

最近完成的某项目结构咨询报告（节选）

徐珂/最好的告别

20191225

一、工程概况：

XX项目于2018年开始施工，在主体钢结构、屋面混凝土楼板施工完毕后，进入室内土建、装修阶段，现场发现部分钢梁在跨中出现明显下垂趋势，钢梁跨中挠度已影响建筑使用，因此建设方委托第三方于2019年7月对该房屋进行安全性鉴定及检测工作，出具《房屋安全性鉴定报告》，根据报告内容，涉及结构安全有以下结论：

- 1、部分钢构件的尺寸与设计图纸不相符。部分钢梁的翼缘、腹板的厚度和宽度小于设计规格50%。
- 2、按照现场实测尺寸计算，部分钢梁应力比超出规范限值要求。
- 3、部分钢梁现场实测挠度超出规范限值要求。
- 4、部分构件间连接节点焊缝存在未焊饱满或未达到设计要求。

对于上述问题原则上应拆除不合格构件或全部拆除，重新按设计图纸规格加工安装，直至符合国家规范后，方可进行后续工作。但该项目在未经建设方同意情况下，施工单位已进行室内土建、装修工作。为减少经济损失，不耽误施工进度，建设方委托对本项目做结构咨询工作。

五、复核分析结论

根据XX项目原设计图纸，检测报告和房屋安全性鉴定报告内容，前述分析结果，本报告提出以下结论：

5.1 XX 项目为单层建筑，原设计采用钢框架结构，钢柱、钢梁均采用焊接 H 型钢，构件尺寸满足现行国家规范构造要求。框架梁柱之间连接采用现场全焊接方式，节点连接为刚性连接设计。次梁与主梁连接采用现场连续围焊，节点连接为铰接设计。框架柱脚采用外露式螺栓连接，节点连接为刚性连接，嵌固于基础梁上。分析结果表明，主要钢柱应力比在 0.2~0.9 之间，主框架梁（跨度 7.8 米）应力比在 0.6~0.9 之间，主框架梁（跨度 5.7 米）应力比在 0.4~0.8 之间，主框架梁（跨度 5.4 米）应力比在 0.3~0.7 之间，主框架梁（跨度 4.3 米）应力比在 0.3~0.8 之间，次梁应力比在 0.4~0.9 之间，按照设计惯例构件计算应力应低于 1.0。部分钢梁计算挠度超过楼盖主梁挠度允许值 $L/400$ 、次梁 $L/250$ 的要求，原施工图结构设计说明预起拱 0.2%，钢梁挠度可满足要求。本报告计算为模拟计算，可能与实际情况存在差别，该计算结果供参考。结合其他技术指标如构件变形、层间位移、层间剪力、整体振型等，可以得出原设计各项技术指标满足国家规范设计要求。

5.2 XX 项目现场实测规格与原设计规格有较大的差异的地方是主框架梁（跨度 7.8 米），梁原设计规格为 $H250 \times 180 \times 6 \times 18$ ，实际施工规格为 $H250 \times 124 \times 6 \times 8$ ，其截面特性 I_x 下降约 62%；主框架梁（跨度 4.3 米），梁原设计规格为 $H250 \times 150 \times 6 \times 12$ ，实际施工规格为 $H250 \times 124 \times 6 \times 8$ ，其截面特性 I_x 下降约 38%；主框架梁（跨度 5.7 米），梁原设计规格为 $H250 \times 150 \times 6 \times 12$ ，实际施工规格为 $H250 \times 124 \times 6 \times 8$ ，其截面特性 I_x 下降约 38%；次梁（跨度 5.4 米），梁原设计规格为 $H250 \times 150 \times 6 \times 12$ ，实际施工规格为 $H250 \times 124 \times 6 \times 8$ ，其截面特性 I_x 下降约 38%。整体分析标准同 5.1 条，结果显示 B、C、D、E 轴/3~5 轴间主框架梁（跨度 7.8 米）计算应力比超过 1.0，由原设计

的 0.6~0.9 之间上升至 0.9~2.5 之间,不满足国家规范要求,参见图 4-3 ;

5、6、7、8 轴/E~F 轴间主框架梁(跨度 4.3 米)计算应力比超过 1.0,由原设计的 0.3~0.8 之间上升至 0.5~1.2 之间,不满足国家规范要求,参见图 4-3 ;

5、6、7、8 轴/F~J 轴间主框架梁(跨度 5.7 米)计算应力比超过 1.0,由原设计的 0.4~0.8 之间上升至 0.5~1.2 之间,不满足国家规范要求,参见图 4-3。次梁(跨度 5.4 米)稳定验算应力应力比为 1.1~1.9,原设计模型中未考虑压型钢板楼承板对钢梁受压翼缘的支撑作用,故钢梁稳定验算超过规范限值,参见图 4-3。根据《钢结构设计标准》GB50017-2017 第 6.2.1 条规定,当有铺板密铺在梁的受压翼缘并与其牢固相连,能够阻止受压翼缘的侧向位移是,梁不会丧失整体稳定,可不必计算梁的整体稳定。本工程钢梁上设有压型钢板楼承板,并采用 $d=16@300$ 栓钉抗剪件与钢梁上翼缘连接,压型钢板楼承板能够阻止钢梁受压翼缘的侧向位移,故钢梁可不计算整体稳定。按考虑压型钢板楼承板对钢梁受压翼缘的支撑作用调整计算模型重新计算后,钢梁稳定验算满足规范要求,具体见图 5-1。与 D 轴/3~5 轴间主框架梁、5 轴/F~J 轴间主框架梁相连框架柱,应力比变化明显,由原设计的 0.9 上升至 1.1,不满足国家规范要求,参见图 4-4,该部分柱是因为与之相连梁截面尺寸变小,导致其计算长度系数变化,且弯矩增大,故该部分柱强度验算应力比超限;其他其他与应力变化较大主框架梁相连的框架柱应力变化明显,由原设计的 0.5~0.8 之间上升至 0.6~1.0 之间。其他构件应力变化不明显。结合其他技术指标如构件变形、层间位移、层间剪力、整体振型等满足国家规范设计要求。

5.3 根据《钢结构设计标准》GB50017 - 2017 附录 B,楼盖主梁挠度允许值是 $L/400$,次梁是 $L/250$ 。XX 项目检测报告数据显示,主框架 3-5/C 轴

跨度为 7.8 米,梁挠度为 41.5mm,超过 $L/400=7800/400=19.5\text{mm}$ 限值;
主框架 3-5/D 轴跨度为 7.8 米,梁挠度为 26.5mm,超过 $L/400=7800/400=19.5\text{mm}$ 限值。如不考虑应力超过 1.0 限值因素,计算分析显示,C/3-5 轴主框架计算挠度值为 52.75mm;D/3-5 轴主框架计算挠度值为 41.02mm。
6#楼 2/B-C 轴框架主梁实测挠度为 8mm,计算挠度为 4.70mm;2/C-D 轴框架主梁实测挠度为 6.5mm,计算挠度为 5.87mm,实测挠度均大于计算挠度,但均小于挠度限值。其他框架主梁、次梁实测挠度值在 1.5~12.5 之间,均比计算值小,可能是施工预起拱和混凝土屋面参与受力结果。调整模型分析显示,2/B-C 轴主框架梁实测挠度 8.0mm 大于按两端刚接计算挠度值 4.70mm,小于按一端铰接计算挠度值;2/C-D 轴主框架梁实测挠度为 6.5mm 大于按两端刚接计算挠度值 5.87mm,小于按一端铰接计算挠度值。因铰接设置位置不同,计算结果存在差异,故采用不同模型对比,以确定最不利工况,具体见附表。检测报告图片显示,梁柱连接节点未按设计图纸要求施工,且节点形式不符合常规刚性连接节点特点,可认为节点不能达到刚性连接效果,2/B-C 轴主框架、2/C-D 轴主框架梁挠度超限是梁柱节点未达到设计刚性连接要求所致。

5.4 如梁柱节点未达到刚性连接要求,则该榀框架结构体系不成立,转变为排架结构体系,因 2 轴其他位置实测挠度未发生异常,可认为现场 2 轴为排架结构和框架结构组合体系。根据附表所列数据,梁端连接假定不同时,梁应力比有变化,但应力比均小于 1.0,满足现行国家规范要求。按 2/B-C 主框架 B 轴端刚接、C 轴端铰接,2/C-D 主框架 C 轴端刚接、D 轴端铰接模型计算是 2/C 轴处钢柱强度应力比为 1.1,不满足现行国家规范要求,见附图。

5.5 钢柱不满足国家规范要求,原因是原设计采用焊接 H 型钢截面,其弱

轴截面特性 I_y 值低，从规范角度不建议采用此类截面作为柱构件或者弱轴不作为结构主受力方向。本工程存在以钢柱弱轴为主受力方向的情况，在 5.4 条所述情况下，框架柱平面外稳定应力比值显著上升，是造成 2/C 轴钢柱应力比值超限主要原因。

5.6 原设计施工图中构件截面规格与设计变更文件中构件截面规格对比分析，钢梁截面规格变化不大。但钢柱截面规格变化较大，其中 GZ1、GZ2、GZ3 截面规格均为 $H130 \times 180 \times 8 \times 12$ ，设计变更后 GZ1 截面规格为 $H150 \times 150 \times 7 \times 10$ 、GZ2 截面规格为 $H180 \times 180 \times 8 \times 12$ 、GZ3 截面规格为 $H200 \times 200 \times 8 \times 12$ 。设计变更前后钢柱截面特性差异较大，其中 GZ1 变更后截面 I_x 增加约 1%、 I_y 降低约 52%，GZ2 变更后截面 I_x 增加约 108%、 I_y 与变更前截面基本相同，GZ3 变更后截面 I_x 增加约 190%、 I_y 增加约 37%，具体钢柱截面特性对比见附表。

七、加固改造设计与施工注意事项

由于加固改造是在现有情况下进行，因此设计和施工中应注意以下几点问题：

7.1 在结构计算模型中应考虑现有结构梁柱节点不能达到刚接设计效果影响，不应仅限于本报告所提示 2/B-C 轴、2/C-D 轴所出现的假设，**建议设计前应全面检查现场节点焊接情况**，进行统计归类，确保计算模型与实际情况相吻合。

7.2 因现场钢梁已变形，**加固改造新增钢构件不能在此基础上直接焊接**，需预先采用压力支顶方式将钢梁顶升至设计预起拱或水平位置，再进行焊接工作，待焊接工作全部完成，焊接质量达到验收标准后，方可拆除支顶构件，这样新增

钢构件才可以与原钢结构共同受力。

7.3 施工期间应控制现场焊接变形在允许范围。

7.4 加固改造施工过程中，应采取可靠的安全措施，保证施工安全和结构安全。

7.5 原计算模型中，钢柱柱脚与基础之间连接节点计算假定为刚接嵌固节点。

原设计图纸中，柱脚锚栓与钢柱弱轴中心线距离小于钢柱翼缘最外侧与弱轴中心线距离，本报告对该节点能否达到刚接嵌固效果存疑，建议加固改造设计考虑此因素，现场复查此节点施工质量。

7.6 检测报告中 C 轴~D 轴跨中位置在 5 轴~6 轴范围设置有次梁，施工图及变更图中均未见该处设有次梁，本报告以施工图及变更图纸为准，故未考虑该处次梁。加固改造设计与施工应彻底调查现场实际构件布置，确认该处是否设置次梁。现场调查时不应只局限于此，应查明后现场构件布置情况，包括但不限于钢梁布置、钢柱布置及方向等。

7.7 根据检测报告提供的实测现场截面规格计算分析，B、C、D、E 轴/3~5 轴间主框架梁（跨度 7.8 米）计算强度应力比较大，其最大值为 2.49，计算的钢梁相应位置的应力为 $2.49 \times 305 = 759.45 \text{MPa}$ 。而钢梁采用 Q345B 钢材制作，其屈服强度为 345MPa，其计算应力约为屈服强度的 2.2 倍，理论上该处钢梁已经进入塑性变形阶段。进入塑性变形阶段的构件不适合继续使用，原则上拆除该构件，并采用按设计图纸规格重新加工的构件替换。如果在加固改造设计与施工时充分考虑构件塑性变形对结构安全的影响，针对构件塑性变形采取可靠的加固方法，并充分评估所采取的加固方法不影响加固后结构安全时，可对进入塑性变形进行加固后继续使用。本报告编写过程中未考虑构件进入塑性变形对

结构的影响,通过理论计算认为 B、C、D、E 轴/3~5 轴间主框架梁(跨度 7.8 米)可能已经存在塑性变形,因构件在实际受力中受混凝土板的约束作用等有利因素影响,实际不一定存在塑性变形。在此提醒,在本项目加固改造过程中应特别注意构件是否存在塑性变形。本项目加固改造设计与施工前,应全面调查现场已安装构件是否进入塑性变形阶段,包括但不限于上述验算强度应力比较大位置构件。对于发现的已进入塑性变形的构件必须采取可靠加固方法,或者更换构件,以确保结构安全。

7.8 本报告是基于委托方及建设方提供的计算模型中荷载数据进行分析编写,可能存在实际荷载值低于计算模型中荷载值的情况。基于目前状况,加固改造设计前应查明建筑使用功能、装修装饰等附加荷载信息,按实际情况统计复核荷载后进行加固改造设计。

7.9 本报告基于建设方提供资料进行分析编写,加固改造设计与施工应彻底调查现场实际情况后,基于可实施性、符合国家标准的目标予以实施。

不要憎恨你的敌人,那会影响你的判断力。

-----马里奥·普佐