



Research
High Performance Structures: Building Structures and Materials—Article

全尺寸复合楼板试验

Dennis Lam*, Xianghe Dai, Therese Sheehan

School of Engineering, University of Bradford, Bradford BD7 1DP, United Kingdom

ARTICLE INFO

Article history:

Received 25 July 2018

Revised 15 September 2018

Accepted 12 November 2018

Available online 29 January 2019

关键词

楼板试验

复合梁

边梁

欧洲规范 4

面内效应

柱移除

坚固性

摘要

为了研究楼板在复合梁的格栅中的弯曲性能以及面内效应，我们对一种全尺寸复合楼板进行了试验，以降低混凝土板沿主梁线纵向开裂的趋势。在钢板定向平行于梁却不并排放置的情况下，这样的改变非常重要。在这种情况下，重要的是证明从剪切连接件中传递的局部力，以及与欧洲规范 4 相比，其所需的横向钢筋量有所减少。研究机制涉及混凝土板产生的面内压缩力，这是由于楼板受到外围的复合梁支撑产生了约束作用；而次梁作为横向纽带用于抵抗楼板中的作用力，否则会导致混凝土板沿主梁线分裂。我们对主梁中心线及外围梁的开裂趋势进行了精密测试，这是自 20 世纪 90 年代初卡丁顿试验以来，在实验室条件下进行的第一次大型楼板试验，虽说卡丁顿试验并没有失败。这次楼板试验的目的是即使主梁传递的纵向力相对较高（即设计为全剪切连接件），但混凝土面层中钢筋最小配筋率仅为 0.2%。该试验证实，尽管在钢板不连续，以及使用欧洲规范 4 中规定的横向分布钢筋最小配筋率的情况下，主梁仍然达到了其塑性抗弯性能。在此基础上，我们提出了无 U 形钢筋（U-bars）的边梁剪切连接件的折减系数。

© 2019 THE AUTHORS. Published by Elsevier LTD on behalf of Chinese Academy of Engineering and Higher Education Press Limited Company This is an open access article under the CC BY-NC-ND license (<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/>).

1. 引言

钢筋混凝土组合结构是钢框架结构中最常见的楼板体系形式，多年来在世界范围内得到了广泛的应用 [1–6]。钢梁与混凝土板之间通过使用剪切连接件产生复合作用，提高了复合梁的承载能力与刚度，大大减少了钢板的重量和施工成本。

本文提出复合楼板试验，研究了复合楼板的的面内效应或膜效应是如何通过降低混凝土板沿主梁线的纵向开裂趋势，进而提高结构体系的承载能力。楼板试验采用由主梁、次梁和柱组成的格栅进行了一系列测试。第一次试验对每个内部次梁施加两点荷载，从而使主梁通过次梁受力，这与实际情况一样。该试验在几轮工作荷载

和系数荷载的循环中重复，随后增加到一个荷载；这导致能被接受的最大偏转不会对楼板造成严重损坏，但对后续测试可能有影响。第二次试验主要在边梁上进行，通过对边梁直接施加荷载，研究了混凝土板在边梁边缘处的开裂趋势。其中一侧采用 U 形钢筋（U-bars）进行局部锚固，而另一侧除网格外未加筋。最后，我们在没有 U-bars 支撑的次边梁的一侧进行了鲁棒性试验。

2. 全尺寸复合楼板的详细资料

2.1. 复合楼板的设计

复合楼板的尺寸设计为长 10.6 m，宽 4.0 m，有合适的纵横比，便于在实验室中使用。如图 1 所示，复合楼

* Corresponding author.

E-mail address: d.lam1@bradford.ac.uk

板由九根梁（三根主梁和六根次梁）和六根柱组成。所有主梁（一根中心主梁和两根边缘主梁）均为欧标S355材质的欧洲轻型工字钢IPE270，两柱翼缘之间的跨度为3.6 m。两根内部次梁均为欧标S355材质的欧洲轻型工字钢IPE300，其与支撑梁腹板之间的连接跨度为5.2 m。其余四根边次梁也是欧标S355材质的欧洲轻型工字钢IPE270，跨度为5.2 m。中心主梁（IPE270）的设计强度较内部次梁（IPE300）低10%，这样设计目的是使中心主梁首先出现故障。

2.2. 复合框架的设置

楼板梁和柱的设置如图2所示。柱高1.0 m，两根中心柱比其余四根角柱短200 mm，以便在柱子下面放置荷载传感器来监测转移到中心柱的荷载。将两根中心柱系在一起是为了防止其向外移动，因为通过连接有可能在柱中产生一个力矩。将尺寸为180 mm×220 mm×10 mm的端板焊接到内部次梁（IPE300，为了适配切割截面）的腹板上，并使用六个8.8级M20的螺

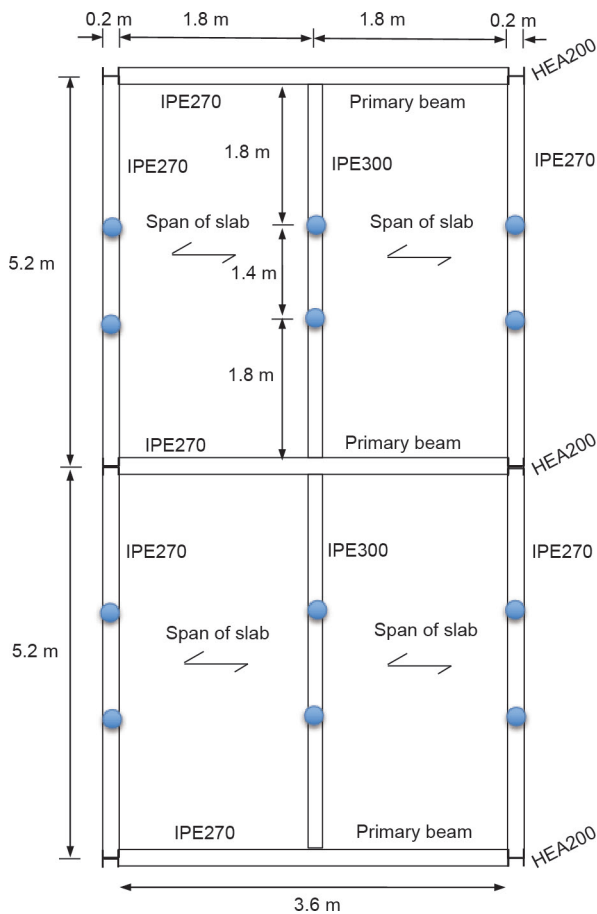


图1. 梁的设置和楼板尺寸。蓝点代表施加于内部梁（试验1）和外部梁（试验2）的点荷载。荷载传感器放置在中心柱下。

栓（垂直方向螺栓间距为70 mm，水平方向螺栓间距为100 mm）将其连接到主梁（IPE270）的腹板上。将尺寸为140 mm×220 mm×10 mm的端板焊接到次边梁（IPE270）的腹板上，并使用六个8.8级M20的螺栓（螺栓水平和垂直方向的间距均为70 mm）将其连接到材质为欧标H型钢HEA200的柱子的腹板上。将尺寸为170 mm×220 mm×10 mm的端板焊接到主梁（IPE270）的腹板上，并用六个8.8级M20的螺栓（垂直方向间距为70 mm，水平方向间距为90 mm）将其连接到材质为欧标H型钢HEA200的柱的翼缘上。图3显示了梁与梁和梁与柱之间连接的细节。

2.3. 复合板和剪切连接件的细节

复合板由一个130 mm厚的板和一个0.9 mm厚、58 mm深的异形钢板组成（Cofraplus 60，来自安赛乐米塔尔股份公司）。钢板剖面的肋间距为207 mm，允许在



图2. 楼板试验中梁和柱的布置。

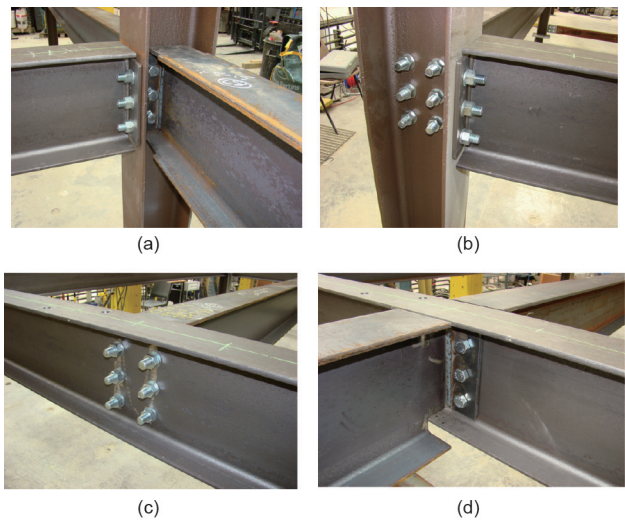


图3. 梁-梁和梁-柱连接细节图。(a) 中心柱连接；(b) 角柱连接；(c) 主边缘梁连接；(d) 主中心梁连接。

肋中间焊接一个栓钉。使用单根直径为19 mm的剪力钉（标准高度为100 mm），主梁剪力钉的间距为200 mm，所有次梁剪力钉的间距为207 mm。由于异形钢板在主梁处被中断，所以剪切连接件被直接焊接在主梁上，而钢板与次梁焊接。剪切连接件的细节如图4和图5所示。

如图6所示，样品采用A142 网格型钢筋，其相当于欧洲规范4混凝土面层中最小配筋率为0.2%的钢筋。如图5所示，A142 网格型钢筋距钢板顶部的距离为40 mm，其刚好位于剪切连接件的头部之下。钢板在内部主梁处是中断的，但在其他地方是连续的。这样做的目的是使钢板无法起到有效的横向加固作用。为了比较



图4. 钢板和剪切连接件的布置。

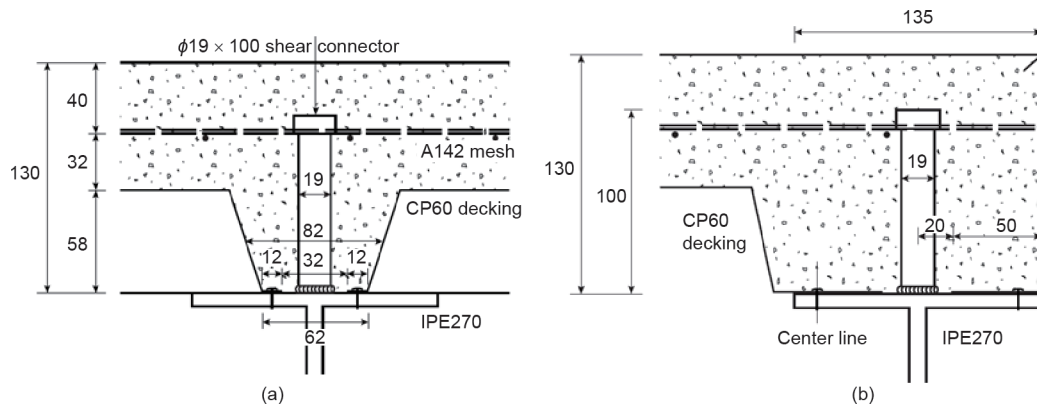


图5. 剪切连接件在中心主梁 (a) 以及边缘主梁 (b) 处的细节图。单位: mm。

没有U-bar的效果，仅在楼板一侧，将10 mm U-bars放置在剪切连接件周围。图6 (a)、6 (b) 显示了钢筋网的位置和U-bars的细节图。楼板被浇筑还未加固。图6 (b) 显示的是浇筑后的整个复合楼板。

为了监测混凝土强度的变化，在浇筑楼板样品时，要浇筑尺寸为100 mm × 100 mm × 100 mm的15块立方体。第28天测得的混凝土立方体平均抗压强度为32.7 N·mm⁻²，试验当天测得的混凝土立方体平均抗压强度为33.8 N·mm⁻²，这与欧洲标准C25/30混凝土的目标强度一致。试验分别在420 N·mm⁻²和525 N·mm⁻²条件下测定了钢截面的屈服强度和极限强度。图7显示了来自挂片试验的钢材料的应力-应变关系。

采用EN 1994-1-1 [7]中的公式计算了剪切连接件的阻力，确定了在钢板垂直于梁的情况下，剪切连接件的阻力为61 kN；这与我们的项目合作伙伴的推出试验的结果一致。图8显示了相同布置下推离试验的荷载-滑移曲线。

2.4. 装设仪器

为了监测钢梁的变形和应变，我们安装了大量的直线可变位移传感器 (LVDTs) 和应变仪。图9显示了直线可变位移传感器的位置。其中，在第一次试验

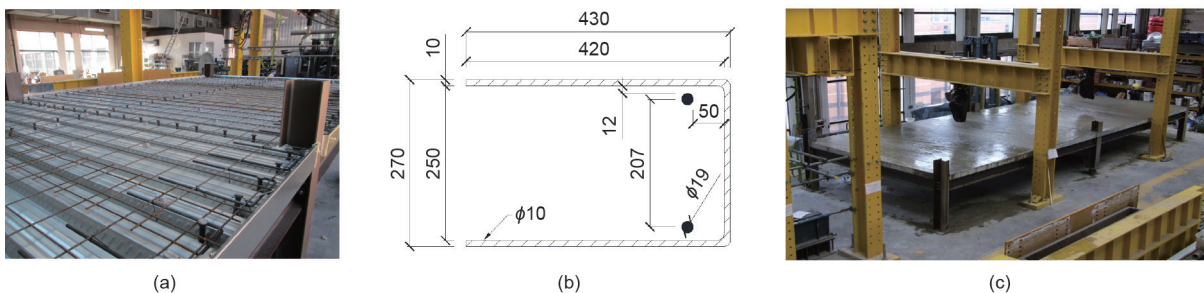


图6. 混凝土浇筑前后复合楼板样品。(a) 样品的钢筋网；(b) 放置在楼板边缘处的U-bars的尺寸 (单位: mm)；(c) 浇筑后的复合楼板。

中，LVDTs 1~9测量了横梁跨中的垂直位移，LVDTs 10~13测量了内部次梁在受力时与混凝土板之间的相对滑移量。当移动执行器给边缘次梁施加荷载时，LVDTs

10~13测量了混凝土板与次边梁之间的相对滑移量。LVDTs 15~16监测了中心柱的水平变形。图10显示了应变仪的位置，利用应变仪可记录梁上的典型应变。

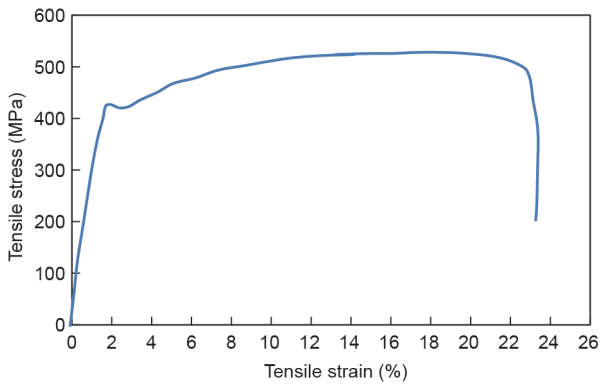


图7. 钢材材料的应力-应变曲线。

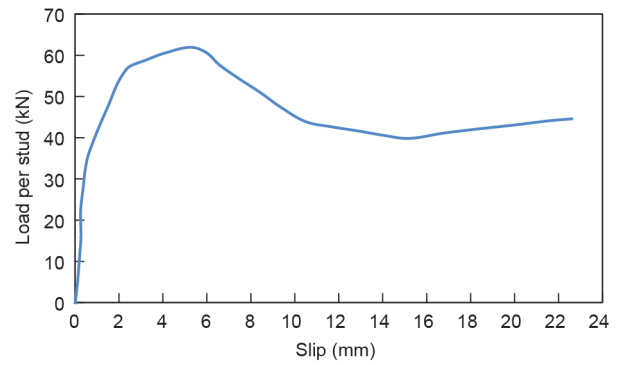


图8. 推离试验的载荷与滑移曲线之间的关系。

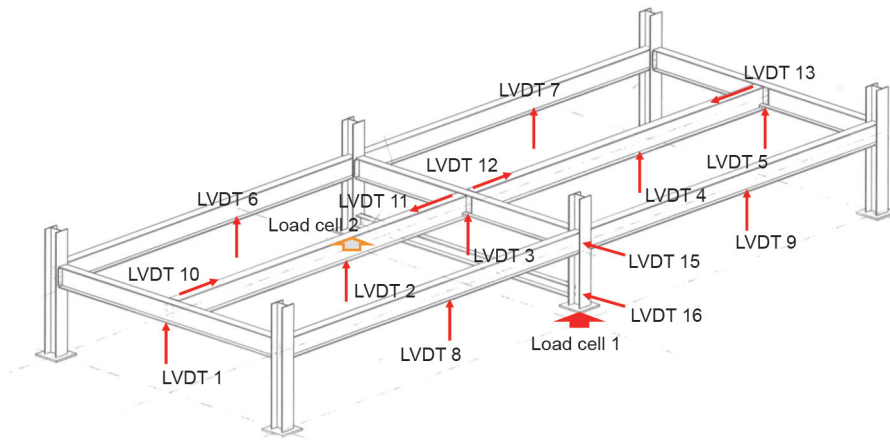


图9. 监视器位置 (LVDTs 1~16) 偏移的三维 (3D) 视图。

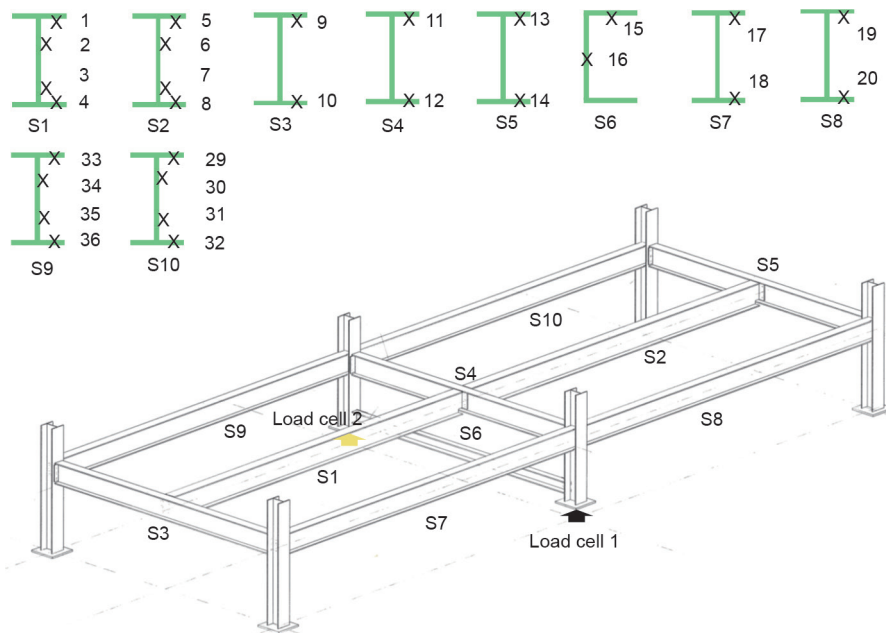


图10. 钢梁上应变监测位置 (S1~S10) 的3D视图: 所有监测部分均处于横梁跨中和轴线方向。

3. 测试结果

3.1. 通过内部次梁给主梁施力

如图11所示，主梁上的荷载经内部次梁上的点荷载传递。次梁上的荷载位置间距为1.4 m，距离承重主梁腹板1.92 m，相当于跨距的37%，以达到要求的力矩和剪力分布。次梁上有九个剪切连接件，分布在承重主梁和荷载点之间。主梁上有八个剪切连接件，分布在柱面和横梁跨中（内部次梁与主梁在此连接）之间。

试验总共进行五轮荷载循环。将执行器的荷载除以 9.93 m^2 ($5.24 \text{ m} \times 1.895 \text{ m}$)，即转化为等效均匀荷载。在试验的前四轮循环中，将荷载最大增加到 $20 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$ （相当于 99.3 kN 的点荷载）。接下来，在第五轮循环中，荷载增加到 $46 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$ 时达到破坏荷载，相当于 228.4 kN

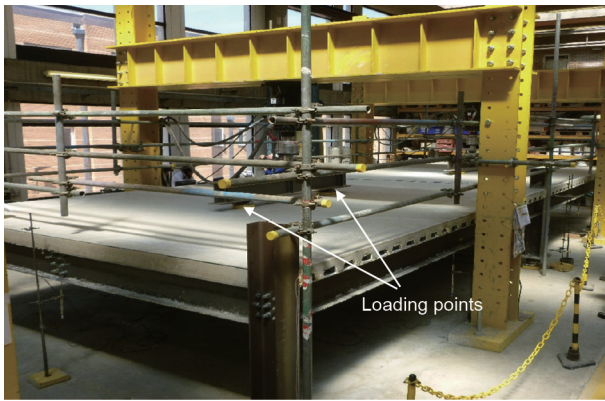


图11. 作用于内部次梁的荷载。

的点荷载。试验记录了梁和柱的典型挠度和应变。

表1汇总了每轮荷载循环在达到最大荷载时对应的最大挠度和滑移量，以及卸载后的残余形变。当试验荷载达到 $20 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$ 时，边缘次梁（LVDT 8）跨中的最大垂直挠度为 2.17 mm ，是内部次梁（LVDT 2）跨中最大垂直挠度（ 11.9 mm ）的18%。中心主梁和边缘主梁（LVDT 3和LVDT 1）跨中的最大挠度分别为 5.03 mm 和 2.45 mm 。拆卸后所有的残余挠度都很小，不到 2 mm 。当破坏荷载为 $46 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$ ，内部次梁（LVDT 2）的最大挠度为 68.30 mm ，该破坏荷载相当于加上混凝土板自重（ $3 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$ ）时的 $49 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$ 的等效均匀总破坏荷载。中心主梁和边缘主梁（LVDT 3和LVDT 1）的最大挠度分别为 22.30 mm 和 7.14 mm 。当达到破坏荷载时，主梁的平均挠度为 14.7 mm ，因此，内部次梁在达到破坏荷载时的净挠度相当于 54 mm （跨距/96）。图12显示了次梁的形变。

邻近边缘梁（LVDT 8）测得的挠度为 7.17 mm ，大约是内部次梁净挠度的13%。内部次梁和混凝土板间的相对滑移量数据见表1；可以看出，滑移量小于 6 mm （LVDT 10）。在所有试验结束后，剪力钉未出现破裂。因此，LVDT 10的滑移主要是由混凝土板的开裂引起的。在 $46 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$ 的破坏荷载下，中心柱（LVDT 15）的水平挠度小于 1.0 mm ，这表明中心主梁施加在柱连接件上的力矩很小。图13显示了荷载-位移曲线。

表1 载重内梁在达到最大荷载时的挠度或滑移量汇总（单位：mm）

Monitoring position	Cycle 1 ($6 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$)		Cycle 2 ($10 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$)		Cycle 3 ($15 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$)		Cycle 4 ($20 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$)		Cycle 5 ($46 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$)	
	Max	Resi.	Max	Resi.	Max	Resi.	Max	Resi.	Max	Resi.
LVDT 1	0.60	0.02	1.04	0.01	1.66	0.12	2.45	0.20	7.14	0.58
LVDT 2	2.40	0.10	4.31	0.34	7.42	0.94	11.90	1.94	68.30	29.90
LVDT 3	1.10	0.05	1.93	0.12	3.34	0.40	5.03	0.67	22.30	8.95
LVDT 4	2.10	0.04	3.90	0.28	6.78	0.91	10.90	1.88	51.40	17.40
LVDT 5	0.50	0.01	0.82	0.03	1.38	0.14	2.13	0.28	6.50	0.74
LVDT 6	0.60	0.02	0.93	0.08	1.37	0.17	2.02	0.31	—	—
LVDT 8	0.50	0.04	0.82	0.11	1.28	0.23	2.17	0.50	7.17	1.34
LVDT 9	0.60	0.03	1.03	0.06	1.63	0.14	2.34	0.22	4.96	0.68
LVDT 10	0.08	0.06	0.12	0.07	0.20	0.10	0.39	0.18	5.50	4.90
LVDT 11	0.04	0.04	0.12	0.12	0.23	0.16	0.31	0.20	—	—
LVDT 12	0.05	0.01	0.09	0.01	0.14	0.01	0.22	0.02	1.11	0.76
LVDT 13	0.04	0.02	0.06	0.03	0.12	0.05	0.22	0.09	0.07	0.12
LVDT 15	0.12	0.05	0.12	0.06	0.21	0.07	0.14	0.14	0.98	0.82
LVDT 16	0.07	0.10	0.14	0.01	0.10	0.07	0.07	0.09	0.30	0.15

In the table, “Max” refers to the maximum deflections and slips, “Resi.” refers to the residual deformation after unloading, and “—” indicates no LVDT installed.



图12. 内部次梁在达到最大荷载时的挠度。

表2汇总了每轮荷载循环在最大荷载时的最大应变和卸载后的残余应变。图14显示了内部次梁和中心主梁跨中的典型应力-应变关系；可以看出，当荷载小于 $20 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$ 时，次梁的应变较小。在 $46 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$ 的破坏荷

载下，次梁的应变值不超过 $2000 \mu\epsilon$ 。中心主梁的应变表明，在近 $45.5 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$ 的荷载下，梁的上翼缘几乎达到了 $2000 \mu\epsilon$ 的压缩应变。当荷载达到 $27 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$ 时，梁的下翼缘达到了 $2000 \mu\epsilon$ 的拉伸应变。由于中心立柱下半部分的水平位移较小，其连接的槽形梁应变也很小。如表2所示，边缘次梁跨中的应变很小；即使在破坏荷载下，应变值也小于 $2000 \mu\epsilon$ 。由于应变仪附近出现裂痕，混凝土板表面的应变也很小。图15展示了混凝土板表面沿着中心主梁出现的裂痕。研究人员用裂纹显微镜手动测量并记录了第五轮荷载循环下沿中心主梁的裂痕宽度：在 $10 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$ 的荷载下出现 $0.5\sim 0.8 \text{ mm}$ 宽的裂痕， $20 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$ 的荷载下出现 $1.2\sim 1.6 \text{ mm}$ 宽的裂痕。当荷载达到 $30 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$ 时裂痕宽度达到 $1.5\sim 2.0 \text{ mm}$ ， $40 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$ 时裂痕宽度达到 $1.7\sim 3.7 \text{ mm}$ 。当达到 $46 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$ 的破坏荷载时，裂痕宽度约为 $2.7\sim 4.7 \text{ mm}$ 。

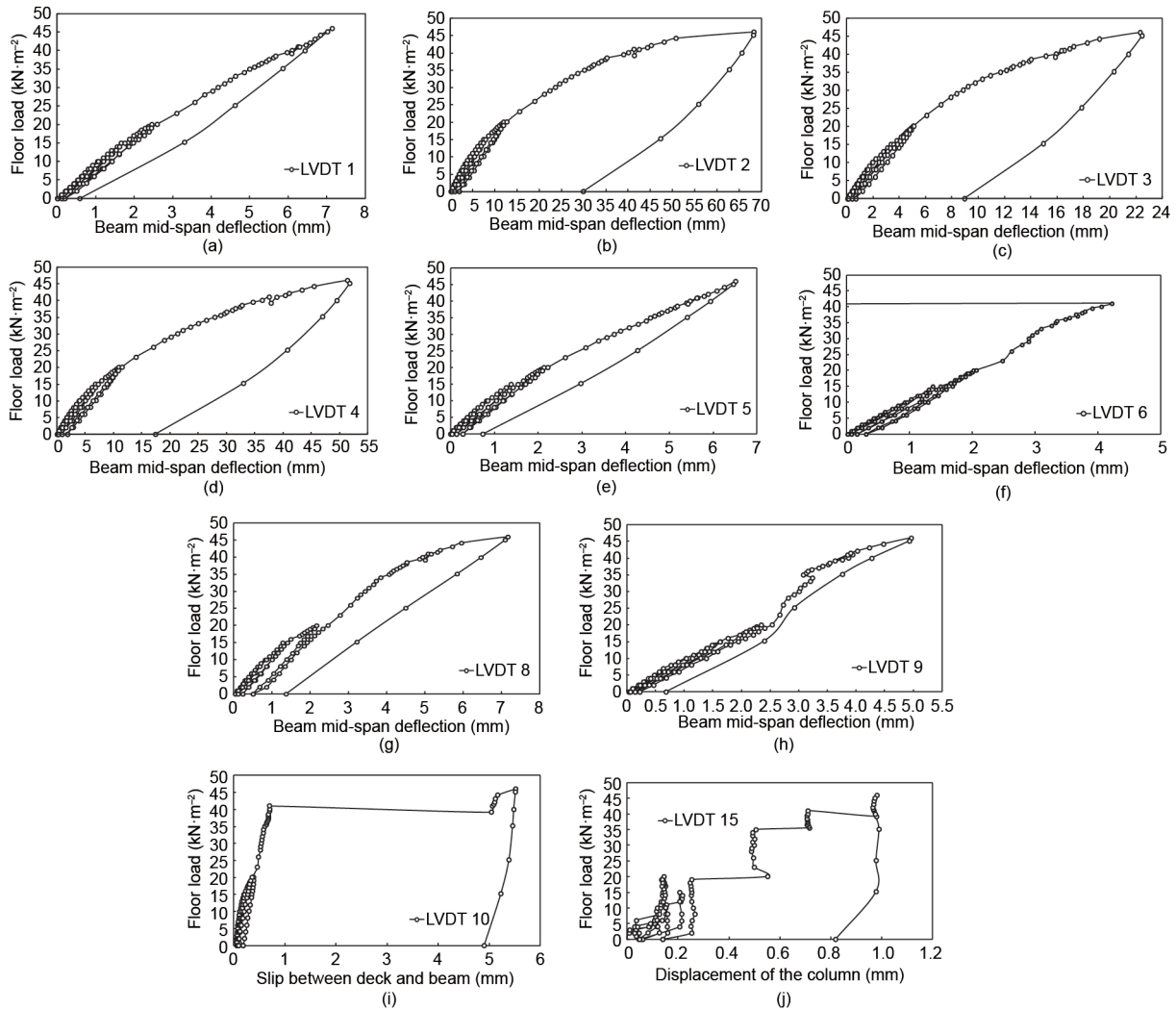


图13. 横梁跨中典型荷载-垂直位移关系。(a) LVDT 1; (b) LVDT 2; (c) LVDT 3; (d) LVDT 4; (e) LVDT 5; (f) LVDT 6; (g) LVDT 8; (h) LVDT 9; (i) LVDT 10; (j) LVDT 11。

表2 负载内梁最大荷载下的典型应变汇总 (单位: $\mu\epsilon$)

Monitoring position	Cycle 1 ($6 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$)		Cycle 2 ($10 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$)		Cycle 3 ($15 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$)		Cycle 4 ($20 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$)		Cycle 5 ($46 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$)		
	Max	Resi.	Max	Resi.	Max	Resi.	Max	Resi.	Max	Resi.	
S1	S1-1	/	/	/	/	/	/	/	-1 256	-458	
	S1-3	/	/	/	/	301	27	431	51	1 918	836
	S1-4	/	/	258	21	416	42	629	88	1 578	-157
S2	S2-5	/	/	/	/	/	/	/	/	-961	-358
	S2-7	/	/	/	/	288	19	406	34	1 325	336
	S2-8	/	/	242	/	394	36	582	66	1 837	-89
S3	S3-9	/	/	/	/	/	/	-256	-84	-1 008	-152
	S3-10	/	/	/	/	301	35	445	60	1 352	289
S4	S4-11	/	/	/	/	/	/	-212	-116	-2 331	-1 513
	S4-12	253	506	444	/	713	32	1 043	46	> 10 000	Failed
S5	S5-13	/	/	/	/	/	/	/	/	-718	-24
	S5-14	/	/	/	/	259	26	374	43	1 231	258
S7	S7-18	/	/	/	/	/	/	/	/	396	96
S8	S8-20	/	/	/	/	/	/	/	/	367	88

In the table, “Max” refers to the maximum strains, “Resi.” refers to the residual strains after unloading, and “/” indicates a small value with a maximum strain less than $200 \mu\epsilon$ or a residual strain less than $20 \mu\epsilon$. All the maximum strains recorded at strain gauge positions S1-2, S2-6, S6-15, S6-16, S7-17, and S8-19 were less than $200 \mu\epsilon$ and are therefore not shown in the table.

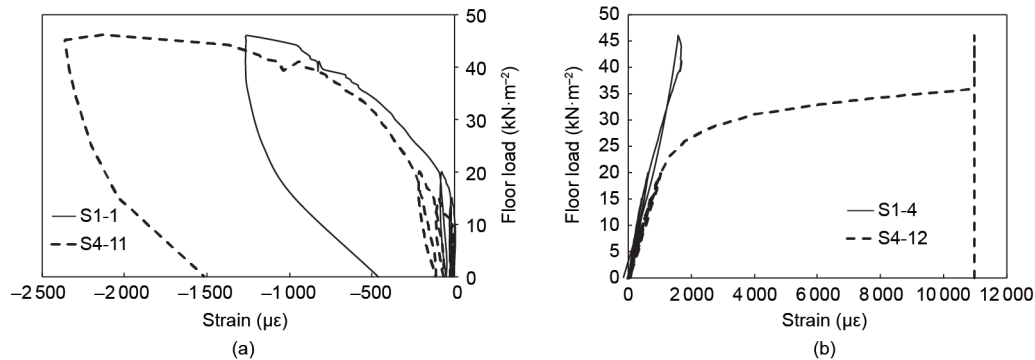


图14. 钢梁在S1-1/S4-11 (a) 和S1-4/S4-12 (b) 应变检测位置的典型应力-应变曲线。

根据次梁和主梁的挠度记录, 施加于内部次梁的荷载主要转移给了主梁。由于楼板弯曲, 仅小部分荷载通过混凝土板转移至次边梁。参考欧洲规范4计算内部次梁的抗弯强度, 假设一个剪切连接件的阻力为每栓钉 61 kN 。计算得出等效均匀荷载为 $38 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$, 再加上混凝土板的自重和荷载框架重量 ($3.3 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$)。这相当于实际测试荷载 $46 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$ 的82%, 再加上板坯和荷载框架重量 ($3.3 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$)。因此, 约80%的荷载通过内部次梁转移至主梁。由于通过边缘次梁的楼板弯曲, 剩余荷载通过边梁转移至立柱。主梁的连接件并未转移任何力矩。

3.2. 使用和不使用 U-bars 的边梁测试

如图16所示, 每个边次梁上的荷载通过两点荷载直接作用于横梁。为了计算作用于边梁上的荷载面积, 以



图15. 混凝土板表面沿中心主梁的裂痕。

次梁中心线间距的一半 ($=1.89 \text{ m}/2$) 加混凝土板边距 0.1 m 计算混凝土板的荷载宽度。将荷载除以 5.5 m^2 (已知荷载面积为 $5.24 \text{ m} \times 1.05 \text{ m} = 5.5 \text{ m}^2$), 执行器施加

的荷载即转变成等效的均匀荷载。对每个边梁总共进行三次荷载循环，前两次循环的荷载可达 $40 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$ ，将第三次循环的荷载增加到破坏荷载 $60 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$ 。试验记录了横梁和柱的典型挠度和应变。位移传感器和典型应

变仪的位置如图9、图10所示。表3汇总了每轮循环最大荷载下的最大挠度和滑移量，以及卸载后的残余变形。表4汇总了每轮循环最大荷载下的典型最大应变和卸载后的残余应变。图17反映了在典型监测位置上的典

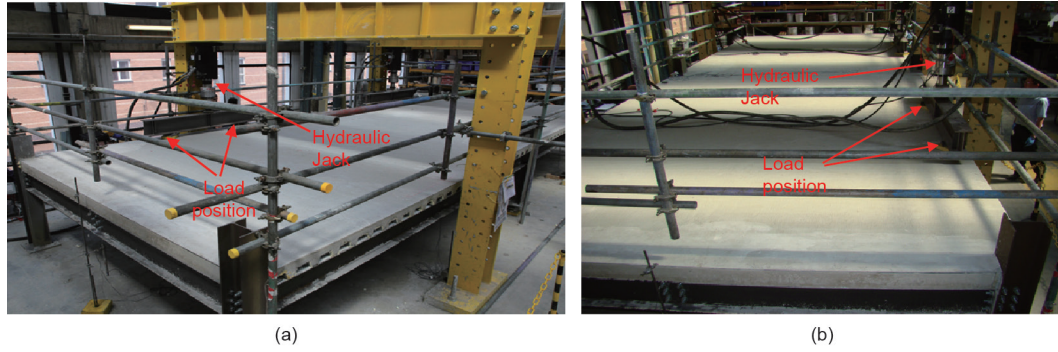


图16. 使用 (a) 和不使用 (b) U-bars的边梁试验。

表3 承重边梁在最大荷载下的挠度或滑移量汇总 (单位: mm)

Monitoring position	Test on edge beam without U-bars						Test on edge beams with U-bars					
	Cycle 1 ($30 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$)		Cycle 2 ($40 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$)		Cycle 3 ($60 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$)		Cycle 1 ($20 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$)		Cycle 2 ($40 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$)		Cycle 3 ($63 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$)	
	Max	Resi.	Max	Resi.	Max	Resi.	Max	Resi.	Max	Resi.	Max	Resi.
LVDT 1	0.25	0.09	0.35	0.01	0.57	0.11	0.34	0.03	0.59	0.06	1.06	0.38
LVDT 2	1.97	0.55	2.88	0.01	5.56	0.26	1.20	0.09	2.67	0.27	5.77	0.95
LVDT 3	0.53	0.26	0.83	0.01	1.92	0.03	0.43	0.07	1.13	0.09	2.31	0.32
LVDT 4	1.81	0.57	2.55	0.01	5.18	0.07	1.30	0.04	2.80	0.01	5.18	0.24
LVDT 5	0.17	0.09	0.27	0.01	0.72	0.10	0.20	0.03	0.47	0.07	0.80	0.19
LVDT 6	0.57	0.01	0.74	0.03	0.97	0.22	7.38	0.50	20.00	2.81	74.20	36.90
LVDT 7	—	—	—	—	—	—	7.24	0.70	19.20	2.94	50.30	17.90
LVDT 8	14.40	1.92	23.20	3.88	69.30	29.70	—	—	—	—	—	—
LVDT 9	12.50	1.84	20.60	3.70	48.70	16.00	—	—	—	—	—	—
LVDT 10	0.09	0.03	0.16	0.04	0.16	0.03	0.06	0.01	0.15	0.07	0.61	0.30
LVDT 11	0.10	0.04	0.01	0.04	0.92	0.19	0.09	0	0.04	—	—	—
LVDT 12	0.11	0.02	0.21	0.02	0.80	0.22	0.09	0.01	0.35	0.04	0.46	0.05
LVDT 13	0.11	0.03	0.02	0.04	0.29	0.16	0.09	0.01	0.16	0.01	0.11	0.02

In the table, “Max” refers to the maximum deflections and slips, “Resi.” refers to the residual deformation after unloading, and “—” indicates no LVDT installed.

表4 不使用U形杆的承重边梁在最大荷载下的典型应变汇总 (单位: $\mu\epsilon$)

Monitoring position	Cycle 1 ($30 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$)		Cycle 2 ($40 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$)		Cycle 3 ($60 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$)		
	Max	Resi.	Max	Resi.	Max	Resi.	
S7	S7-17	-242	-57	-514	-130	-1525	-377
	S7-27	31	/	-73	-58	-261	90
	S7-28	559	50	802	102	3198	1949
	S7-18	872	89	1302	184	2286	243
S8	S8-19	-127	-31	-325	-81	-885	-188
	S8-25	91	/	21	-39	-127	/
	S8-26	558	51	781	89	1719	544
	S8-20	790	76	1165	142	2122	307

In the table, “Max” refers to the maximum strains, “Resi.” refers to the residual strains after unloading, and “/” indicates a small value or a maximum strain less than $50 \mu\epsilon$ and a residual strain less than $30 \mu\epsilon$.

型荷载-挠度关系，图18显示了典型的应变观测结果。

从图18和表4中可以看出，对于不使用U-bars的边梁，当荷载达到 $60 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$ 时，梁的下翼缘和腹板的拉伸应变超过 $2000 \mu\epsilon$ （S7-18、S7-28和S8-20）。此外，对于使用U-bars的边梁，在达到破坏荷载之前，横梁跨中的应变超过 $2000 \mu\epsilon$ （S9-35、S9-36和S10-32）。应变分布清楚地表明，当荷载增加到 $40 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$ 时，复合梁的中性轴在中心线上方的腹板处。

图19清楚地显示了超负荷时没有U-bars的边梁和有U-bars的边梁由纵向剪切破坏造成的破裂形式。对于使

用U-bars的次级边梁，剪切连接件的阻力最大可达每栓钉 61 kN 。已知边梁受压翼缘的有效宽度为 $b_{\text{eff}} = 100 + 5240/8 = 755 \text{ mm}$ ，混凝土缸强度为 $27 \text{ N}\cdot\text{mm}^{-2}$ ，钢材的屈服强度为 $420 \text{ N}\cdot\text{mm}^{-2}$ ，栓钉中心间距为 207 mm ，在支点和点荷载位置之间有九个剪切连接件，根据欧洲规范4计算的次级边梁抗弯强度表明，施加 314 kN 的荷载相当于 $57 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$ 的等效均匀荷载。这相当于实际试验荷载 $63 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$ 的91%。对于不使用U-bars的边梁，剪切连接件的阻力折减系数可通过 $k_{t,\text{edge}} = 0.5[1 + e/(8\phi)]$ 计算。设 $e = 100 \text{ mm}$ ， $\phi = 19 \text{ mm}$ ， $k_{t,\text{edge}} = 0.83$ ，剪切连接件的

表5 使用U形杆的承重边梁在最大荷载下的典型应变汇总（单位： $\mu\epsilon$ ）

Monitoring position	Cycle 1 ($20 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$)		Cycle 2 ($40 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$)		Cycle 3 ($63 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$)		
	Max	Resi.	Max	Resi.	Max	Resi.	
S9	S9-33	-98	/	-437	-102	-1522	-373
	S9-34	69	/	17	-29	-150	125
	S9-35	343	/	779	86	2537	1358
	S9-36	477	/	1159	144	7809	5816
S10	S10-29	-63	/	-313	-74	-968	-237
	S10-30	67	/	40	-47	-24	38
	S10-31	343	/	753	83	1810	642
	S10-32	455	/	1056	109	2287	516

In the table, “Max” refers to the maximum strains, “Resi.” refers to the residual strains after unloading, and “/” indicates a small value or a maximum strain less than $50 \mu\epsilon$ and a residual strain less than $30 \mu\epsilon$.

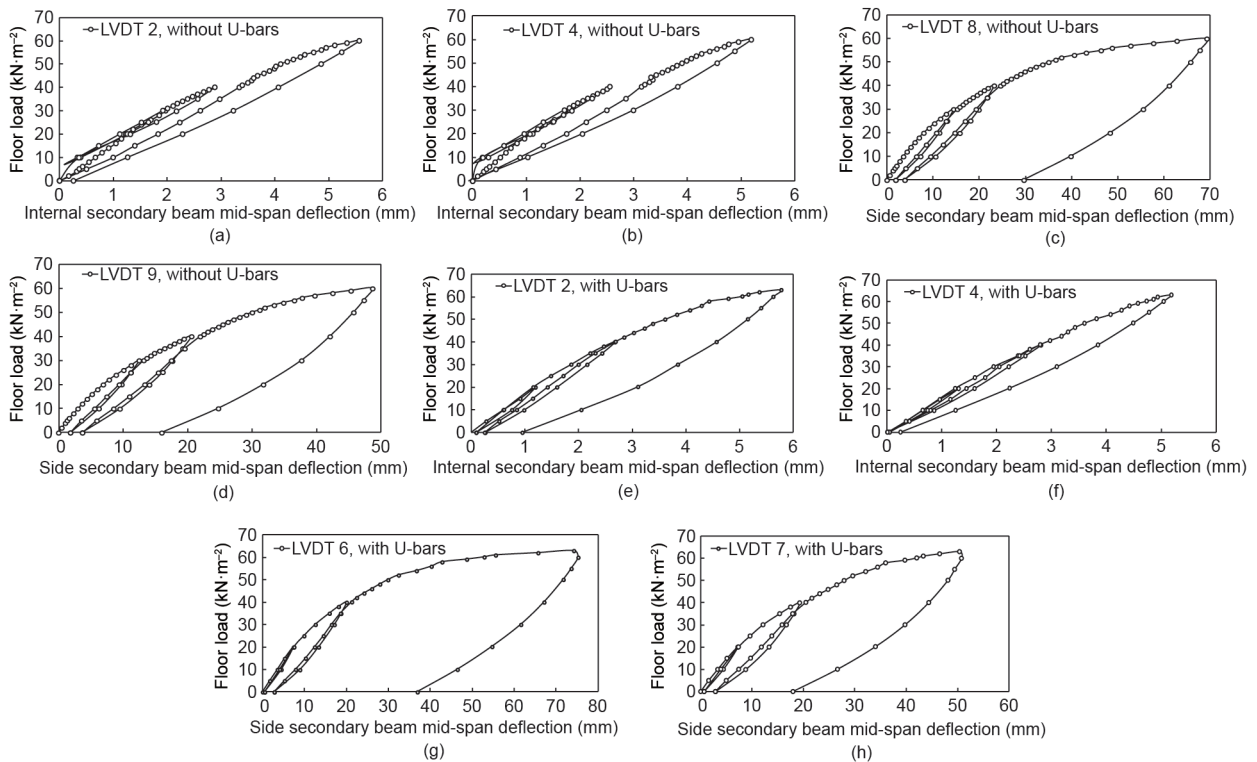


图17. 横梁跨中荷载-挠度关系图。不使用（a-d）和使用（e-h）U-bars的边梁试验。

阻力则为每栓钉 $61 \text{ kN} \times 0.83 = 50.6 \text{ kN}$ 。根据欧洲规范4计算所得的不使用U-bars的次级边梁的抗弯强度为298 kN，相当于 $54 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$ 的等效均匀荷载；这约为实际试验荷载 $60 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$ 的91%。计算和试验结果均表明，不使用U-bars会使抗弯承载力减少约5%。

3.3. 立柱移除试验

移除中心边柱下的支撑件，进行伪稳健性试验。为

了安装荷载传感器，该边柱比其他柱短200 mm。因此，可在移除支撑件的时候测量边柱的挠度，同时边柱还承受着来自横梁的额外荷载。出于实际考虑，荷载施加在边梁上，而非边柱上，虽然这两种情况都会增大边柱挠度和进一步加剧边梁变形。边梁已在之前的试验中遭到严重损坏。图20显示了位移传感器的位置。LVDT 8和LVDT 9测量了边梁跨中的垂直位移，LVDT 15和LVDT 16测量了边柱的水平位移，LVDT 17~20检测了边柱的

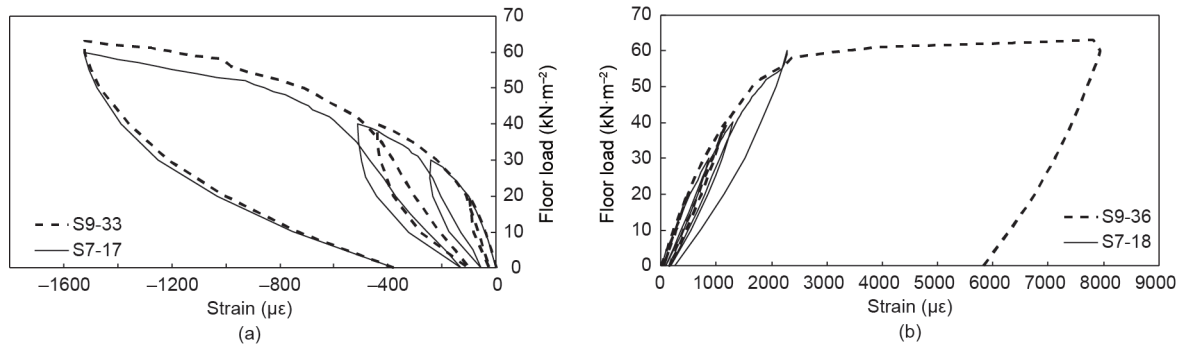


图18. S7-11/S9-33 (a) 和S7-18/S9-36 (b) 边梁承重的典型应力-应变图。



图19. (a) 超负荷时不使用U-bars的混凝土板边缘处的开裂情况；(b) 使用U-bars的边梁变形情况。

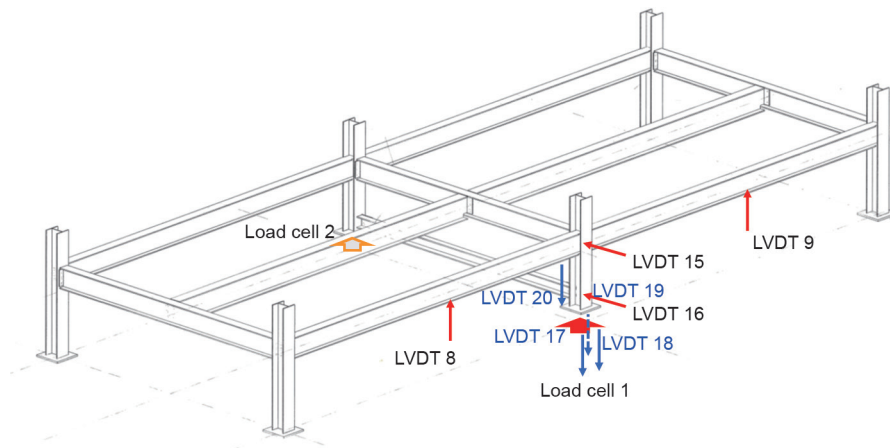


图20. 挠度测量位置的3D视图。

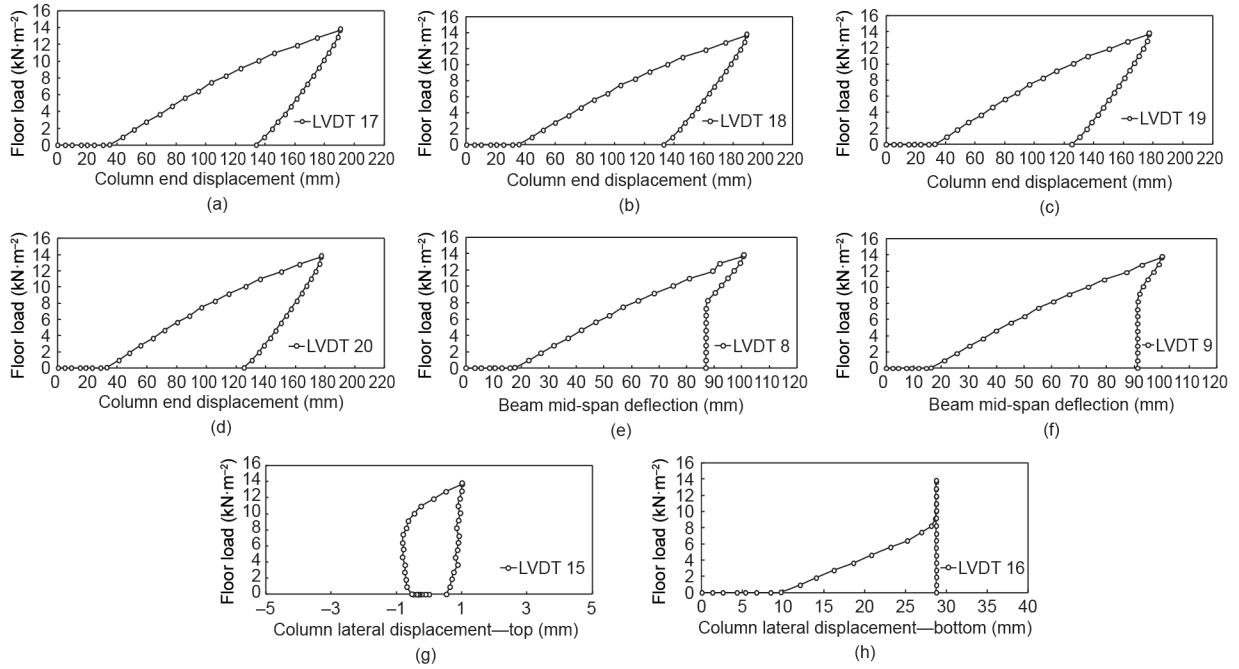


图21. 测量的位移。(a) LVDT 17；(b) LVDT 18；(c) LVDT 19；(d) LVDT 20；(e) LVDT 8；(f) LVDT 9；(g) LVDT 15；(h) LVDT 16。

垂直位移。

移除边柱支撑件时测得的中心边柱挠度为36 mm。由于混凝土板和横梁的自重（如图20所示，执行器没有施加荷载），该边柱还承受了 $3 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$ 的荷载。由于自重，作用于没有支撑件的立柱的等效荷载为33 kN。该挠度非常小，相当于边梁1/145的倾斜度。

在边梁跨中处施加的荷载相当于作用在楼板上的等效均匀荷载。如图21所示，将作用于每根横梁的点荷载除以面积 5.5 m^2 ，可得等效均匀荷载。

当等效均匀荷载达到 $13.8 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$ 时，加上楼板自重（图21，LVDTs 17~20），得到的柱端最大位移为190 mm。这相当于在每个横梁上施加每执行器75 kN的点荷载，理论上也相当于中心边柱在没有支撑件的情况下承受了75 kN的荷载。最大位移相当于边梁1/27的倾斜度或2度倾角。边梁跨中处的垂直位移约为100 mm（LVDT 8和LVDT 9）。从LVDT15和LVDT 16记录的结果可知，没有支撑件的立柱没有出现明显的水平摇摆。显然，在达到190 mm的最大位移情况下，楼板体系的承载力并未达到最大值，也许还能再增加20%~30%的荷载。这与没有支撑件情况下立柱承受的荷载（133 kN）相符。试验结束时楼板的偏斜情况如图22所示。

跨中处边梁翼缘的最大应变约为 $1000 \mu\epsilon$ ，立柱附近检测区的最大应变约 $1800 \mu\epsilon$ 。主梁的应变很小。这表明立柱截面的拉应力为 $39 \text{ N}\cdot\text{mm}^{-2}$ ，张力为179 kN。



图22. 由于移除了中心柱的支撑件，边梁出现变形。

在没有支撑件的立柱上施加的总荷载为 $33 \text{ kN} + 75 \text{ kN} = 108 \text{ kN}$ 。对于倾斜度为1/27的边梁，这说明边梁承受了1458 kN的悬链力。因此，试验中的悬链线效应约为最大值的12%，其余阻力由混凝土板的薄膜力提供。

4. 结论

根据楼板试验的观测和结果，可得以下结论：

从内梁试验可知，内部次梁和主梁承受了80%的楼板荷载，而其余20%的荷载，由于混凝土板的横向刚度，由次边梁转移。

尽管中心主梁的横向钢筋稍少于欧洲规范4的要求，但是中心主梁仍有较高的塑性抗弯强度。破坏荷载比用61 kN的剪切连接件阻力所计算的结果高14%。内部

次梁在等效均匀荷载为 $49 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$ （包括混凝土板自重）时超负荷。如上所述，将等效均匀荷载减少20%时，得到的力矩为塑性抗弯强度的95%，该结果是按照欧洲规范4的方法计算所得。

从边梁试验可知，在剪切连接件周围使用U-bars的边梁在等效均匀荷载达到 $66 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$ 时（包括混凝土板自重）超负荷，不使用U-bars的边梁在等效均匀荷载达到 $63 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$ 时（少5%）超负荷。考虑到10%的荷载从边次梁转移到了内部次梁，边次梁在几乎达到计算所得的塑性抗弯强度时超负荷。

就挠度而言，从内部次梁的试验中可知，在荷载为 $10 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$ 的情况下，滑移对挠度的影响比计算的结果小。这是因为混凝土板中网状钢筋存在连续性效应。在荷载为 $20 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$ 时，测得的主梁挠度比计算的结果大，表明柱的连接件的刚度影响相对较小。

对于承受了 $20 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$ 等效均匀荷载的边梁，使用U-bars时测得的挠度为 7.4 mm ，不使用U-bars时测得的挠度为 8 mm ，而理论挠度为 6.2 mm （包括滑移的影响）。这表明滑移对边梁的影响在荷载较高时更大，而在荷载较小时，理论数据与实测数据非常接近。U-bars的影响相对较小。

可以得出，在移除立柱支撑件的情况下，楼板结构可以承受 108 kN 的等效荷载，等效荷载除以 10.5 m^2 的支撑楼板面积，约等于 $10 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$ 的楼板荷载（包括混凝土板自重）。该结果证明了移除一根立柱后复合楼板的稳健性。

Acknowledgements

The research covered in this paper is part of a collaborative project between the Steel Construction Institute, the University of Stuttgart, the University of Luxembourg, Arcelor Mittal S.A., and the University of Bradford, and was funded by the European Community's Research Fund for Coal and Steel (RFSR-CT-2012-00030).

Compliance with ethics guidelines

Dennis Lam, Xianghe Dai, and Therese Sheehan declare that they have no conflict of interest or financial conflicts to disclose.

References

- [1] Bailey CG. Membrane action of slab/beam composite floor systems in fire. *Eng Struct* 2004;26(12):1691–703.
- [2] Lam D, Elliott KS, Nethercot DA. Designing composite steel beams with precast concrete hollow-core slabs. *Proc Inst Civil Engs—Struct Build* 2000;140(2):139–49.
- [3] Ellobody E, Young B. Performance of shear connection in composite beams with profiled steel sheeting. *J Constr Steel Res* 2006;62(7):682–94.
- [4] Sheehan T, Dai X, Lam D, Aggelopoulos E, Lawson M, Obiala R. Experimental study on long spanning composite cellular beam under flexure and shear. *J Constr Steel Res* 2016;116:40–54.
- [5] Ranzi G, Bradford MA, Uy B. A general method of analysis of composite beams with partial interaction. *Steel Compos Struct* 2003;3(3):169–84.
- [6] Yang Y, Yu Y, Zhou X, Roeder CW, Huo X. Study on mechanical performance of composite beam with innovative composite slabs. *Steel Compos Struct* 2016;21(3):537–51.
- [7] EN 1994-1-1: Eurocode 4—Design of composite steel and concrete structures—Part 1-1: General rules and rules for buildings. European standard. Brussels: European Committee for Standardization; 2004.