

玻璃幕墙的结构设计

张虹 林凡

(汕头市第二建筑设计院 广东汕头 515041)

摘要】通过翼飞园玻璃幕墙的结构设计,分析了风压取值、玻璃的应力计算、节点设计等设计要点,并对该项目的物理性能试验结果进行分析。

关键词】玻璃幕墙 结构设计 物理性能试验 结果分析

随着科学技术的发展和人们生活水平的提高,建筑业也发生了日新月异的变化,大量新材料、新技术、新工艺的出现,为建筑师们的创作提供了广阔的天地,玻璃幕墙的广泛应用就是一个例子。1996年颁布实施的《玻璃幕墙工程技术规范》使玻璃幕墙的设计、制作和安装施工有章可循和更规范化。笔者在这方面也作了一些探索,下面以一工程实例的幕墙设计及试验结果,参照现行规范进行分析。

1 工程概况

翼飞园位于汕头市珠池路与天山路交界处,为1幢24层的高层办公楼,设1层地下室,建筑物总高度为80.3m,采用框架—剪力墙结构体系,外墙采用竖隐横明的半隐框玻璃幕墙,最高点为77.7m,幕墙总面积约10000m²,是目前我市面积最大,也是较高的幕墙结构。

2 玻璃幕墙结构设计

2.1 设计资料

市区基本风压 $w_0=0.75\text{kPa}$,地面粗糙度属B类,工程抗震设防烈度为8度,建筑物标准层层高3.1m,幕墙玻璃分隔为1214mm×1550mm,采用英国产钢化玻璃,美国产DOW CORNING 995单组份结构硅酮胶。

2.2 风压计算

风荷载标准值按《玻璃幕墙工程技术规范》中的公式计算:

$$w_k = \beta_z \mu_z \mu_s w_0 = 2.25 \times 1.5 \times (Z/10)^{0.32} \times 1.1 \times 0.75 \\ = 2.78 \times (Z/10)^{0.32}$$

式中 β_z 为瞬时风压的阵风系数,取2.25; μ_s 为体型系数,对围护结构取1.5; μ_z 为风压高度变化系数, w_0 为基本风压,取0.75kPa; 1.1为基本风压调整系数(将30年一遇的最大风压转换为50年一遇的最大风压)。

当 $Z=41.6\text{m}$ 时 $w_k=4.39\text{kPa}$; 当 $Z=77.7\text{m}$ 时, $w_k=5.63\text{kPa}$ 。

由上式算得当 $\beta_z=2.25$ 时,汕头市内离地面10m高处的50年一遇、3s瞬时风压为:

$$w_k' = 2.25 \times 1.1 \times 0.75 = 1.86 (\text{kPa})$$

该值也可利用建筑气象资料进行计算,据资料记载,汕头市1950~1996年瞬时极大风速为52.9m/s(于1993年台风登陆时测得),按空气动力学公式可求得瞬时风压为:

$$w_k' = v^2 / 1600 = 52.90^2 / 1600 = 1.75 (\text{kPa})$$

可见按规范公式和空气动力学公式求得的瞬时风压值非常接近,相差仅6%。

2.3 水平地震力计算

本工程的幕墙玻璃使用钢化玻璃,厚度以距离地面高度为41.6m处为界,往下为6.53mm(1/4"),往上为7.94mm(5/16"),玻璃所受的均布水平地震力按下式计算:

$$q_{Ek} = \beta_E \alpha_{max} G/A$$

式中 β_E 为动力放大系数,取3; α_{max} 为水平地

震影响系数,按8度设防取0.16;对于7.94mm(5/16")玻璃 $q_{Ek}=3 \times 0.16 \times 25.6 \times 1.214 \times 1.55 \times 0.00794 / (1.214 \times 1.55) = 0.098 \text{ kPa}$;对于6.53mm(1/4")玻璃 $q_{Ek}=0.078 \text{ kPa}$ 。

根据 w_k 和 q_{Ek} 两个计算值,可见作为围护结构的玻璃幕墙,其所受的水平力中风压起主要控制作用,地震作用极小,仅占风力的2%。为简化计算,在设计中忽略地震作用的影响,只在节点设计中加以考虑。

2.4 幕墙玻璃的应力计算

玻璃的应力及挠度按弹性薄板小挠度理论计算,分别如下:

$$\text{应力: } \sigma_w = 6\varphi w a^2 / t^2$$

$$\text{挠度: } u = \varphi_1 w_k a^4 / D$$

式中: φ 为弯矩系数, φ_1 为跨中最大挠度系数,均由静力手册查得; D 为玻璃抗弯刚度; t 为玻璃厚度。

对于1214mm×1550mm的钢化玻璃,查表得 $\varphi=0.064$, $\varphi_1=0.0623$;以6.53mm钢化玻璃为例, $D=1.6 \times 10^6 \text{ N/mm}^2$,则 $\sigma_w = 6 \times 0.0064 \times 1.4 \times 4.39 \times 10^{-3} \times 1214^2 / 6.35^2 = 86.2 \text{ N/mm}^2 > f_g = 84 \text{ N/mm}^2$,仅大2.6% < 5%。

$$u = 0.00623 \times 4.39 \times 10^{-3} \times 1214^4 / (1.6 \times 10^6) = 37.1 \text{ mm} > t/2 = 3 \text{ mm}$$

由于玻璃的跨中挠度已远大于1/2玻璃厚度,因此实际上已进入大挠度受力状态,用小挠度理论计算结果并不准确,挠度越大,计算结果就越比实际偏大,偏于安全。

2.5 连接节点

主体结构施工时在外围框架梁与立柱相连处预埋300mm×300mm×12mm钢板,钢板受轴力、弯矩和剪力的联合作用,其受力如图1所示。按包括地震作用在内的组合值计算锚筋面积,选4Φ10锚筋。立柱通过2M12不锈钢螺栓及L100×63×6, $l=155 \text{ mm}$ 的镀锌角钢与预

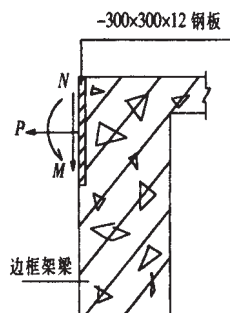


图1

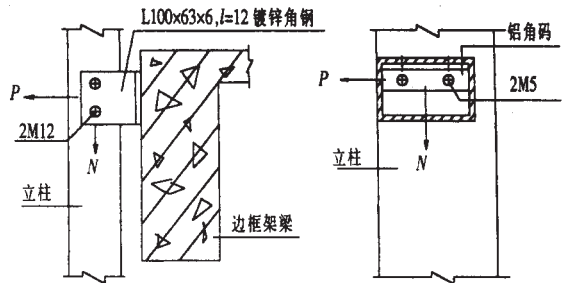


图2

图3

埋件连接,螺栓受力如图2所示。横梁与立柱通过2M5不锈钢螺栓及铝角码连接,节点受力如图3所示。

3 物理性能试验

本工程是汕头市面积最大,高度较大的大型玻璃幕墙,而且又处于台风多发地区。为了检验设计取值、构件选型、节点构造等是否合理安全,我们将幕墙试件送广东省建筑工程质量检测中心站进行物理性能试验。试验单元尺寸为3.6m×4.2m,检测项目有:玻璃的风压变形性能,幕墙的风压变形性能,空气渗透性能和雨水渗透性能,检测结果均符合要求。以下着重分析玻璃及幕墙的风压变形性能检测结果。

3.1 玻璃的风压变形性能

对6.53mm钢化玻璃进行试验,要求的安全检测压力(即风压标准值)为4.39kPa。玻璃风压变形试验曲线如图4所示(图中虚线根据小挠度理论画出)。当风压为3kPa时,玻璃中心最大变形为15.5mm,以后试验为安全起见,不再测试玻璃变形。当风压加至4.05kPa时进行反复受荷试验,残余变形仅为0.2mm,再经各阶段加载至7.51kPa,然后停止试验,未发现试件有任何损坏,即安全检测压力为设计要求的1.17倍。由曲线图可推算出风压为4.39kPa时的玻璃变形为20mm左右,远小于理论计算值37.1mm。

图中可见理论曲线与试验曲线相差较大,这除了实际材料参数与理论数值存在差异外,主要原因在于实际的大挠度受力状态与计算

采用的小挠度理论有很大的差别,挠度越大,差距越大。因而利用小挠度理论计算出玻璃的应力和挠度后,若要降低造价,则可将计算结果乘以某一折减系数(有文献建议6mm玻璃取0.7,8mm

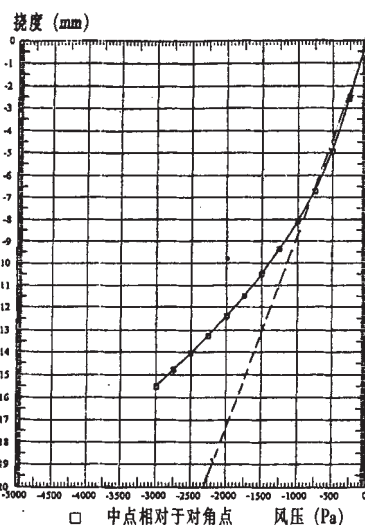


图4 幕墙玻璃风压变形实验曲线

玻璃取0.8)作为设计依据。

3.2 幕墙的风压变形性能

要求的安全检测压力(即风压标准值)为 $\pm 5.36 \text{ kPa}$ 。立柱、横梁挠度—风压试验曲线如图5所示。当风压加至 $\pm 3 \text{ kPa}$ 后,为安全起见,不再测量立柱、横梁的挠度。当风压加至 4.05 kPa 时进行反复受荷试验,立柱最大残余变形为 4.0 mm ,横梁的残余变形极小。当加荷到 -4.4 kPa (负压)时,有2块玻璃因压块的自攻螺丝从立柱和横梁上拔出而导致玻璃从立柱和横梁上松开,导致试验失败。在增加玻璃压块,使自攻螺丝间距达

250mm后,重新进行抗风检测,经各阶段加荷直至 $\pm 5.36 \text{ kPa}$ 的安全检测,整个试件无任何损坏和功能障碍发生,由图5的试验曲线可推算出此时立柱的挠度约为

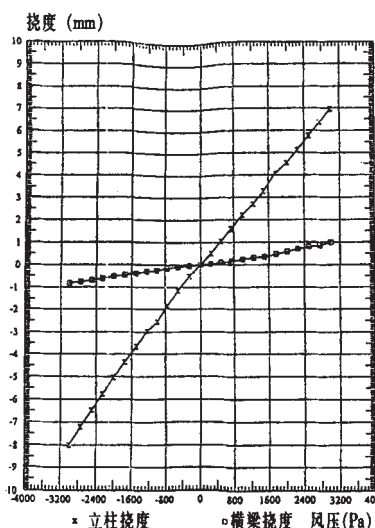


图5 建筑幕墙风压变形实验曲线

14mm,为杆长的 $1/220 < 1/180$ 。

在隐框玻璃幕墙中,玻璃是通过结构硅酮胶粘贴在玻璃框上的,而玻璃框又通过玻璃压块和自攻螺丝锁紧于立柱和横梁上。本工程当自攻螺丝从立柱和横梁上拔出时,螺丝本身并未拉断,而是由于它与铝材间的粘结失效而造成。玻璃幕墙构件与钢结构的连接按现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ17-88)进行设计,但该规范在计算自攻螺丝的抗拔力时并没有考虑这种破坏模式。因此最好通过试件的物理性能试验确定自攻螺丝及压块的间距。

4 结束语

4.1 玻璃幕墙设计采用50年一遇的瞬时风压,该值采用《建筑结构荷载规范》(GBJ9-87)提供的基本风压值乘以1.1的调整系数,按规范公式算出的结果与由建筑气象资料查得的极大风速按空气动力学公式求出的数值非常接近,说明采用1.1的调整系数是合适的。

4.2 按规范提供的小挠度理论公式计算出的玻璃应力和挠度实际并非准确值,偏于保守。但由于实际工程中某些不利因素尚未加以考虑,如空中撞击物产生的冲击荷载等,因而计算结果仍是可以接受的。

4.3 大型玻璃幕墙在完成设计后应进行试件的物理性能试验,以检验设计及施工安装工艺是否安全可靠,并根据反馈的信息及时加以改进。

4.4 如何在考虑自攻螺丝与铝材间粘结力的基础上计算自攻螺丝的抗拔力是值得进一步探讨的问题。此外,可考虑改进现有的玻璃框与立柱、横梁的连接型式,使自攻螺丝处于受剪状态以避免其受拔破坏。

参考文献

- 1 JGJ 102-96 玻璃幕墙工程技术规范
- 2 王铁夫. 玻璃幕墙设计与施工. 1994
- 3 彭国政等. 铝合金玻璃幕墙. 1994
- 4 赵西安. 玻璃幕墙设计、施工与监理. 1996