

文章编号 1000-5013(2001)02-178-07

大跨度 RC 天桥施工全过程的力学分析

王世平 王全凤

(华侨大学土木工程系, 泉州 362011)

摘要 利用有限单元法, 研究澳门某学校建筑的大跨度行人天桥在混凝土施工过程中, 出现的不正常挠度, 导致天桥底模板支撑发生失稳压弯破坏严重事故. 事件的发生并非直接由外来荷载的扰动所引起, 而是由于天桥结构内部不同浇灌龄期混凝土强度、刚度的发展, 引致桥体发生内力重分布. 这种内力重分布使天桥墙体底部某些模板支撑的反力增大, 导致原来已因设置数量不足而接近失稳临界状态的天桥底模支撑, 发生了屈曲破坏. 文中对这种施工暂态结构的力学特性进行了探讨.

关键词 模板支撑, 内力重分布, 稳定, 有限元

中图分类号 U 448.22⁺3.1: TU 312⁺.3

文献标识码 A

近年来各种新型的模板系统迅猛地发展, 然而大多数中小型的施工单位却普遍对临时性模板支撑的设置不予重视. 为避免麻烦, 他们大多没有对模板支撑进行力学分析, 只凭主观经验来设计模板及支撑, 一旦遇到形态特殊的构件施工时, 便会容易出现事故. 澳门建造业受制于区域性微型经济, 上述情况尤为严重. 本文通过研究一宗澳门职业技术学校的混凝土施工过程中, 大跨度行人天桥出现的不正常挠度, 所导致天桥底模支撑发生压弯. 希望能对预防同类事故的发生有所帮助.

1 大跨度天桥底模支撑的简介

澳门职业技术学校的南北塔楼之间以一道跨度 31.0 m, 高 4 层共 14.8 m 的箱型钢筋混凝土行人天桥连接, 如图 1 所示. 学校完成了主体结构后, 随即进入天桥结构的施工阶段. 建至天桥两层墙体的 10 d 后, 发现了半数支承在大盘楼上的天桥模的门式铁架支撑出现了弯曲现象, 有的门架肢管横向挠度达 100 mm. 经现场观察, 两道共 2 层高的墙体跨中同时下降了 40 mm, 且挠度有发展的趋势. 施工单位在天桥跨中部分增加了钢柱支撑后, 跨中挠度只再增加 10 mm 便收敛了, 最后稳定下来的总挠度为 50 mm. 必须注意到, 事故不是发生在墙身混凝土处于流动状态的浇灌过程, 而是出现在混凝土被凝之后的第 10 d 左右. 这段时间工地停工, 结构没有外力的扰动, 但混凝土强度、刚度却逐步增加. 因此, 不能简单地把事故原因说成是模板支撑不足, 必须考虑结构体系随着时间变化的各项物理参数. 从时变力学^[1]的基本概念

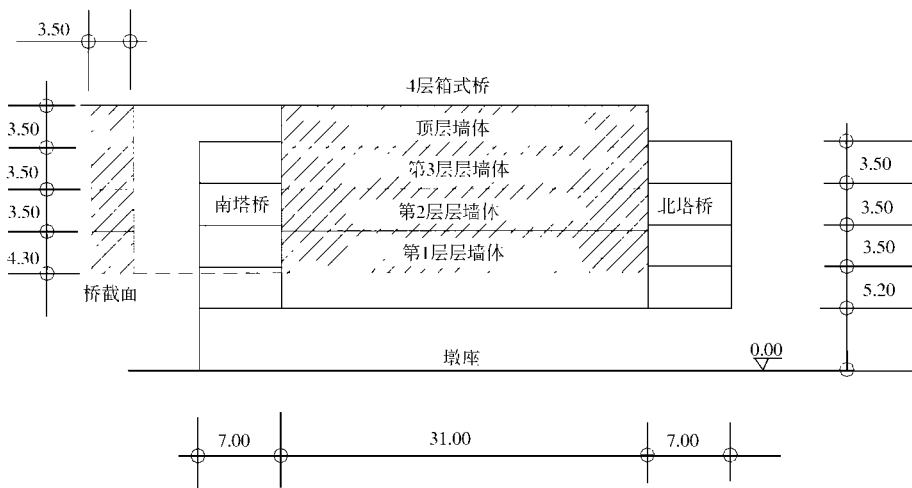


图 1 天桥立面示意图

出发,对结构的力学行为加以分析研究,找出事故发生的内因.

2 天桥施工全过程力学分析

2.1 确定门式铁架支撑的临界荷载

天桥结构的模板支撑系统,是以 MJ-1530 型门式铁架作为受荷的基本力学构件. 门架布置如图 2 所示.

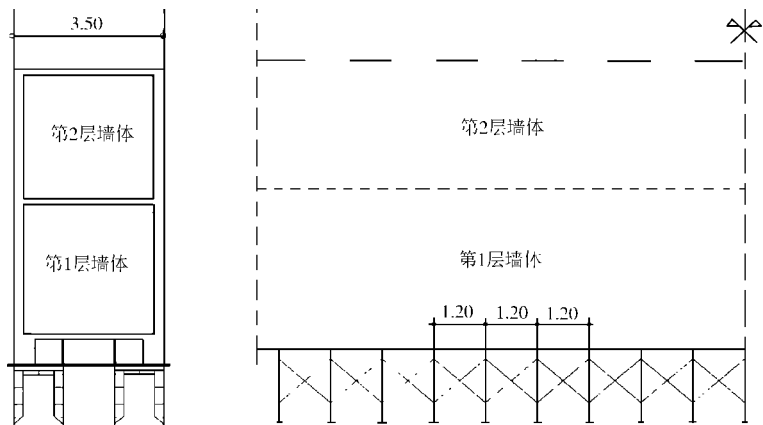


图 2 天桥模板支撑横向及纵向布置图

2.1.1 平面内的稳定 主肢和辅肢的组合截面如图 3 所示. 其几何特性是主肢管子 $\varnothing = 42$ mm, $t = 2.5$ mm, $I_1 = 60\,747\text{ mm}^4$, $A_1 = 310\text{ mm}^2$; 辅肢管子 $\varnothing = 27$ mm, $t = 1.5$ mm, $I_2 = 9\,801\text{ mm}^4$, $A_2 = 120\text{ mm}^2$. 组合截面形心位置 $y = 64.19$ mm. 主肢对形心惯性矩 $I_1 = 1\,338\,057\text{ mm}^4$, 辅肢对形心的惯性矩 $I_2 = 3\,308\,956\text{ mm}^4$, 组合截面惯性矩 $I_c = I_1 + I_2 = 4\,647\,013\text{ mm}^4$. 如图 4 所示, 满足 $x = 0, y = 0; x = l, y = 0$ 的边界条件, 压杆位移曲线为

$$y = a \sin(\frac{\pi x}{l}) \tag{1}$$

根据能量法, 将式(1)代入, 求得组合压杆临界压力为

了失稳的临界状态.

2.2 天桥和支撑系统的计算主输入参数

由最初浇灌第一层天桥开始, 到后来墙体加支撑使挠度收敛等的整个过程中, 各层天桥墙体的强度、刚度和施工荷载均不断变化. 为了获得结构体系的力学解, 必须划定各个施工阶段的关键时刻作为分析点, 记录及计算这些时刻内天桥墙体的尺寸、物理性质和外荷载的变化作为力学分析的依据. 然后, 通过对每个时刻的常规分析后, 再简单集合即为力学解. 这是和线弹性时变力学的基本概念一致的^[1]. 两道竖直墙体挠度值相同, 且没有平面外的变形, 排除了箱型天桥发生了扭转的可能. 施工期间气温只是微微上升, 天桥与塔楼之间的伸缩缝也未有变化, 没有产生轴向推力. 因此, 可以把天桥简化成平面力学问题处理, 且只须考虑竖向荷载的作用.

2.2.1 划分施工时刻作为天桥结构的分析点 时刻 1, 第 1 层墙体龄期 6 d. 时刻 2, 第 1 层同上, 第 2 层墙体刚浇筑完成, 混凝土还处于流动状态. 时刻 3, 第 2 层墙体龄期 1 d, 其混凝土已经具有一定的强度和刚度. 时刻 4, 春节假期, 第 2 层墙体龄期 6 d. 时刻 5, 第 2 层墙体龄期 10 d, 发现天桥墙体模板铁架支撑被压弯. 时刻 6, 同上, 加设钢柱巩固模板支撑系统. 时刻 7, 第 3 层墙体刚浇筑, 第 1 层墙体龄期 33 d. 时刻 8, 第 4 层墙体刚浇筑, 第 1 层墙体龄期 43 d. 时刻 9, 第 1 层墙体龄期 53 d, 拆除底层模板的全部支撑.

2.2.2 绘制各时段墙体的有限元分析简图 按墙体的实际尺寸和考虑纵向对称性, 根据施工纪录, 确定了代表门架的竖向支撑的水平坐标. 从而绘制各时刻的有限元计算简图, 并以时刻 2 为例, 如图 6 所示. 时刻 2, 单元数 226, 结点数 140, 共 763 元方程组.

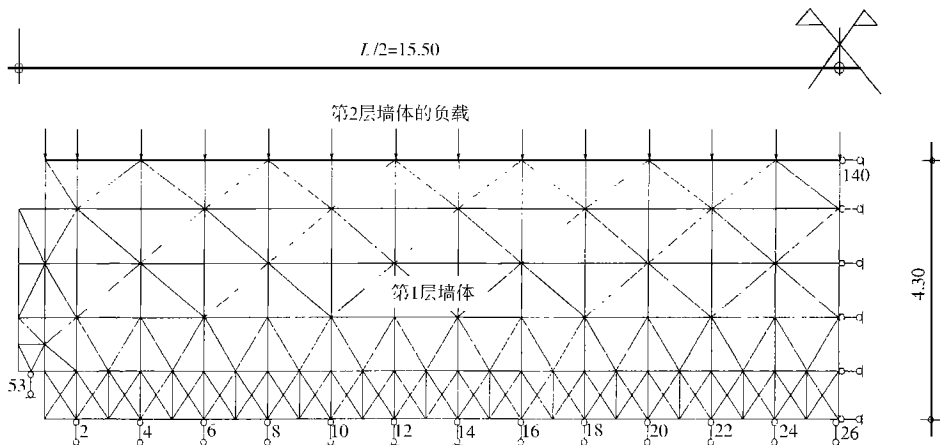


图 6 时刻二的有限元计算简图

2.2.3 天桥的外荷载 墙体结构的外荷载, 由混凝土墙体和楼板自重加上模板系统的重量组成. 刚浇的混凝土作为竖向均布荷载处理, 所有外荷载化成结点荷载作为输入数据.

2.2.4 施工阶段中天桥随着强度变化的弹性模量 E_0 弹性模量是弹性分析的重要参数. 由于混凝土是非线性材料, 因要测定其弹性模量并非易事, 一般都由混凝土的抗压强度来推测其弹性模量. 这种推断弹性模量的公式, 均是由实验结果统计出来的^[6]. 我国建议的公式为 $D_0 = 100 / (2.2 + 34.7 / f_{cu})$ ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$), 其中, f_{cu} 为立方抗压强度.

根据混凝土立方体试压记录, 结合澳门混凝土实验室资料, 利用经验公式, 得到了天桥混凝土不同龄期的弹性模量数值, 作为有限元程序的输入参数.

2.3 有限元的电算分析结果

利用[SAP90]有限元程序, 输入各结点荷载及物理参数, 对不同时刻的天桥墙体及支撑进行分析后, 把计算机输出的支杆反力分析结果列于表 1. 由节 2.1.3 可知, 当整个门架承受 88.89 kN 的总荷载时, 它的外肢首先出现失稳的情况. 因此根据表 1, 从理论上在时刻 5 中应有一半门架出现屈曲破坏.

表 1 模板支杆的反力(kN)

支杆号	时刻 1	时刻 2	时刻 3	时刻 4	时刻 5	时刻 6	时刻 7	时刻 8	时刻 9
2	39.97	64.43	47.05	45.12	44.99	44.99 ^②	88.00 ^②	88.00 ^②	已拆模
4	49.82	80.54	65.24	63.05	62.91	62.91 ^②	88.00 ^②	88.00 ^②	已拆模
6	52.99	86.16	75.86	73.96	73.82	73.82 ^②	88.00 ^②	88.00 ^②	已拆模
8	53.99 ^①	87.52	81.85	80.50	80.41	80.41 ^②	88.00 ^②	88.00 ^②	已拆模
10	53.69	87.87 ^①	85.58	84.82	84.76	84.76 ^②	88.00 ^②	88.00 ^②	已拆模
12	53.82	87.64	87.47	87.20	87.17	88.00 ^②	88.00 ^②	88.00 ^②	已拆模
14	53.69	87.45	88.49	88.59	88.60	88.00 ^②	88.00 ^②	88.00 ^②	已拆模
16	53.48	87.16	88.77	89.13	89.15	88.00 ^②	88.00 ^②	88.00 ^②	已拆模
18	53.43	87.07	88.88 ^①	89.39 ^①	89.42 ^①	88.00 ^②	88.00 ^②	88.00 ^②	已拆模
20	53.30	86.88	88.69	89.27	89.31	88.00 ^②	88.00 ^②	88.00 ^②	已拆模
22	53.33	86.92	88.65	89.27	89.32	88.00 ^②	88.00 ^②	88.00 ^②	已拆模
24	53.20	86.72	88.39	89.02	89.06	88.00 ^②	88.00 ^②	88.00 ^②	已拆模
26	53.22	86.72	88.36	88.98	89.02	88.00 ^②	88.00 ^②	88.00 ^②	已拆模
53	36.88	70.07	40.11	37.41	37.24	1.54	107.56	156.69	382.35
179	未灌筑	未灌筑	65.30	73.39	73.83	32.08	215.88	291.82	565.15
279	未灌筑	未灌筑	未灌筑	未灌筑	未灌筑	未灌筑	未灌筑	313.86	580.51
379	未灌筑	未灌筑	未灌筑	未灌筑	未灌筑	未灌筑	未灌筑	未灌筑	459.60

① 为最大支撑反力; ② 为外加反力

3 门式铁架支撑发生失稳的力学原因

3.1 墙体的内力问题

当混凝土构件中的内力不高(约为 $\sigma < 0.4f_c = 0.4 \times 0.76f_{cu} = 0.304f_{cu}$ 时), 是弹性变形阶段(其中 f_c 为棱柱抗压强度)^[6]. 施工全过程中, 墙体最大内力出现在时刻 9, 天桥建成拆模之后的第 3 层近牛腿支承处, 数值为 $\sigma = 2.98 \text{ (MPa)} < 0.304f_{cu} = 0.304 \times 30 \text{ (MPa)} = 9.12 \text{ (MPa)}$, 属于弹性范围. 所以, 本文不考虑结构的非线性分析.

3.2 支撑反力变化的原因

本文中各层墙体混凝土, 由于其刚度与强度随着浇灌龄期不断变化而形成组合结构体系, 它的内力将随着时间的推移而不断发生内力重分配, 直至稳定^[6]. 从表 1 的反力的分析结果可以看到, 支撑反力也随着天桥结构的浇筑龄期而有发展. 从时刻 2 至时刻 5 的墙体和支杆的力学表现, 可以很好地说明了这一点. 在第 2 墙体浇筑之前, 第 1 墙体的变形和内力调节是完全不受第 2 墙体约束的, 其上部界面可以自由变形. 在时刻 2 的时候, 第 2 层墙体混凝土刚刚

在第 1 层墙体上面浇注完成, 处于流动状态. 墙体底模各支撑的反力基本上只按比例增大, 它作为一个弹性体的力学特性没有太大改变. 这个弹性体就好象一根高 4.3 m, 长 31.0 m 的“一号大梁”, 被搁置在一列等距的支杆上.

时刻 3 是第 2 墙体混凝土刚刚固结成型的第 1 天. 这时, 第 2 层墙身混凝土具备了一定刚度, 它以自己所具有的强度和刚度特性与第 1 墙体发生连系约束. 在有限元分析中, 上下两层墙体相邻单元公共结点的位移是相等的, 因此保证了相邻单元在公共边界上位移的连续性^[6]. 这意味着两层不同弹性模量的墙体, 通过长长的边界连系起来协同工作. 时刻 3 中若干支座反力减小, 而近跨中部份支座的反力却相反地增加, 最大反力位置向跨中方向推移了一段相当大的水平距离. 时间向前推移 5 d, 进入了时刻 4. 第 1, 2 墙体的体型和荷载保持不变, 两道墙体的强度和刚度继续深化. 刚度的变化直接导致两道墙体之间的边界约束关系改变, 使墙体内力发生调整. 这种内力调整继续反映到各支杆反力值上来, 跨中部分支撑反力增加而其余的反力减少. 时刻 5 是发现墙体模板支撑出现屈曲现象的时候. 这时, 第 1, 2 墙之间的弹性模量差已经由时刻 3 的 37.91%, 减少到时刻 5 的 4.33%. 这说明了它们之间的力学性质越来越相近. 这道两层的墙体构件就好象一根高 7.8 m, 长 31.0 m 的“二号大梁”, 被支承在一列等距的支杆上, 注意到这时“一号大梁”和“二号大梁”的跨高比之差接近一倍, 而整体竖向重力相同. 它们的跨高比相差悬殊, 所以内力分布也是极不相同的^[6], 内力的变异也使支杆反力值发生改变. 由时刻 2 至时刻 5 支撑反力的调整, 完全是基于上下层墙体内部一直变化着的刚度参数所影响的, 它与外力无关. 下面根据分析结果, 绘出时刻 2 和时刻 5 中墙体各支杆点 (N) 支撑反力 (F) 变化曲线, 如图 7 所示.

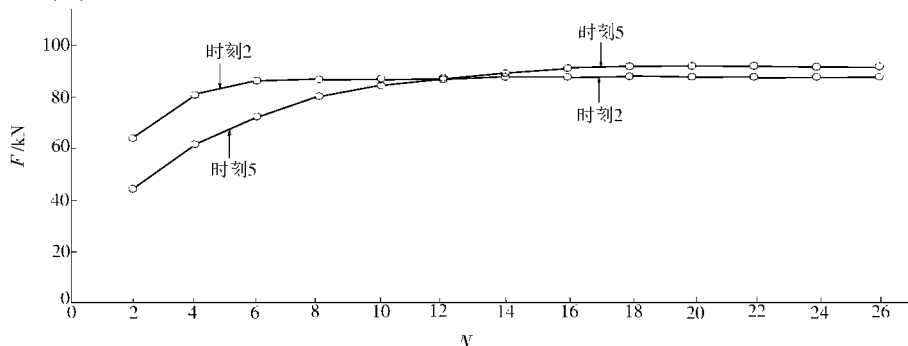


图 7 时刻 2 与时刻 5 的支撑反力线

分析结果显示, 时刻 5 中约有半数位于跨中的支杆反力超过了 88.89 kN, 亦即门架的外肢压力已经超过临界荷载而发生屈曲. 由于外肢的屈曲变形, 使门架和模板木梁构成的系统发生内力调整. 随着外肢屈曲变形的增大, 内肢逐渐负担更多的竖向荷载, 且达到某种的平衡状态. 由于发生了竖向位移, 门架不可以再作为一个铰支座, 而只能向墙体提供一个低于临界力的支承力.

在墙体支杆反力分布演变的过程中, 时刻 2 支杆反力的最大值位置由第 10 号支杆移到时刻 5 中的第 18 号支杆上, 水平距离为 4.80 m, 达 15.5% 的跨度之巨. 另一方面, 以 18 号支杆来说, 因为结构体系内各区域刚度差的变化而导致反力由 87.07 kN 增加至 89.42 kN, 增长率约为 2.7%. 这个增长率使一个临近失稳状态的结构体系发生了屈曲破坏.

4 结束语

(1) 本文研究发现了由两种不同的变化的刚度所组成的混凝土结构,其内力随着时间推移而不断有内力重分配的现象.这种现象引起了天桥模板支撑反力分配也发生变化.这些变化在事前不易被察觉,对于施工阶段中的暂态结构产生了不利影响,也是这次天桥模板支撑屈曲失稳的诱因.(2) 由两种不同刚度组合成的混凝土结构,随混凝土龄期变化的内力重分布现象虽然存在,但是其幅度不会太大.本工程模板支撑之所以出现问题,显然是施工单位没有设置足够数量的支撑,所以微少的诱因便使模板支撑系统出现局部的失稳.(3) 由施工中未完成结构及支撑系统组成的施工暂态结构常常是危险的,它们受到诸多未明的复杂因素影响.究竟有什么力学反应,将是一个值得继续探索的广阔领域.

参 考 文 献

- 1 曹志远.时变力学及其工程应用[J].力学与实践,1999,21(5):1~4
- 2 石福庆,朱志贤,臧 昆.材料力学辅导[M].北京:中国铁道出版社,1985.334~335
- 3 江见鲸.混凝土结构工程学[M].北京:中国建筑工业出版社,1998.17~26
- 4 李瑞礼,曹志远.高层建筑结构施工力学分析[J].计算力学学报,1999,16(2):160~172
- 5 王勖成,邵 敏.有限单元法基本原则和数值方法[M].北京:清华大学出版社,1996.41~44
- 6 Park R,Paulay T. Reinforced concrete structures[M]. New York: Wiley & Sons Inc., 1975. 701~707

Mechanical Analysis of a Long Span RC Overpass during the Whole Course of Its Construction

Wang Shiping Wang Quanfeng

(Dept. of Civil Eng., Huaqiao Univ., 362011, Quanzhou)

Abstract In a long span overpass of a school building in Macao, there appear abnormal during the course of its construction. The damage of unstability and bent of form braces at the base of overpass was ensued and was studied by finite element method during its whole course. This event was found to be caused by redistribution of internal force of overpass body instead of directly by the perturbation of external load. During different ages of concrete pour, the development in strength and stiffness of concrete within the structure of overpass resulted in redistribution of internal force of overpass body. This redistribution of internal force enhanced the counter-force, namely, reaction stress, of some form braces at the base of overpass which approached critical state of unstability due to inadequate installation in number and then buckling occurred. An inquiry is made into mechanical property of this transient structure during construction.

Keywords form braces, redistribution of internal force, stability, finite element method