分别控制局部压坏和腹板拉断破坏的发生。

2、槽钢连结件弹性工作阶段较短。在其非弹性阶段,主要由槽钢内翼缘底部及内翼内侧界面混凝土抗压、内翼缘界面摩擦力和腹板的抗拉与抗剪共同抵抗荷载Q的作用。内翼缘底部及内翼内侧界面混凝土受到周围“套箍”混凝土的“被动”侧压力作用,其抗压强度明显高于单轴抗压强度。

3、有限元分析指出,槽钢连结件内翼缘底部混凝土受到的压应力最大,腹板传递给界面混凝土的应力沿槽钢高度方向的分布主要集中在腹板I点附近。

4、本文在试验研究的基础上提出了一种极限平衡模式,利用极限平衡法导出的槽钢连结件承载力计算公式与试验结果吻合较好。

5、建议槽钢连结件极限承载力取为混凝土板初始纵向劈裂时的荷载,槽钢剪力连结件极限承载力可按(4—17)式计算,用作剪力连结件的槽钢高度应不小于63mm。本文提出的设计建议可供设计钢—混凝土组合梁参考。

## 参 考 文 献

- [1]、I.M.Viest: "Review of research on composite steel-concrete beams". J.S.D of ASCE, Jan. 1966.
- [2]、Roger.Q.Slutter and George.C.Driscoll: "Flexural Strength of steel-concrete composite beams". J.S.D of ASCE, 1965.
- [3]、Calin.Davies: "Small Scale push-out tests on welding stud shear connectors". concrete, Sep. 1967
- [4]、Cp.117: part 1. 1965.
- [5]、P.R. Johnson: "Research on steel-concrete beams". J.S.D of ASCE, March. 1970.
- [6]、P.R. Johnson: "composite construction". 1975.
- [7]、p.I.M.Viest: "Design of channel shear connectors for composite I-beams bridges, .Public loads. April. 1954.
- [8]、AASHO (1973规范)
- [9]、Structural Design for tall buildings".
- [10]、P.R.Johnson: "Analysis and design for longitudinal shear in composite T-beams". I.C.E Proceedings. Part 2. Vol. 71. Dec. 1981.
- [11]、北钢院译: "美国房屋钢结构设计制造和安装规范(1978)。
- [12]、孙国良: "钢—混凝土组合结构及其应用", 郑工组合结构资料集V, 1980年5月。
- [13]、局部承压专题研究专题组: "混凝土及钢筋混凝土局部承压问题", 建筑技术通讯, 1982年。
- [14]、钮长仁: "关于混凝土局部承压强度的几点见解", 哈建工学报, 1981年第2期。
- [15]、R.Park and T.Puslay: "Reinforced concrete structures, "1975.
- [16]、蔡绍怀: "混凝土局部承压强度", 土木工程学报, 1963年第6期。
- [17]、槽声远、杨熙坤、钮长仁: "混凝土轴心局部承压破坏及强度的试验研究", 哈建工学报, 1980年第1期。
- [18]、张培信: "钢—混凝土组合结构联结件承载力试验研究报告", 同济科技情报站, 1983年4月。