

哈尔滨南岗会堂增层改造设计

郑文忠, 王 英, 刘思嘉

(哈尔滨工业大学 土木工程学院, 150090 哈尔滨)

摘 要: 为解决增层改造施工过程影响既有建筑正常使用的问题, 结合哈尔滨南岗会堂增层改造工程, 研究了既有房屋套建巨型框架增层的设计方法与施工措施. 巨型框架选用悬挂结构体系, 次框架的竖向荷载通过吊柱传至主框架. 主框架由内置 H 型钢预应力混凝土组合梁和角钢混凝土柱组成, 次框架由型钢混凝土梁和型钢混凝土柱组成, 施工阶段采用自承重现浇混凝土结构体系, 实现既有建筑在施工过程中的正常使用.

关键词: 套建增层; 巨型框架; 角钢混凝土柱; 组合梁

中图分类号: TU378. 4

文献标志码: A

文章编号: 0367-6234(2012)06-0045-06

Structure design for adding storeys of Harbin nangang hall

ZHENG Wen-zhong, WANG Ying, LIU Si-jia

(School of Civil Engineering, Harbin Institute of Technology, 150090 Harbin, China)

Abstract: To solve the problem of that the construction process for original buildings story-adding prevents its usual work, taking Harbin Nangang Hall as demonstration, the adding project of huge frame including main frame around old buildings and sub frame is studied. The vertical load is transmitted from sub frame to main frame by the davit. The main frame is composed by prestressed concrete beams with encased H-steel and angle-steel concrete columns, and the sub frame is composed by encased steel beams hanging and encased steel columns over the huge frame. Design and construction methods of self-supporting concrete structure are presented to ensure that original building works as usual during the construction.

Key words: outer-jacketing structures for story-adding; huge frame; angle-steel concrete column; composite beam

哈尔滨南岗会堂建于 1996 年, 为钢筋混凝土框架结构, 地上 3 层、地下 3 层, 建筑高度 20.7 m; 2004 年在原建筑东侧扩建了砌体结构房屋, 地上 2 层、地下 1 层, 建筑高度 7.2 m. 现将原建筑东侧砌体结构房屋由 2 层增加至 5 层(与西侧部分同高), 并确保原建筑在施工过程中正常使用. 考虑到既有建筑为砌体结构并且结构总高度较小等特点, 采用分离式套建巨型框架增层悬挂方案, 套建主框架柱与原建筑局部平面关系见图 1, 套建框架顶层结构平面布置见图 2. 文中标注尺寸单位

均为 mm, 标高单位为 m.

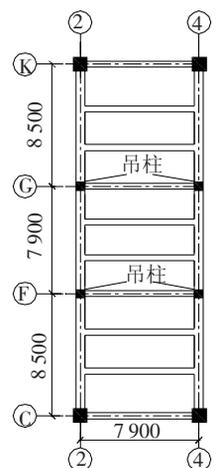
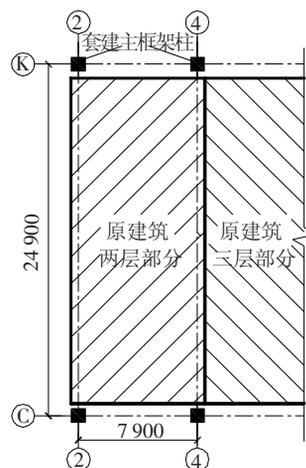


图 1 外套框架柱与原建筑的平面位置关系

图 2 套建框架顶层结构平面布置

收稿日期: 2011-06-05.

基金项目: 国家教育部长江学者奖励计划资助项目(2009-37); 黑龙江省科技攻关项目(GC09C205); 黑龙江省科技推广项目(TC10A0101).

作者简介: 郑文忠(1965—), 男, 博士生导师, 长江学者特聘教授.

通信作者: 郑文忠, zhengwenzhong@hit.edu.cn

套建框架底层结构层高为 7.8 m, 其他各层层高分别为 3.65 m, 3.65 m 和 5.60 m. 主框架采用内置 H 型钢预应力混凝土组合梁和角钢混凝土柱, 次框架选用型钢混凝土梁和型钢混凝土吊柱, 上部竖向荷载由吊柱传递至主框架. 过④轴的套建框架见图 3.

1 增厚设计思路

1.1 套建结构的选型

增厚设计时考虑了两种方案: 一是承托方案, 即在套建框架结构的底层设置承托转换层, 以便承托起上部的次框架. 该方案由于承托转换梁较大, 导致窗户高度变矮, 位置变高, 影响了新建一层作为会议室使用的功能要求. 二是悬挂方案, 即在套建框架结构的顶层设置吊挂转换层, 次框架的竖向荷载通过吊柱传递至主框架. 该方案中新建结构的梁变矮, 对建筑采光效果无影响. 因原结构较矮, 总高度为 7.2 m, 采用分离式套建增厚方案不会使套建增厚结构上刚下柔, 并且荷载传递路径明确, 计算简图清晰, 施工方法比协同式套建增厚方案简单, 故本工程选用了图 3 所示分离式套建巨型框架增厚悬挂方案.

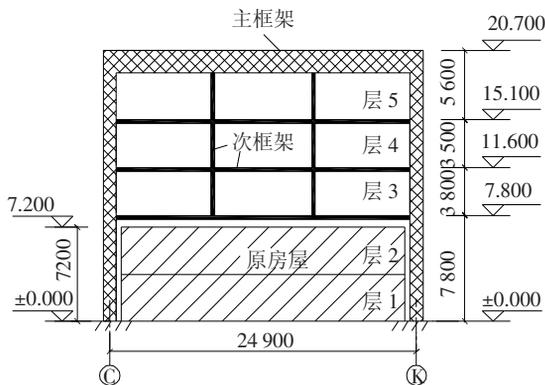


图 3 过④轴的套建框架

1.2 新增套建一层顶楼盖结构设计

选用施工阶段自承重现浇混凝土结构, 以避免将新增套建一层顶的荷载传递至原房屋顶层, 确保原房屋在套建施工过程中为正常使用状态. 其主要思想是: 在组合梁 H 型钢下侧挂底模, 以底模为支承设置侧模, 实现混凝土浇筑时由 H 型钢承担组合梁的自重、模板荷载以及施工荷载; 在使用阶段, 主框架柱与 H 型钢混凝土组合梁通过节点连接成整体套建框架, 承担新增套建增厚荷载.

2 套建结构设计

2.1 套建结构截面选择与材料选择

套建结构 4 个主框架柱均为角柱, 截面尺寸可偏于安全的取 1 100 mm × 1 200 mm, 数字轴方

向主框架梁截面取 600 mm × 2 600 mm, 字母轴方向主框架梁截面尺寸取 400 mm × 600 mm. 次框架吊柱截面尺寸取 600 mm × 600 mm, 数字轴方向次框架梁截面尺寸取 400 mm × 800 mm, 字母轴方向次框架梁和次梁在 1 层底采用 H 型钢 300 × 300 × 10 × 15, 其他层梁截面尺寸取 500 mm × 500 mm. 楼板均采用 100 mm 厚钢筋混凝土板.

套建结构混凝土设计强度等级均为 C40, 受力纵筋均采用 HRB400 级, 箍筋均采用 HPB235 级, 梁中内置型钢和加劲肋及柱中角钢和钢板箍均采用 Q235 钢. 在数字轴主框架梁下部布置直线预应力筋, 采用抗拉强度标准值 $f_{ptk} = 1 860$ MPa 的 ϕ^15 低松弛钢绞线, 选用 XM 多孔夹片锚.

2.2 套建结构内力计算与选取

哈尔滨南岗会堂为丙类建筑, 套建改造后的框架结构应按四级抗震框架来考虑. 水平荷载全部由外套巨型框架承担, 次框架只承担其自身的竖向荷载, 不承担水平荷载, 但需加大次框架周边围梁的截面及配筋, 以便有效地将地震作用传给巨型框架^[1].

由设计思路可知, 本工程施工顺序为先钢结构工程, 后混凝土结构工程; 先主框架, 后次框架, 由上至下逆序施工. 若以施工完成后整体结构作为计算模型, 将荷载一次性施加到整体结构上分析, 没有考虑吊柱和主框架柱之间竖向位移差的影响以及分层施工时分层加载的影响, 与实际情况相差较大. 故应考虑实际施工过程和顺序, 针对使用阶段和不同施工阶段分别建立分析模型计算结构内力. 本工程采用 SAP2000 对结构静力分析.

经内力组合后, 比较不同施工阶段和使用阶段的荷载效应组合值, 得到钢构件和组合构件控制截面的控制内力. 不考虑施工过程的影响, 一次性加载后的增厚结构在施加预应力和竖向荷载作用下弯矩的设计值如图 4(a) 所示, 图中单位为 $kN \cdot m$. 考虑结构在施工过程中刚度逐步形成对内力分配的影响^[2], 对不同施工阶段结构静力分析, 套建增厚结构在施加预应力和竖向荷载作用下弯矩的设计值如图 4(b) 所示.

2.3 角钢混凝土柱分析与设计

钢框架施工过程中, 角钢骨架作为钢框架柱, 承担钢结构自重和施工荷载. 对于使用阶段, 角钢骨架和水平腹杆分别充当主框架混凝土柱的纵向受力筋和箍筋, 浇筑混凝土后形成角钢混凝土柱.

对于施工阶段, 次框架和主框架内置型钢骨架拼接和吊装完成时, 角钢骨架柱的内力最大, 考虑到节点连接方式, 角钢骨架柱与 H 型钢梁之间

采用铰接, 钢框架承载自重以及施工荷载. 按照《钢结构设计规范》的相关规定对角钢骨架柱计算与设计, 包括强度、刚度、稳定性验算和焊缝计算, 确定角钢混凝土柱中4个内置角钢的型号为 L 200 × 20, 钢板箍采用 - 100 × 10 @ 100.

柱承载力验算^[3]; 用角钢骨架中横向钢板箍等效代替箍筋, 即可求得钢板箍的用量. 角钢混凝土保护层均取为 100 mm, 主框架角钢混凝土柱截面见图 5.

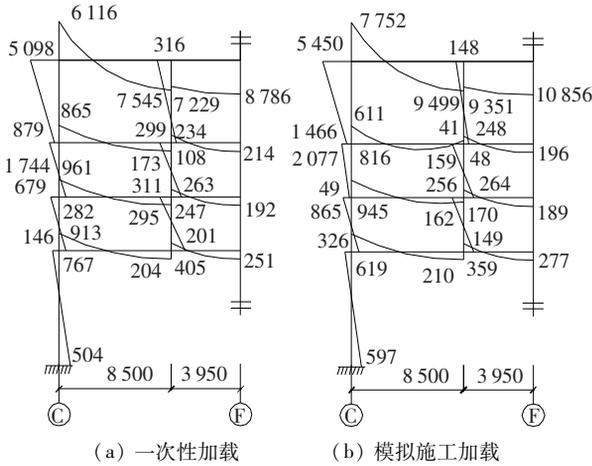


图 4 外载作用下套建增层结构弯矩分布 (kN · m)

对于使用阶段, 外荷载引起的主框架角钢混凝土柱端控制截面弯矩设计值和剪力设计值分别为 M_{Load}^c 和 V_{Load}^c , 张拉预应力筋引起主框架角钢混凝土柱端控制截面弯矩和剪力分别为 M_p^c 和 V_p^c , 用 $(M_{Load}^c + M_p^c)$ 代替 M_{Load}^c , 采用钢筋混凝土柱正截面承载力计算公式, 求得主框架角钢混凝土柱中纵向受力钢筋的面积为 A_{sc} 和 A'_{sc} ; 用 $(V_{Load}^c + V_p^c)$ 代替 V_{Load}^c , 采用钢筋混凝土柱斜截面受剪承载力计算公式, 即可求得主框架角钢混凝土柱中的箍筋用量. 再根据计算结果选择角钢, 确定其相对位置, 按角钢混凝土柱抗弯承载力计算公式对主框架

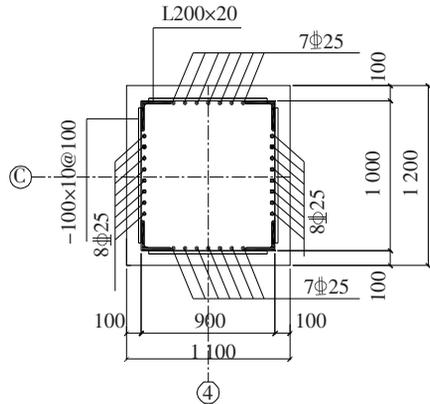


图 5 主框架角钢混凝土柱

2.4 内置 H 型钢预应力混凝土梁分析与设计

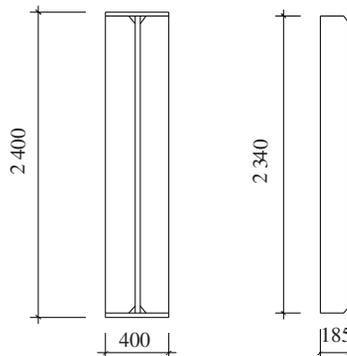
在施工过程中, H 型钢作为主框架梁承担混凝土和次框架钢构件的自重, 以及施工荷载; 对于使用阶段, H 型钢与预应力筋和外包混凝土形成内置 H 型钢预应力混凝土组合梁, 共同承担新增荷载.

2.4.1 H 型钢梁

采用挂模施工方式浇注主框架组合梁混凝土时, H 型钢梁内力最大. H 型钢梁两端简支, 承担混凝土浇筑时, 主框架组合梁中流态混凝土和次框架钢构件的自重、模板荷载以及施工荷载. 按《钢结构设计规范》的相关规定对 H 型钢梁计算与设计, 包括强度、刚度、稳定性验算和焊缝计算, 确定 H 型钢的型号为 2 400 × 400 × 30 × 30, 过④轴 H 型钢梁如图 6 所示.



(a) H 型钢梁尺寸



(b) H 型钢梁截面与加劲肋

图 6 过④轴 H 型钢梁

2.4.2 内置 H 型钢预应力混凝土梁

混凝土结硬后,内置 H 型钢预应力混凝土梁与主框架柱实现刚结,其内力由 H 型钢梁处于简支状态的内力叠加梁柱刚结后的新增内力得到.主梁处于简支状态时,内力完全由内置 H 型钢梁承担;梁柱刚结后的新增内力,由 H 型钢梁中剩余强度和新增的预应力筋、非预应力筋共同承担^[4-5].

主梁中的预应力筋若用曲线布筋的方式,预应力筋布设时,H 型钢梁上的钢板加劲肋需要钻与预应力筋线型相符的斜孔,预应力筋布设难度大,且张拉时易卡断.经内力分析可知,主梁的内力控制点在梁的跨中,可在 H 型钢梁下翼缘内侧按照直线方式布置有粘结预应力筋.对主梁进行正截面承载力计算和裂缝宽度验算,确定 H 型钢梁下翼缘内侧预应力筋用量为 $A_p = 2 - 2 \times 6\phi^s 15$ 低松弛预应力钢绞线,拉控制应力为 $0.75f_{pk}$,采用 XM15-6 多孔夹片型锚具.H 型钢梁上的钢板加劲肋在预应力筋穿过处应预留孔道,喇叭管以及波纹管布设于角钢之间^[6].内置 H 型钢预应力混凝土梁如图 7 所示.

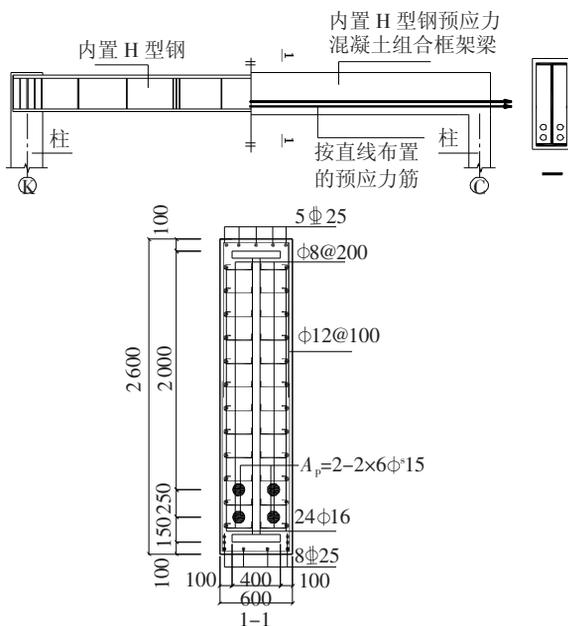


图 7 内置 H 型钢预应力混凝土梁

2.4.3 裂缝及变形验算

内置 H 型钢预应力混凝土梁裂缝和变形验算时,按照文献[7-8]对 d_{eq} 、 ρ_{te} 及 σ_{sa} 等进行合理取值.结果表明, $\omega_{max} = 0.17 < 0.2$ mm,满足裂缝控制要求.

内置 H 型钢预应力混凝土梁的变形包括 H 型钢梁的变形 f_1 、预应力混凝土梁在新增荷载下的变形 f_2 、张拉预应力筋所引起的反拱值 f_3 ,梁总的变形 $f = f_1 + f_2 - f_3 = 46.7$ mm = $l/533 < l/300$,

满足变形控制要求.

2.5 次框架吊柱设计

次框架的竖向荷载通过吊柱传递到主框架上,吊柱主要承受竖向荷载产生的拉力和次框架梁的不平衡弯矩.通过对吊柱按拉弯构件的强度与刚度计算,选用 H 型钢 400 × 400 × 13 × 21.为满足建筑抗火要求,在 H 型钢外包混凝土,钢板保护层为 100 mm,H 型钢与外包混凝土形成型钢混凝土柱.吊柱角部设置钢筋 4Φ25,以防止外包混凝土的脱落,吊柱见图 8.

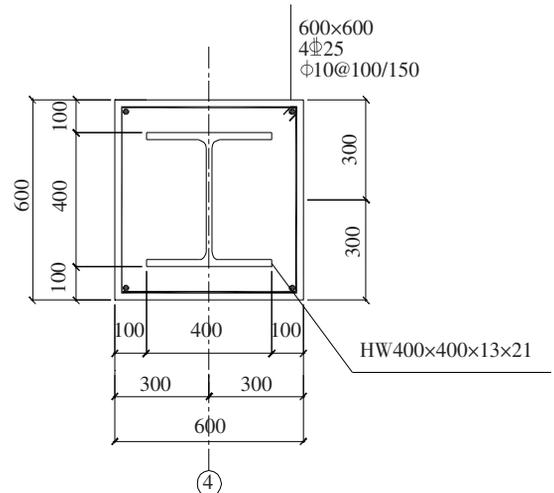


图 8 吊柱

2.6 框架节点设计

对于钢结构施工阶段,主框架梁中的 H 型钢梁作为主框架梁,主框架角钢混凝土柱中的角钢骨架作为主框架柱,按钢结构节点对 H 型钢梁和角钢骨架节点进行分析和设计;对于使用阶段,内置 H 型钢预应力混凝土组合梁作为主框架梁,角钢混凝土柱作为主框架柱,按组合结构节点对梁柱节点进行设计与分析.

钢结构施工阶段,H 型钢梁简支于角钢骨架柱的十字肋板上,H 型钢梁的剪力通过十字肋板的竖向焊缝传递至钢板箍,最后传至角钢骨架柱^[9].以 ⓐ 轴梁柱节点为例,支座反力设计值 $R = 783$ kN.H 型钢梁支撑加劲肋和角钢骨架柱内的十字肋板,可按《钢结构设计规范》的相关规定计算分析.H 型钢梁与角钢骨架柱节点如图 9 所示.

在使用阶段,按《型钢混凝土组合结构技术规程》的相关规定对内置 H 型钢预应力混凝土梁与内置角钢混凝土柱构成的主框架节点计算分析.主框架梁柱节点剪力设计值和受剪承载力分别为 1 692 kN 和 3 077 kN,满足要求.依据文献[10]中的建议公式,计算得到节点处 H 型钢梁的水平锚固长度 $l_m \geq 1 020$ mm,主框架梁中 H 型钢伸入节点的实际锚固长度为 1 050 mm,满足锚固要求.

3 套建结构施工措施

3.1 施工顺序

本工程采用巨型框架结构,本着先施工主框

架、再施工次框架;先钢结构工程、后混凝土工程的原则,由上至下逆序施工. 钢结构工程施工顺序见图 10.



(a) 十字肋板



(b) 角钢骨架与 H 型钢梁节点

图 9 梁柱节点构造



(a) 角钢骨架柱的安装



(b) 顶层 H 型钢梁的吊装



(c) 吊柱的安装



(d) 钢结构其余部分的安装

图 10 钢结构工程施工顺序

3.2 主框架梁内置 H 型钢的吊装

套建工程施工场地狭小,若主框架梁的内置 H 型钢梁在构件厂分解成 1/2 榀制作完成后,运至施工现场拼装,需在原房屋顶层的④轴位置设置操作平台,将 H 型钢梁吊至操作平台拼装,1 根 H 型钢梁自重 18 t,原房屋承载力不足以承担新增荷载,故 H 型钢梁在构件厂完成全部拼接,运至施工现场整体吊装,H 型钢梁吊装如图 11 所示.

3.3 主框架柱的模板设计

主框架柱中的角钢骨架有较强的承载力,可承担混凝土浇注时构件的自重和施工荷载,因此将柱的模板悬挂于角钢上,无需另设支柱. 主框架柱的模板见图 12.

主框架柱的模板采用 5 mm 厚钢模板,为固定钢模板,在每个角钢上焊接 2 个 $\phi 12$ 抗拉螺栓,钢模板四周设置加劲木肋,其截面尺寸为 90 mm \times 50 mm,加劲木肋和抗拉螺栓沿柱高度方向的间距均为 400 mm.



图 11 主框架梁内置 H 型钢的吊装

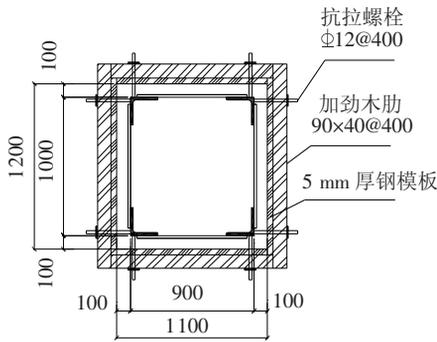


图12 主框架柱的模板

3.4 内置 H 型钢预应力混凝土梁模板设计

主框架梁混凝土工程施工时,若按常规支模方法,需在原房屋顶层搭设支架,主框架梁混凝土自重为 39 kN/m,原房屋承载力不足以承担新增荷载,可采用施工阶段无支撑自承重现浇混凝土结构的思想设计内置 H 型钢预应力混凝土梁的模板。

经分析设计,内置 H 型钢预应力混凝土梁的模板构造如下:主梁底部选用 Q235 钢板,厚度为 10 mm,在主梁底模钢板的中部钻孔,布设 3 个 M16 抗拉螺栓,其一端锚在钢板底部,另一端焊接在 H 型钢梁下翼缘上。对中间的抗拉螺栓与焊接在 H 型钢梁下翼缘的角钢实施焊接,以确保抗拉螺栓与钢梁下翼缘连接的可靠性;两侧抗拉螺栓上部弯折 80 mm,并与钢梁下翼缘的上侧进行可靠焊接。因两侧抗拉螺栓焊接在 H 型钢的下翼缘上,需要在 H 型钢梁的下翼缘和腹板之间焊接三角形钢板加劲肋,以避免 H 型钢梁下翼缘被拉脱;因主梁底模钢板两侧的悬臂长度为 120 mm,需在底模两侧设置 $\phi 14$ 作为拉结筋,拉结筋的一端锚在钢板两侧的底部,另一端焊接在钢梁的下翼缘,以确保主梁底模钢板的变形满足要求。3 个 M16 抗拉螺栓和 2 个 $\phi 14$ 拉结筋沿主框架梁轴向布置的间距为 400 mm。内置 H 型钢预应力混凝土梁模板如图 13 所示。

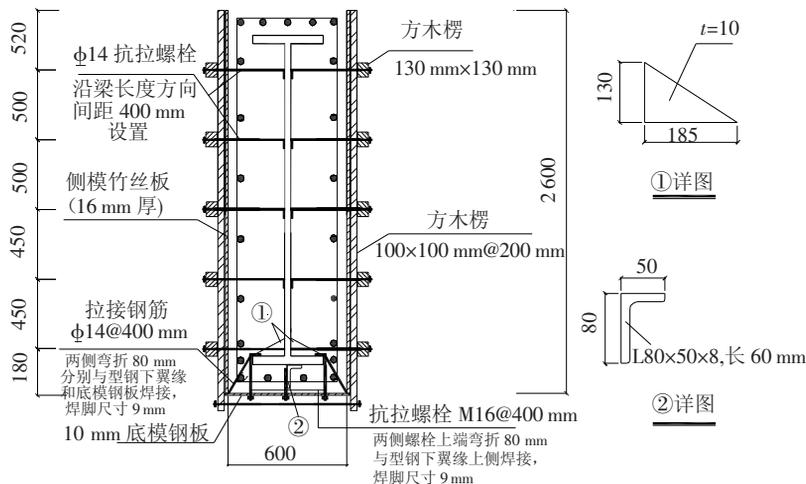


图13 内置 H 型钢预应力混凝土梁的模板

4 结 语

哈尔滨南岗会堂增层改造工程采用分离式套建巨型框架增层悬挂方案。本文详细介绍了本套建增层工程的设计思路、巨型框架中角钢混凝土柱、内置 H 型钢预应力混凝土梁、施工阶段自承重混凝土结构的设计计算方法、施工措施以及梁柱节点的构造措施,可供同类工程增层改造时参考。

参考文献:

- [1] 郑文忠,王英,刘铁. 对既有房屋套建增层改造的认识与思考[J]. 工业建筑, 2005, 35(4): 1-5.
- [2] 孙绪杰,郑文忠. 对施工阶段套建增层巨型框架的内力分析[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2009, 41(6): 16-21.
- [3] 计静. 套建增层预应力钢骨混凝土框架抗震性能与设计方法研究[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2008.
- [4] REGAN R S, KRAHL N W. Behavior of prestressed

composite beams[J]. Journal of the Structural Division, ASCE, 2003, 93(6): 87-108.

- [5] SAADATMANESH H, ALBRECHL P, AYYWB B M. Experimental study of prestressed composite beams[J]. Journal of the Structural Engineering, ASCE, 2004, 115(9): 2364-2381.
- [6] 郑文忠,王英. 预应力混凝土房屋结构设计统一方法与实例[M]. 哈尔滨: 黑龙江科学技术出版社, 1998.
- [7] GB 50010—2002 混凝土结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
- [8] JGJ 138—2001 型钢混凝土组合结构技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
- [9] KOSTESKI N, PACKER J A, PUTHLI R S. A finite element method based yield load determination procedure for hollow structural section connections[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2003, 59(4): 453-471.
- [10] 赵鸿铁. 钢与混凝土组合结构[M]. 北京: 科学出版社, 2001.

(编辑 赵丽莹)