

钢筋混凝土深梁在对称集中荷载下 抗剪强度的研究

龚绍熙*

(土建系结构教研室)

提 要

本文给出40根深梁构件实验结果。研究深梁在对称集中荷载下的工作性能,破坏形态和强度计算。讨论剪跨比、混凝土强度、加荷垫板尺寸、腹筋配筋率和纵筋配筋率对深梁抗剪强度的影响。根据拉杆拱受力模型导出抗剪强度计算公式,并与国内外约194根深梁实验结果比较,符合程度良好。对斜截面抗弯强度及深梁抗裂度问题亦进行讨论,并给出计算公式。

一、引言

钢筋混凝土深梁,一般指高跨比较大的梁:是介于浅梁(弯、剪作用)和柱(压、弯作用)之间的一类中长构件。其主要特点是大部分剪力通过加荷点到支座的短柱受压而传到支座。欧洲混凝土委员会——国际予应力混凝土协会(CEB—FIP)规定高跨比 $H/L \geq \frac{1}{2}$ (简支梁)或 $1/2.5$ (连续梁)的梁属于深梁。美国规范ACI—318—77规定剪跨比 $\frac{a}{H_0} \leq 2$ 按深梁跨考虑,并适用于 $H/L \geq \frac{1}{4}$ 的构件。F.K.Kong建议的深梁计算公式适用于 $H/L \geq \frac{1}{3}$ 的情形。

工业厂房双肢柱的肩梁、框肢剪力墙(在竖向荷载下)或框架柱支承的高梁、片筏或箱形基础的反梁、浅仓或水箱侧板以及高桩码头横梁都可能属于深梁的范围。而中长折板和框架——剪力墙结构的楼盖(在水平荷载下)亦常按深梁一样工作。因此,研究深梁的合理计算问题在实际工程中具有重要意义。

深梁在平面内竖向荷载作用下,由于 σ_y 的影响,使 σ_x 沿垂直截面的分布不再为直线 τ_x ,亦非按抛物线分布。垂直截面的平截面假定也不成立。中和轴往往不在梁高的一半,并可能出现一条以上的中和轴。1932年F.Dischinger给出多点支承连续深梁的弹性分析结果。波特兰水泥协会(PCA)在此基础上制订的ST66深梁设计方法至今仍为一些国家所引用。当然,弹性分析方法往往给出偏于保守的结果。

CEB—FIP—70方法,主要是根据德国Leonhardt和walter的实验结果制定的。并受到

※1981年11月25日收到。

※参加实验工作的还有:结构实验室李天玉、范立群等,郑州市第二建筑公司尹水文、张丽美等。

瑞典Nylander和Hoist早期实验的影响。其重点是深梁抗弯强度设计,采用的内力臂值为 $z = 0.2(L + 2H) \leq 0.6L$ 。至于抗剪强度设计,则仅给出深梁能承担的最大剪力和规定最小腹筋量。

ACI—318—71规范则规定了深梁抗剪强度设计,此法主要根据Crist、de Paiva和si—ess等的实验研究制定的。深梁抗剪强度表达为混凝土抗剪能力和腹筋抗剪能力之和,并根据剪力摩擦理论导出计算公式。关于深梁能承担的最大剪力及最小腹筋量也作了规定。ACI—318—77规范关于深梁部分并无本质上的修改。

F.K.Kong进行了一系列实验研究。假定破坏发生于加荷点与支座间的劈裂,并基于混凝土的劈裂强度而导出计算公式。也由混凝土抗剪能力和腹筋(包括纵筋)抗剪能力两部分组成。而抗弯强度计算中的内力臂则取固定值 $z = 0.6H$ 。

R.F.Manuel研究了深梁的破坏特性,根据桁架模型导出深梁斜压破坏荷载(即抗剪承载能力)和由受拉钢筋达到流限决定的荷载(即抗弯承载能力)。

从六十年代始,国外已进行千余根深梁试验研究。但由于深梁受力的复杂性,关于破坏机理的认识以及抗弯和抗剪强度计算公式是各种各样的:剪力摩擦、劈裂破坏和桁架模型是其中几种主要的计算模型。到目前为止,还没有一本规范能完整地包括抗弯强度和抗剪强度计算和构造的内容。

我国关于深梁的试验研究是近几年开展的。作为“钢筋混凝土结构设计规范”的研究课题,各单位对无腹筋及有腹筋深梁在集中力或均布荷载作用下的抗弯强度和抗剪强度进行系统的实验与理论研究。本文介绍我们进行的第一批和第二批构件实验成果。着重研究无腹筋深梁在集中力作用下的抗剪强度问题。同时探讨了腹筋的影响。对斜截面抗弯强度和深梁抗裂度问题也进行了初步讨论。

二、实验研究

实验目的在于研究深梁的受力特点,主要断面应力应变分布、裂缝的出现和开展、内力臂、破坏形态以及剪跨比 a/H 、混凝土强度 R 、高跨比 H/L 、纵向配筋率 μ 、腹筋配筋率 μ_k ,支座垫板尺寸等因素对破坏形态和抗剪强度的影响。

第一批构件变化参数为: $H/L = 1/1.5, 1/2.5, 1/4$; $a/H \approx 0.37 \sim 1.83$; $\mu = 1.10 \sim 1.72\%$; $R = 236 \sim 348 \text{ kg/cm}^2$ 。纵筋为一排,并在支座焊在角钢上以保证可靠地锚固。加载及支座垫板尺寸统一为: $12 \times 10 \text{ cm}$ 厚 5 cm 。深梁断面 $b = 10 \text{ cm}$, $H = 60 \text{ cm}$ 。

第二批构件变化参数为: $H/L = 1, 1/2, 1/3$; $a/H = 0.20 \sim 1.37$; $\mu = 1.165\% \sim 2.84\%$ (个别 0.66% 和 0.89%);水平或竖向箍筋 $\mu_k = 0.38\% \sim 1.12\%$, $R = 225 \sim 389 \text{ kg/cm}^2$ 。纵筋为二排,并在支座处焊在 $9\phi 25$ 短钢筋头上,以保证可靠锚固。深梁断面 $b = 10 \text{ cm}$, $H = 75 \text{ cm}$ 。

实验构件尺寸及配筋详见表一。

实验在500t或200t压力弯曲试验机上进行。实验中量测了挠度及水平变位、跨中及支座断面处纵筋应力,跨中垂直截面混凝土水平应变及支座上方混凝土主应变、开裂荷载、裂缝宽度及破坏荷载。在第一批构件试验中还量测了1/4跨度处纵筋应力及加荷点附近混凝土应变。对有腹筋深梁还量测了斜裂缝附近水平和竖向腹筋应力。典型的仪表布置见图1。

主要实验结果列如表二。

表 一
实 验 构 件 一 览 表

序 号	构件编号	跨度L(cm)	1/H	剪跨a(cm)	a/H	主 筋	u%	混凝土标号
I-1	A1.5-0.75-1.33	90	1.5	45	0.75	2 ϕ 22	1.33	236
I-2	A1.5-0.5-1.33	"	"	30	0.50	"	"	284
I-3	A1.5-0.37-1.33	"	"	22.5	0.37	"	"	283
I-4	A1.5-0.37-1.10	"	"	30	0.5	2 ϕ 20	1.10	330
I-5	A1.5-0.5-1.72	"	"	"	"	2 ϕ 25	1.72	248
I-6	A1.5-0.5-1.5	"	"	"	"	<2 ϕ 20 2 ϕ 12	1.50	298
I-7	A2.5-1.25-1.33	150	2.5	75	1.25	2 ϕ 22	1.33	277
I-8	A2.5-0.83-1.33	"	"	50	0.83	"	"	276
I-9	A2.5-0.63-1.33	"	"	37.5	0.63	"	"	331
I-10	A2.5-0.83-1.10	"	"	50	0.83	2 ϕ 20	1.10	313
I-11	A2.5-0.83-1.72	"	"	"	"	2 ϕ 25	1.72	297
I-12	A2.5-0.83-1.50	"	"	"	"	<2 ϕ 20 2 ϕ 12	1.50	318
I-13	A4-1.83-1.33	240	4.0	110	1.83	2 ϕ 22	1.33	286
I-14	A4-1.33-1.33	"	"	80	1.33	"	"	348
I-15	A4-1.0-1.33	"	"	60	1.0	"	"	310

实验构件一览表

续表一

序号	构件编号	几何尺寸(cm)				纵向钢筋			钢筋(两向相同)			垫板尺寸	混凝土标号(kg/cm ²)
		L	H/L	a	a/H	配筋	A _g (cm ²)	μ(%)	配箍	A _k (cm ²)	μ _k (%)		
I-1	B1-0.2 -1.36	75	1.0	15	0.2	4φ18	10.17	1.474	/	/	/	10×12	225
I-2	B1-0.333 -1.36	75	1.0	25	0.333	4φ18	10.17	1.474	/			"	317
I-3	B3-1.0 -2.02	225	1/3	75	1.0	4φ22	15.20	2.203	/			"	308
I-4	B3-1.2 -2.02	225	1/3	90	1.2	4φ22	15.20	2.203	/			"	301
I-5	B3-1.4 -2.02	225	1/3	102.5	1.4	4φ22	15.20	2.203	/			"	326
I-6	B1-0.333 -1.07	75	1.0	25	0.333	4φ16	8.04	1.165	/			"	288
I-7	B1-0.333 -1.67	75	1.0	25	0.333	4φ20	12.56	1.82	/			"	275
I-8	B1-0.333 -2.02	75	1.0	25	0.333	4φ22	15.20	2.203	/			"	266
I-9	B2-0.667 -1.36	150	1/2	50	0.667	4φ18	10.17	1.474	/			"	362
I-10	B2-0.667 -1.67	150	1/2	50	0.667	4φ20	12.56	1.82	/			"	277
I-11	B2-0.667 -2.02	150	1/2	50	0.667	4φ22	15.20	2.203	/			"	345
I-12	B2-1.667 -2.62	150	1/2	50	0.667	4φ25	19.64	2.846	/			"	284
I-13	C1-0.38	75	1.0	25	0.333	4φ18	10.17	1.474	2φ6 s-150	0.57	0.38	"	301
I-14	C1-0.57	75	1.0	25	0.333	4φ18	10.17	1.474	2φ6 s-100	0.57	0.57	"	323
I-15	C1-0.84	75	1.0	25	0.333	4φ18	10.17	1.474	2φ8 s-120	1.01	0.842	"	292
I-16	C1-1.12	75	1.2	25	0.333	4φ18	10.17	1.474	2φ8 s-90	1.01	1.122	"	301
I-17	C2-0.38	150	1/2	50	0.667	4φ20	12.56	1.82	2φ6 s-150	0.57	0.38	"	358
I-18	C2-0.57	150	1/2	50	0.667	4φ20	12.56	1.82	2φ6 s-100	0.57	0.57	"	279
I-19	C2-0.84	150	1/2	50	0.667	4φ20	12.56	1.82	2φ8 s-120	1.01	0.842	"	260
I-20	C2-1.12	150	1/2	50	0.667	4φ20	12.56	1.82	2φ8 s-90	1.01	1.122	"	304
I-21	D2-1	150	1/2	50	0.667	4φ20	12.56	1.82	/	/	/	10×15	225
I-22	D2-2	150	1/2	50	0.667	4φ20	12.56	1.82	/			10×08	317
I-23	D2-3	150	1/2	50	0.667	4φ20	12.56	1.82	/			10×21	389
I-24	B1-0.333 -0.6	75	1.0	25	0.333	4φ12	4.52	0.655	/			10×12	310
I-25	B2-0.667 -0.82	150	1/2	50	0.667	4φ14	6.15	0.891	/			"	285

实 验 结 果 汇 总 表 表二

序 号	构 件 编 号	开 裂 荷 载 (t)				破 坏 荷 载 (t)	破 坏 特 征	破 坏 形 态
		垂 直 裂 缝 P_{f1}	$\frac{P_{f1}}{P_0}$	斜 裂 缝 P_{f2}	$\frac{P_{f2}}{P_0}$			
I—1	A1.5—0.75—1.33	12	0.33	17	0.47	36.2	劈裂,加荷点处斜压坏,钢筋达 σ_t	斜压(斜弯)
I—2	A1.5—0.5—1.33	16	0.33	20	0.42	48.1	劈裂,支座附近斜压坏	斜压
I—3	A1.5—0.37—1.33	22.5	0.28	30	0.37	80.2	支座处斜压坏,钢筋 σ_t	斜压(斜弯)
I—4	A1.5—0.5—1.1	18	0.26	28	0.40	70	劈裂推出,支座处斜压坏,钢筋达 σ_t	劈裂(斜弯)
I—5	A1.5—0.5—1.72	17.5	0.30	22.5	0.39	58.5	支座附近斜压坏	斜压
I—6	A1.5—0.5—1.5	17.5	0.35	22.5	0.50	50	劈裂,支座及加荷点处斜压坏	斜压
I—7	A2.5—1.25—1.33	6	0.21	10	0.36	28	支座处钢筋达 σ_t	斜弯
I—8	A2.5—0.833—1.33	9	0.21	18	0.43	42	劈裂,支座附近斜压,钢筋达 σ_t	劈裂(斜弯)
I—9	A2.5—0.625—1.33	12.5	0.23	20	0.36	55	劈裂推出,支座附近斜压坏,达 σ_t	劈裂(斜弯)
I—10	A2.5—0.833—1.1	9	0.26	15	0.43	34.8	支座处钢筋达 σ_t	斜弯
I—11	A2.5—0.833—1.72	10	0.21	15	0.32	47.5	劈裂推出,支座附近斜压坏	劈裂
I—12	A2.5—0.833—1.5	8	0.17	18	0.38	47.4	支座处钢筋达 σ_t 劈裂,支座处斜压	斜弯(斜压)
I—13	A4—1.83—1.33	5	0.36	8	0.58	13.8	分界斜裂缝达3.6mm,剪压坏	剪压
I—14	A4—1.33—1.33	6	0.21	12	0.42	28.4	分界斜裂缝达5mm 钢筋达 σ_t	剪弯
I—15	A4—1.0—1.33	9	0.26	15	0.43	35.1	分界斜裂缝达4mm 钢筋达 σ_t	剪弯

实 验 结 果 汇 总 表 续表二

序 号	构 件 编 号	开裂荷载(t)				破坏荷载(t) P_0	破 坏 特 征	破坏 形态
		垂直裂 缝 P_{f1}	$\frac{P_{f1}}{P_0}$	斜裂缝 P_{f2}	$\frac{P_{f2}}{P_0}$			
I—1	B1—0.2—1.36	52.5	0.87	45	0.75	60.25	劈裂时,支座及 加荷处压坏	劈裂 (局压)
I—2	B1—0.333—1.36			40	0.64	62.5	加荷处斜压坏	斜压
I—3	B3—1.0—2.02	20	0.36	24	0.44	55	劈裂,加荷点斜 压坏	斜压
I—4	B3—1.2—2.02	12	0.28	20	0.47	43	劈裂,支座处 斜压坏	劈裂
I—5	B3—1.4—2.02	9	0.23	21	0.54	39	斜裂缝开展达 2mm	剪压
I—6	B1—0.333—1.07	47.5	0.69	40	0.58	68.8	劈裂,加荷点处 斜压坏	劈裂
I—7	B1—0.333—1.67			40	0.73	55	斜裂开展加荷点 压坏	局压
I—8	B1—0.333—2.02	48	0.89	42	0.78	54	加荷点斜压坏	斜压 (局压)
I—9	B2—0.667—1.36	33	0.65	27	0.53	51	支座处斜压坏	斜压 (局压)
I—10	B2—0.667—1.67	18	0.35	21.2	0.42	51	加荷点偏局压坏	斜压 (局压)
I—11	B2—0.667—2.02	21	0.34	24	0.39	62	支座附近斜压坏	斜压
I—12	B2—0.667—2.62	28	0.45	32	0.52	62	劈裂,荷载加偏 局压坏	劈裂 (局压)
I—13	C1—0.38	28	0.4	33	0.47	70		斜压
I—14	C1—0.57	24	0.29	36	0.43	84	水平箍筋达 σ_t	斜压
I—15	C1—0.84	32	0.45	40	0.56	71.2	支座处斜压坏	斜压
I—16	C1—1.12	28	0.38	35	0.48	73.5	水平及垂直箍 筋达 σ_t	斜压
I—17	C2—0.38	18	0.25	24	0.33	72.6	同 上	斜压
I—18	C2—0.57	16	0.24	24	0.36	66	同 上	斜压 (局压)
I—19	C2—0.84	21	0.32	21	0.32	66	箍筋接近 σ_t	斜压
I—20	C2—1.12	12	0.43	24	0.86	²⁸ (56.7)	施工质量不好	局部 破坏
I—21	D2—1	18	0.35	23	0.45	51	支座附近斜压坏	斜压
I—22	D2—2	18	0.25	30	0.42	72	钢筋达 σ_t	斜弯
I—23	D2—3	24	0.33	30	0.42	72	支座处斜压坏	斜压
I—24	B1—0.333—0.6	39	0.93	36	0.86	42	斜裂开展 支座 钢筋达 σ_t	局压 (斜弯)
I—25	B2—0.667—0.82	16	0.29	28	0.5	56	钢筋达 σ_t	斜弯

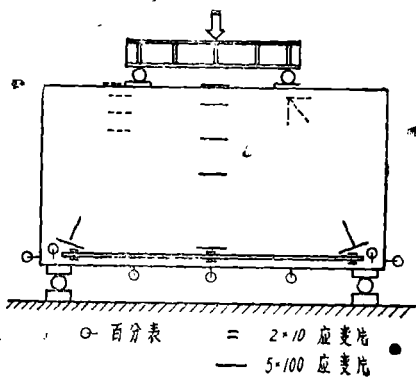


图1 仪表布置

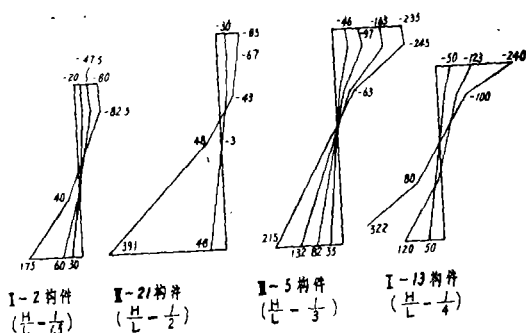


图2 深梁中断面水平应变分布 ($\mu\epsilon$)

三、深梁受力特点与破坏形态

深梁从加荷到破坏同样经历了弹性、弹塑性（或带裂缝——包括垂直裂缝和斜裂缝）及破坏等几个工作阶段，当荷载很小时，深梁处于弹性阶段。变形、钢筋应力以及混凝土应变随荷载大致呈线性变化。垂直截面的水平应变沿高度不呈直线分布，中和轴也不在梁高的一半，如图2所示。

当加荷至破坏荷载的20~35%（ H/L 稍小）或30~45%（ H/L 较大）时，在纯弯段出现垂直裂缝。若配置足够数量的纵筋，则垂直裂缝宽度很小，发展缓慢。深梁刚度稍有削弱，荷载——变形曲线出现第一个转折点（图3）。但内力分布变化不大。

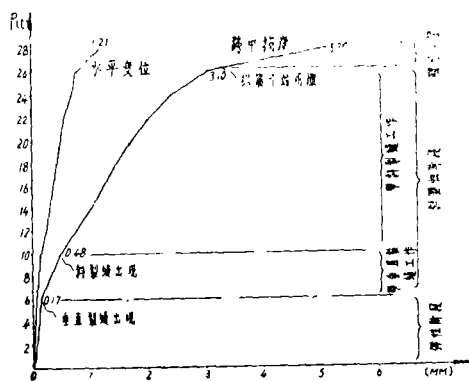


图3 I—7, 构件p—f曲线

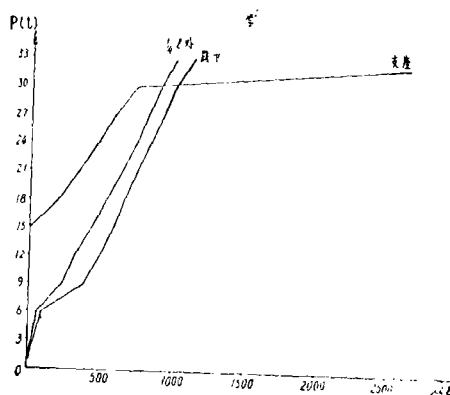


图4 I—10, 构件p— ϵ_g 曲线

当加荷至破坏荷载的35~55%（ H/L 稍小）或45~70%（ H/L 较大）时，在弯剪区段的出现腹剪斜裂缝或弯剪斜裂缝，宽度较大，开展较快，其中有一条将随着荷载的增加迅速向支座及加荷点处延伸，形成一条我们称之为界限斜裂缝的主要斜裂缝。此斜裂缝的出现与开展使深梁刚度进一步削弱，荷载——变形曲线明显地出现第二个转折点。深梁内力不断地发生较大的重分布。支座处纵筋应力迅速增大，并逐步向1/4处及跨中钢筋应力靠拢（图4）。竖向腹筋应力由压变拉，增加很快，水平腹筋应力也迅速增大（图5）。自加荷点到支

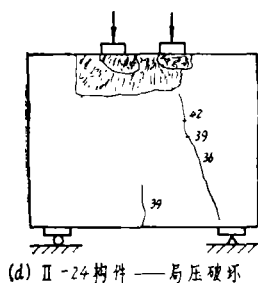
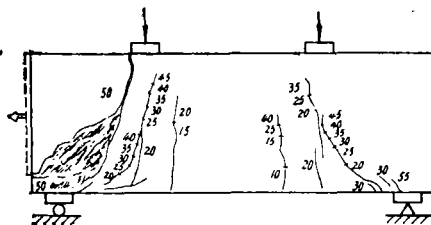
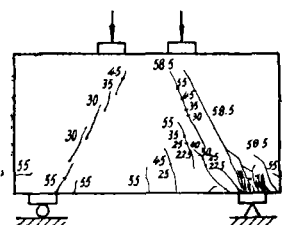
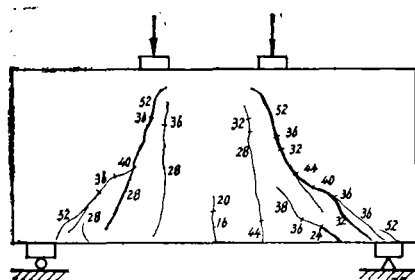
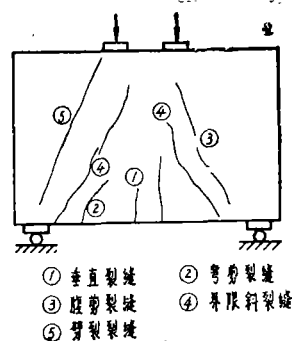
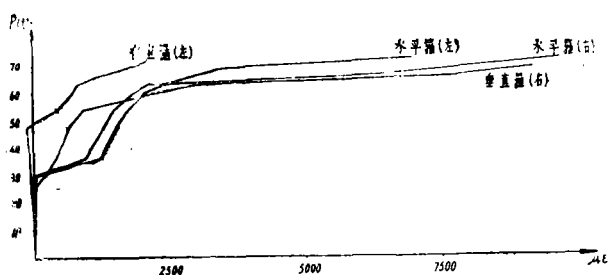


图7 深梁破坏形态

座的混凝土斜向压应变也增加很快。深梁变为由两加荷点之间混凝土为拱顶，由加荷点至支座之间混凝土为拱腹，以纵向钢筋为拉杆的拱式受力体系（图6）。界限裂缝之间的区域应力很小，可称为低应力区。

当加荷到破坏荷载的90~95%时,即进入破坏阶段。取决于深梁高跨比、剪跨比、材料强度、纵筋配筋率、腹筋配筋率,加荷方式及垫板尺寸等因素,深梁将发生下述几种破坏形态:

1、弯曲破坏：当 H/L 较小或 a/H 较大，而 μ 较小时易于发生。可视为拉杆拱的拉杆强度不足引起的破坏。由于钢筋开始达到流限的部位及混凝土压碎区域不同，又分为两种破坏形式：

(1) 正弯破坏: 深梁垂直裂缝出现后迅速开展, 斜裂缝未出现或出现甚少, 拉杆拱受力体系未充分形成。即由于钢筋达到流限而垂直迅速上升, 混凝土压区不断减少, 最后达到混凝土弯曲抗压强度而压碎。其破坏特征类似浅梁, 具有一定的延性。一般仅当 μ 较小时易于发生这种破坏。

(2) 斜弯破坏: 深梁垂直裂缝出现后由于纵筋量较大而未迅速开展, 随即出现斜裂缝。特别当界限斜裂缝形成后, 深梁变成拱式受力体系, 纵筋

内力沿跨度分布趋于均匀。而界限斜裂缝处纵筋处于拉剪的复合应力状态下更易于达到流限,因而形成沿界限斜裂的斜弯破坏如图7(a)所示。此时,斜裂缝不断上升,压区不断缩小,有可能在复杂应力状态下沿斜向压坏。因此,深梁的斜弯破坏往往表现为弯剪破坏。一般而论,深梁 H/L 较大,并配有足够数量的纵筋,故斜弯破坏比正弯破坏更容易发生。因此,决不允许纵筋在跨中截断或弯起。

2、剪切破坏:深梁的大部分剪力通过拱腹受压来传递。剪切破坏可视为拱杆拱的拱腹强度不足引起的破坏。一般当 H/L 较大或 a/H 较小以及 μ 较大时易于发生。由于影响因素的变化,深梁的剪切破坏又分为下述几种形式:

(1)斜压破坏:界限斜裂缝形成后,不断向加荷点及支座延伸。临近破坏时,将在外侧出现另一条斜裂缝,并在两者之间形成许多细小斜裂缝。最后导至混凝土斜向压坏。破坏的部位大多在支座附近(一向受压一向受拉),有时也在加荷点附近。破坏时混凝土向外鼓凸,并有混凝土碎屑。如图7(b)所示。

(2)劈裂破坏:界限斜裂缝不断斜向延伸。临近破坏时,突然在外侧出现一条通常劈裂斜裂缝,并伴有响声。或在界限斜裂缝处劈开。将外侧部分推出或在支座附近斜向压坏。如图7(c)所示。

实际上,以上两种破坏很难严格区分。一般有腹筋梁易于发生斜压破坏。而无腹筋梁则可能劈裂破坏,也可能斜压破坏,则两种破坏往往同时发生。发生的条件大体上为 $a/H \leq 1.2$ 。

(3)剪压破坏:界限斜裂缝不断斜向延伸,剪压区不断减少。最后沿此斜裂缝剪切,剪压区在复杂应力状态下压坏,而纵筋未到流限。其破坏特征类似于浅梁的剪压破坏。一般当 $a/H > 1.2$ 易于发生。

3、局部破坏:包括锚固破坏和局部受压破坏两种。本次实验虽未发生锚固破坏。但仍可看到临近破坏时,纵筋端部区段出现许多鱼鳞状裂缝。说明混凝土与钢筋粘结力已遭部分破坏。局压破坏在加荷点及支座附近都可能发生。首先出现局部辐射裂缝,随后混凝土局部压疏并剥落如图7(d)所示。局部破坏可通过构造措施来防止。

四、影响深梁抗剪强度的主要因素

影响深梁抗剪强度的因素很多,主要有剪跨比、混凝土强度、加荷及支座垫板尺寸、腹筋配筋率及纵筋配筋率。以下分别进行分析。

1、剪跨比 m :对一般梁 $m = \frac{M}{QH_0}$ (对于离支座第一集中力 $m = \frac{a}{H_0}$)反映剪弯区内垂直截面 σ_x 与 τ_{xy} 的关系。对深梁而言, m 愈小,则靠拱腹受压传递的剪力愈大,即 σ_y 愈大。故剪跨比综合反映深梁中 σ_x 、 σ_y 、 τ_{xy} 相互关系,是影响深梁抗剪强度最主要的因素。实验表明: m 愈大,抗剪强度愈小,大体上呈反比关系。如图8所示。

混凝土强度 R_a :深梁剪切破坏形态大多为斜压破坏或劈裂破坏。因此,抗剪承载能力主要取决于拱腹的混凝土棱柱抗压强度 R_a 。实验表明,在其他条件相同时,深梁抗剪强度将随 R_a 的提高而提高,大体呈线性关系。

3、加荷垫板及支座垫板尺寸:深梁斜压破坏实际上是一种短柱压毁。垫板尺寸的增加将影响参加拱腹承压范围的扩大,因而使抗剪强度有所提高。试验表明:垫板尺寸影响主要取

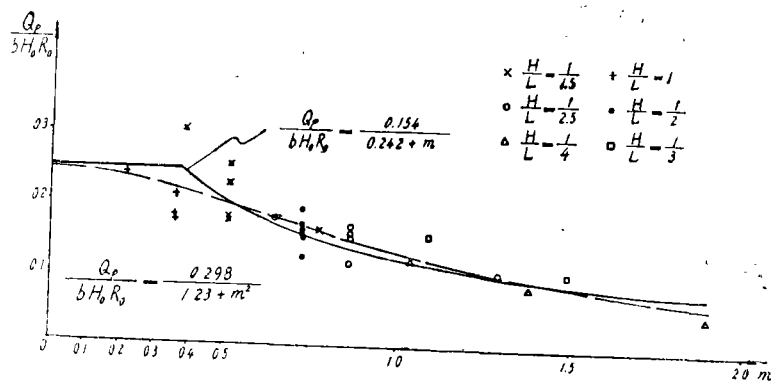


图8 剪跨比 m 对抗剪强度的影响

决于垫板面积与深梁有效断面面积之比 $\frac{Ac}{bH_0}$ ，当 $Ac = blc$ 时，即 $\frac{lc}{H_0}$ 。表示当 H_0 愈小， lc 愈大时，对抗剪强度影响愈大。 $\frac{lc}{H_0}$ 对抗剪强度的影响如图9所示。

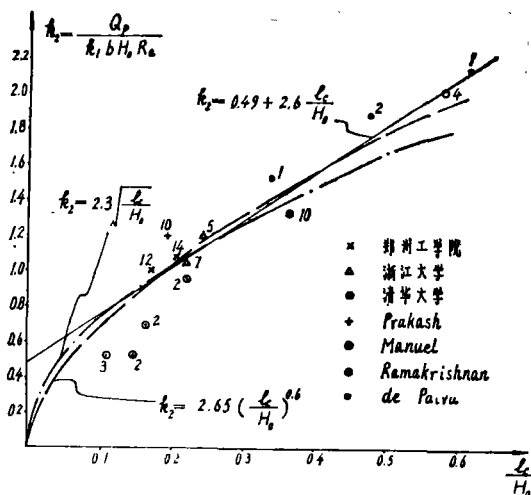


图9 垫板尺寸 $\frac{lc}{H_0}$ 对抗剪强度的影响

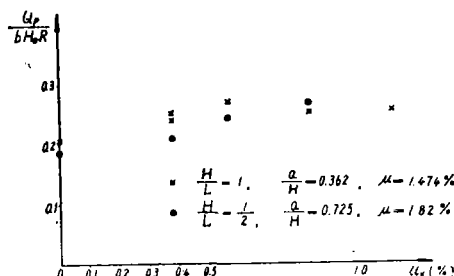


图10 μ_K 对抗剪强度的影响

4、腹筋配筋率 μ_K ：深梁中配置水平和垂直腹筋虽不能推迟斜裂缝的出现，但可以限制斜裂缝的开展。腹筋配置到一定数量时，可以约束拱腹受压时沿平面内的侧向膨胀变形，从而间接地增大深梁的抗剪强度。并能增加深梁破坏时的延性。实验表明：剪切破坏时，水平或垂直腹筋均能达到流限。由于斜裂缝倾角一般均大于 45° ，故水平腹筋效果更好。深梁抗剪强度将随 $\mu_K = \frac{A_K}{bS_K}$ （ $A_K = na_K$ 为腹筋面积， S_K 为腹筋间距）的增加而稍有提高。图10所示。但提高有限，这和浅梁是不同的。

5、纵向钢筋配筋率 μ ：纵向钢筋依靠锚栓力承担少量剪力。并条使支座锚固区混凝土受到横向挤压而间接提高其抗压强度。因而使深梁抗剪强度附着 $\mu = \frac{A_g}{bH_0}$ 的增大而稍有提高，

如图11所示。但提高有限。

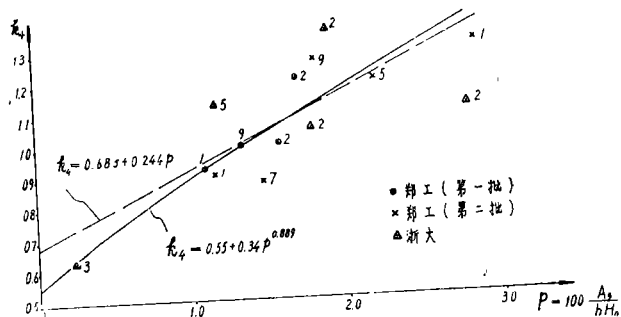


图11 μ 对抗剪强度的影响

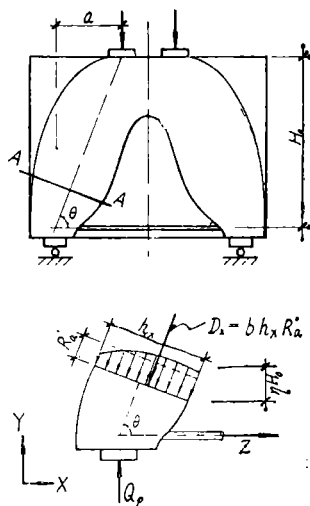


图12 深梁抗剪强度计算简图

五、深梁抗剪强度计算

如前所述,深梁临近破坏时将形成拱式受力体系,因此,可以将深梁设想为一变截面拉杆拱。剪切破坏主要是拱腹的斜向压坏,弯曲破坏则是拉杆应力到达流限。以此来建立深梁强度计算公式。

从拉杆拱受力模型的拱腹破坏截面A—A处截开,取出以下的一段,考虑其平衡,如图12所示。

设深梁断面宽度为 b ,有效高度为 H_0 ,剪跨为 a ,加荷点至支座连线倾角为 θ ;拱腹破坏截面高度为 h_x ,在垂直方向的投影为 ηH_0 。拱腹破坏截面应力分布是不均匀,设破坏时平均应力为 R_a' ,即拱腹截面强度。

由平衡条件 $\Sigma Y = 0$,有:

$$Q_p = b h_x R_a' \sin \theta$$

根据几何关系有 $\eta H_0 = h_x \cos \theta$,故 $h_x = \frac{\eta H_0}{\cos \theta}$,而

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{H_0}{a} = \frac{1}{m} \text{ 以 } h_x \text{ 代入 (1) 式,}$$

$$Q_p = b \eta H_0 R_a' \operatorname{tg} \theta \frac{\eta b H_0 R_a'}{m} \quad (2)$$

实验表明:影响拱腹破坏截面高度 h_x ,亦即参数 η 的主要因素是剪跨比 $m = \frac{a}{H_0}$ 和垫板尺寸比 $\frac{1}{H_0}$,令:

$$\eta = k_1 m k_2 \quad (3)$$

式中 k_1 表示 m 影响系数; k_2 表示 $\frac{1}{H_0}$ 影响系数。

影响拱腹破坏截面强度 R'_a 的主要因素是混凝土棱柱抗压强度 R_a ,腹筋配筋率 μ_k 和纵筋配筋率 μ ; 令:

$$R'_a = k_3 k_4 R_a \quad (4)$$

式中 k_3 表示 μ_k 影响系数, k_4 表示 μ 影响系数。

以(3)、(4)式代入(2)式, 则有:

$$Q_p = k_1 k_2 k_3 k_4 b H_0 R_a \quad (5)$$

问题归结为利用实验数据确定统计系数 k_1, k_2, k_3, k_4 。

对无腹筋深梁有 $k_3 = 1$; 在常用纵筋配筋率情况下, 可设 $k_4 = 1$, 在常用垫板尺寸情况下($\frac{1}{H_0}$ 约为0.2左右), 先设 $k_2 = 1$, 则有: $k_1 = \frac{Q_p}{b H_0 R_a}$, 它与 m 的关系如图11所示。

若采用 $k_1 = \frac{1}{a + bm}$ 的关系, 则用最小二乘法得出回归方程为:

$$k_1 = \frac{0.154}{0.242 + m} \quad (6)$$

相关系数 $r = 0.86$ 。

若采用 $k_1 = \frac{1}{a + bm^2}$ 的关系, 则用最小二乘法得出回归方程为:

$$k_1 = \frac{0.3}{1.23 + m^2} \approx \frac{0.3}{1.2 + m^2} \quad (7)$$

抛物线回归系数 $\eta'_{v/x} = \frac{\sigma_{v/x}}{\sigma_v} = 1.378$

建议采用: $k_1 = \frac{0.15}{0.25 + m} \quad (8)$

若 $k_1 > 0.25$ 时, 则取 $k_1 = 0.25$

以(6)式代入(5)式, 得 $k_2 = \frac{Q_p}{b H_0 R_a k_1} = \frac{Q_p}{b H_0 R_a \frac{0.154}{0.242 + m}}$ 利用国内外不同垫板尺寸的

深梁抗剪实验结果, 得出 k_2 与 $\frac{1}{H_0}$ 的关系如图9所示。试验点旁边的数字表示每组的个数, 则加权处理后的直线回归方程为:

$$k_2 = 0.487 + 2.622 \frac{1}{H_0} \quad (9)$$

相关系数 $r = 0.926$ 。

加权处理后, 亦可表达为幂函数回归方程:

$$k_2 = 2.622 \left(\frac{1}{H_0} \right)^{0.598} \approx 2.65 \left(\frac{1}{H_0} \right)^{0.6} \quad (10)$$

相关系数 $r = 0.843$ 。

简化为:

$$k_2 = 2.3 \sqrt{\frac{1}{H_0}} \quad (11)$$

建议采用 $k_2 = 0.5 + 2.5 \frac{1}{H_0} \quad (12)$

以(6)和(9)式代入(5)式,对无腹筋深梁有 $k_4 = \frac{Q_p}{k_1 k_2 b H_0 R_s}$ 。得出 k_4 与 μ 的关系如图11所示。加权处理后,得幂函数回归方程为:

$$k_4 = 0.55 + 0.34p^{0.839} \quad (13)$$

式中, $p = 100\mu = 100 \frac{Ag}{bH_0}$ 。相关系数 $\gamma = 0.886$ 。

线性回归方程为

$$k_4 = 0.683 + 0.244p \quad (14)$$

相关系数 $\gamma = 0.721$, 建议采用:

$$k_4 = 0.65 + 0.25p \quad (15)$$

对有腹筋深梁, μ_k 的影响系数 k_3 采用下述线性回归方程:

$$k_3 = 1.006 + 0.233p_k \quad (16)$$

建议取:

$$k_3 = 1 + 0.2p_k \quad (17)$$

式中 $p_k = 100\mu_k = 100 \frac{A_k}{bS_k}$; μ_k 为垂直加荷点至

至支座连线方向的腹筋配筋率(图13a), 若竖向腹筋配筋率为 μ_{kv} , 水平腹筋配筋率为 μ_{kh} ; 则通过沿加荷点至支座连线单位长截面的竖向腹筋面积为 $\mu_{kv} b \cos \theta$, 水平腹筋面积为 $\mu_{kh} b \sin \theta$ (图13b), 故:

$$\mu_k = \mu_{kh} \sin^2 \theta + \mu_{kv} \cos^2 \theta$$

由于,

$$\sin \theta = \frac{H_0}{\sqrt{H_0^2 + a^2}} = \frac{1}{\sqrt{1 + m^2}},$$

$$\cos \theta = \frac{a}{\sqrt{H_0^2 + a^2}} = \frac{m}{\sqrt{1 + m^2}};$$

代入上式:

$$\mu_k = \mu_{kh} \frac{1}{1 + m^2} + \mu_{kv} \frac{m^2}{1 + m^2} \quad (18)$$

当 $\mu_{kh} = \mu_{kv}$ 时, $\mu_k = \mu_{kh} = \mu_{kv}$ 。

以(8)、(12)、(15)、(17)式代入(5)式得深梁抗剪强度计算公式为:

$$Q_p = \frac{0.15}{0.25 + m} \left(0.5 + 2.5 \frac{l_c}{H_0} \right) (0.65 + 0.25P) (1 + 0.2P_k) b H_0 R_s \quad (19)$$

根据(19)式算得的破坏剪力理论值与国内外近200个构件试验结果比较见附表一*。综合结果见表三。

由比较可以看出理论值与试验值符合程度是良好的。F.K.Kong的试验结果比理论值偏高较多, 但偏于安全方面。因此, 按(19)式计算深梁抗剪强度可以将大部分试验点包住。

*限于篇幅, 附表一略。

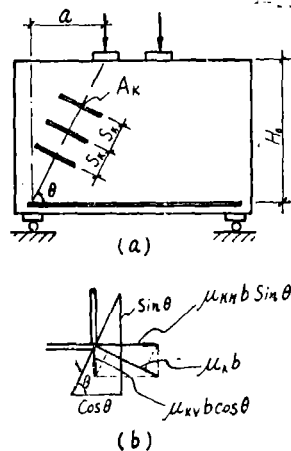


图13腹筋面积计算简图

表三 理论值与试验值综合比较

序号	实 验 者	试件 数量	$\bar{X} = \frac{Q_p^s}{Q_p^t}$	σ	C_v	备 注
1	郑州工学院深梁组	40	0.977	0.182	0.186	
2	浙江大学深梁组	54	1.188	0.303	0.255	
3	武汉水电学院深梁组	12	1.13	0.206	0.182	
4	清 华 大 学	4	1.021	0.116	0.113	
5	R.F.Manuel	10	0.959	0.136	0.142	
6	prakash Desayi	10	1.191	0.208	0.175	
7	V.Ramarkrishnan	19	1.11	0.263	0.237	
8	de paiva	10	1.01	0.183	0.181	
9	F.k.kong	35	1.42	0.193	0.135	

在通常情况下, 如取 $\frac{L_0}{H_0} = 0.2$, $P = 1 \sim 1.5$, 则 (19) 式可化简为:

$$Q_p = \frac{0.15}{0.24 + m} (1 + 0.2P_k) bH_0 R_1$$

六、深梁斜裂缝抗裂度验算

深梁斜裂缝的出现和开展, 特别是界限斜裂缝的形成, 是发生较大内力重分布, 变成拱式受力体系的转折点, 斜裂缝一旦出现, 就延伸较长, 宽度较大, 开展迅速。对于 L/H 很大的深梁, 斜裂缝有可能先于垂直裂缝出现, 因此斜裂缝出现的抗裂度验算具有重要意义。应根据斜裂缝抗裂度验算限制深梁的截面尺寸。

众所周知, 主拉应力一旦超过混凝土抗拉强度 (准确说, 主拉应变超过混凝土极限可拉应变), 就将出现斜裂缝。深梁主拉应力由 σ_x , σ_y , τ_{xy} 确定。而影响 σ_x , σ_y , τ_{xy} 相互关

系的主要因素是 $\frac{a}{H}$, 故影响斜裂缝抗裂度的参数是 $\frac{a}{H_0}$ 和 R_1 , $\frac{Q_t}{bHR_1}$ 与 $\frac{a}{H_0}$ 的关系如图 14 所示。统计公式为:

$$Q_t = \frac{0.655}{0.311 + m} bHR_1 \quad (21)$$

相关系数 $\gamma = 0.903$

建议斜裂缝出现时剪力按下式计算

$$Q_t = \frac{0.65}{0.3 + m} bHR_1 \quad (22)$$

按 (21) 式计算的理论与各单位构件试验结果比较见附表一。

七、深梁斜截面抗弯强度计算

根据深梁破坏时为一变截面拉杆杆的受力模型, 弯曲破坏可以看作是拉杆到达流限导至的破坏。沿拱顶垂直中断面及临界斜裂缝处截开(图12)取出一半进行分析(图15)。

由平衡条件, 对拱顶压应力合力作用点取矩, $\Sigma M = 0$:

$$M_p = A_g R_g Z \quad (23)$$

式中 M_p 为根据外荷载算出的最大弯矩。

Z 为内力臂。

显而易见, 计算的关键是确定内力臂数值。由于拱顶较难达到混凝土极限抗压强度, 故由破坏时钢筋应力反算内力臂数值进行统计分析以确定内力臂表达式是可行的途径。本批40个构件大部为剪切破坏一部分为剪弯破坏, 少量为斜弯破坏。由构件临近破坏时的实测内力臂数值看出, 主要影响因素是跨高比 $\frac{L}{H}$ 如图16所示。

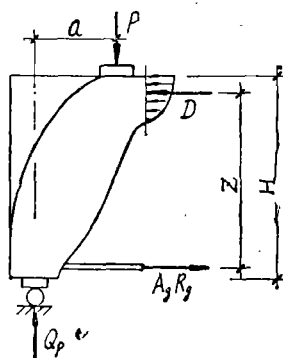


图15 深梁抗弯强度计算简图

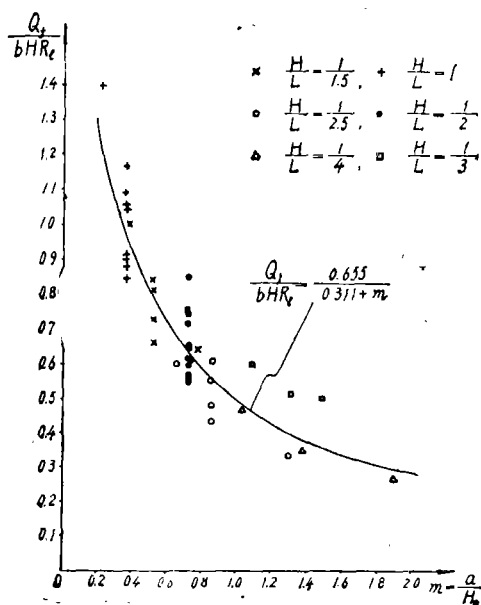


图14 $\frac{Q_1}{bHR_1}$ 与 m 关系

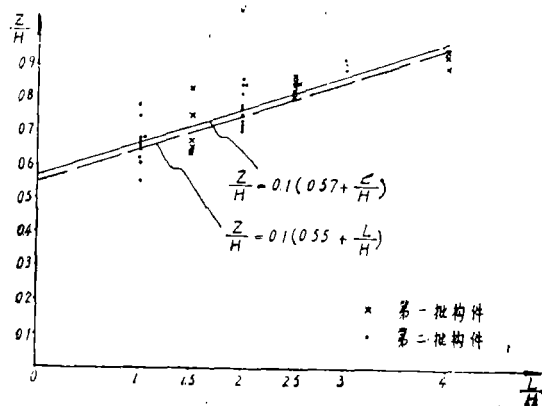


图16 $\frac{Z}{H}$ 与 $\frac{L}{H}$ 的关系

统计公式为:

$$Z = 0.1(5.7H + L) \quad (24)$$

相关系数 $\gamma = 0.835$ 。

建议取:

$$Z = 0.1(5.5H + L)$$

(25)

八、结论

1. 钢筋混凝土深梁从加荷到破坏经历了弹性, 弹塑性(带垂直裂缝工作及带斜裂缝工作及破坏等阶段。界限斜裂缝的出现是深梁转变为拱式受力体系的分界点。临近破坏时, 深梁可模拟为一变截面拉杆拱。

2. 深梁将主要发生弯曲(正弯及斜弯)破坏和剪切(斜压、劈裂及剪压)破坏。局压或锚固破坏应采取可靠构造措施加以防止。

3. 深梁抗剪强度可按下式计算:

$$KQ \leq \frac{0.15}{0.25+m} \left(0.5 + 0.25 \frac{1c}{H_0}\right) (0.65 + 0.25p) (1 + 0.2p_k) bH_0 R_a$$

在通常情况下, 可简化为下式

$$KQ \leq \frac{0.15}{0.25+m} (1 + 0.2P_k) bH_0 R_a$$

式中 K ——安全系数, 建议取1.55。

4. 深梁斜裂缝抗裂度可按下式验算:

$$K_t Q \leq \frac{0.65}{0.3+m} bHR_{ts}$$

式中, K_t ——抗裂安全系数, 建议取1.15。

5. 深梁斜截面抗弯强度可按下式计算:

$$KM \leq A_g R_g Z$$

$$Z = 0.1(5.5H + L)$$

式中, K ——安全系数, 建议取1.4。

6. 深梁构造要点:

(1) 纵向钢筋全部伸入支座, 并加以可靠锚固, 不得在跨中弯起或截断;

(2) 深梁加荷及支承面积 A_c 宜大于 $0.2bH_0$, 并进行局部受压验算;

(3) 深梁最小腹筋配筋率 $\mu_{KH} \geq 0.2\%$, $\mu_{KV} \geq 0.15\%$, 最好配成正交网格的形式, 水平腹筋可适当多于垂直腹筋, 支座上部区域及集中荷载下部区域可适当加密。

以上结论仅是初步的, 不一定恰当。一些问题尚需进一步研究, 欢迎批评指正。

参考文献:

(1) 郑工深梁科研组: 钢筋混凝土深梁抗剪强度的实验研究(一)

郑州工学院 郑州市建二公司 1980.1

(2) 龚绍熙执笔: 钢筋混凝土深梁抗剪强度的实验研究(二)

郑州工学院 郑州市建二公司 1981.7

(3) 浙大深梁科研组: 钢筋混凝土简支深梁试验

浙江大学 1979.9

- (4)刘岳珠、胡生明: 钢筋混凝土深梁的剪切强度
浙江大学 1980.12
- (5)胡生明: 钢筋混凝土深梁的破坏形态
浙江大学 1981.6
- (6)武汉水院深梁组: 钢筋混凝土简支深梁的试验研究
武汉水利电力学院 1979.9
- (7)R.F.Manuel; Failure of deep beams.
"Shear in reinforced concrete" vol. 2, ACI, Sp42
- (8)R.F.Manuel, B.W.Slight and G.T.Suter;
Deep beam behavior effected by length and shear span variations, "ACI
proceedings" vol.68, NO.12, Dec, 1971
- (9)F.K.Kong p.j.Robins and G.R.sharp;
The design of reinforced concrete deep beams in current practice, "The
structural Engineer" vol.53, NO.4, April 1975
- (10)F.K.kong, F.J.Robins, A.singh and G.R.sharp; shear analysie and
design of reinforced concrete deep beams. "The structural Engineer" vol. 50,
NO.10, October 1972
- (11)F.K.kong, P.J.Robins and D.F.cole; wob reinforcement effects on
deep beams, "A C I proceedings" vol.67, NO.12, Dec.1970
- (12)F.K.kong and A.singh; shear strength of lightweight concrete deep
beams subjected to repeated loads."shear in reinfoecd concrete" vol.2, A C
Publication SP—42
- (13)H.A.R.de paiva and C.P.sieess; strength and behavior of deep beamsI
in shear. "A S C E proceedings" vol.91, NO.ST5, Oct.1965
- (14)V.Ramakrishnan and Y.Ananthanarayana; Ultimate strength of deep
beams in shear, "A C I proceedings" vol.65, NO.2, Feb.1968
- (15)J.G.MacGregor; The design of reinforced concrete beams for shear
"shenr in reinforcedl concrete" vol.2, A C I publication SP—42
- (16)ASCE—ACI Task committee 426; The shear strength of reinforced
concrete members,"ASCE proceedings"vol.99,NO.st 6, June 1973 南京工学院译文
- (17)N.Taner, P.P.Fazio and Z.A.Zielinski; strougth and behavior of
beam—paneles—tests and analysis "ACI proceedings" vol.74, NO.10, Oct.1977
- (18)F.Leonhardc; 钢筋混凝土深梁(何正森译)
交通部第一港务局设计研究院
- (19)Building code requirements for reinforced concrote (ACI 318—71)
中国建研院结构所译文
- (20)Buildng code requirements for reinforced concrete (ACI 318—77)
华南工学院建工系译文
- (21)钢筋混凝土深梁资料(I)
- (22)钢筋混凝土深梁译文(上)
浙江大学深梁组
- (23)钢筋混凝土深梁资料汇编(一)
港口工程技术钢筋混凝土(设计部分)修订组