# 1 绪论

## 1.1 概述

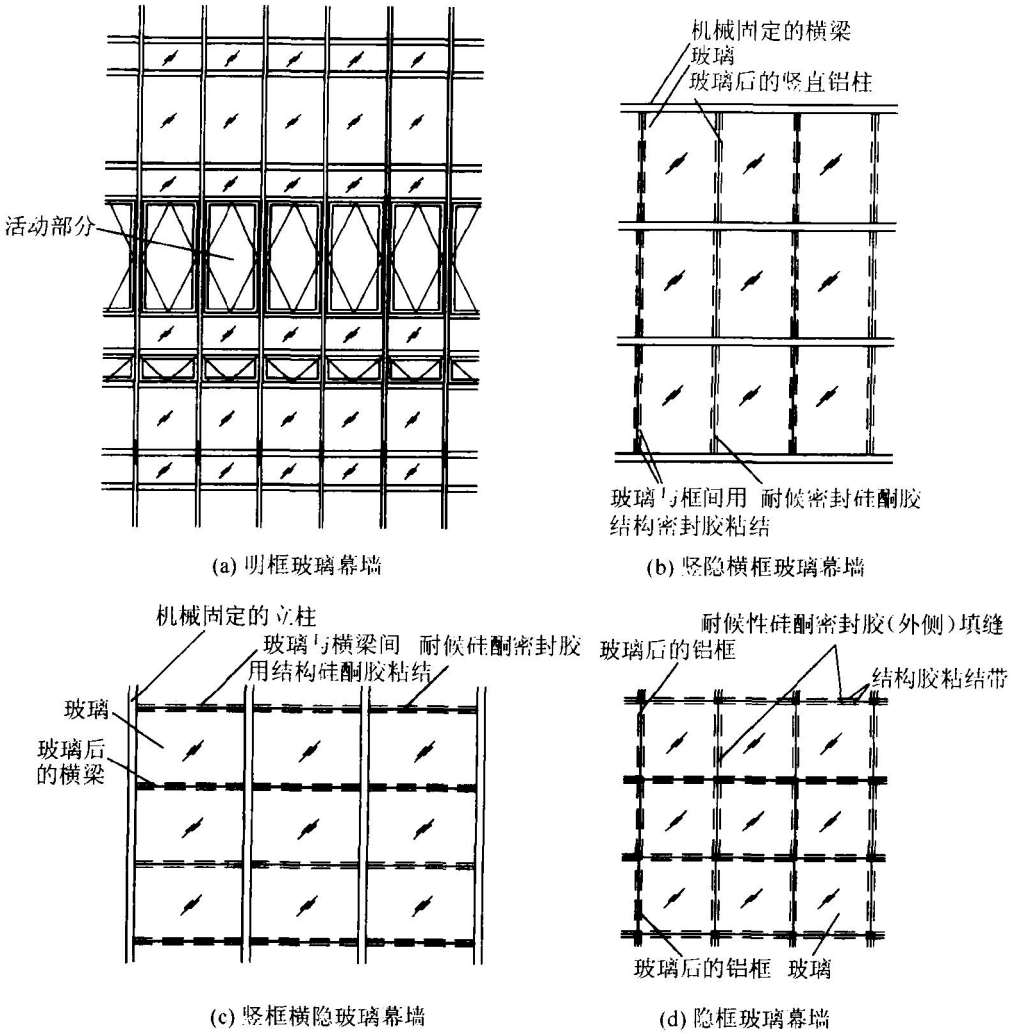
玻璃幕墙是古老的建筑艺术和现代高科技产品相结合的产物。自 20 世纪 50 年代兴起，玻璃幕墙经历了半个世纪的发展，现已成为现代化大都市的重要标志和现代主义建筑的一个显著特征。

20 世纪 50 年代初建成的纽约利华大厦和纽约联合大厦，是早期颇具代表性的“玻璃盒子”。进入 60、70 年代，玻璃幕墙在高层建筑上的应用得到了迅猛发展，出现了许多以玻璃幕墙为外部装饰的著名建筑，如芝加哥的西尔斯大厦(110 层，442 m)、汉·考克大厦(100 层，344 m)等。20 世纪 80 年代，我国实施改革开放政策以后，玻璃幕墙建筑对我国的建筑业产生了强烈的冲击。1985 年建成的北京长城饭店是我国第一幢采用玻璃幕墙的星级酒店，使用了银色镀膜玻璃和热反射镀膜玻璃，具有良好的隔热保温性能。从此，玻璃幕墙很快得到了中国建筑业的广泛青睐，特别是近几年，玻璃幕墙热在我国急剧升温。据不完全统计，全国每年竣工的幕墙工程有 400 万～500 万 $m^2$，年产值达 40 亿～50 亿元。全国累计竣工的建筑幕墙面积达 2 000 多万 $m^2$，其中相当一部分是我国著名的高层建筑，如深圳国际发展中心、深圳地王大厦、北京京广大厦、北京国际贸易中心、上海瑞金大厦、上海国际贸易中心、上海金茂大厦等。所有这些从一个侧面反映了我国综合经济实力的快速增长。

由于玻璃材料本身的限制，20 世纪 80 年代以前，建筑业一般多采用单元式玻璃幕墙。单元式玻璃幕墙的玻璃面板通过铝合金框架固定在建筑物的外墙面上，又称框式玻璃幕墙。单元式玻璃幕墙具体可分为明框玻璃幕墙、半隐框玻璃幕墙和全隐框玻璃幕墙（见图 1－1）。进入 80 年代，随着玻璃性能的提高、产品的增多、玻璃加工技术的改进，玻璃幕墙形式逐渐丰富。与此同时，随着后工业时代的结束，我们迎来了信息、生物和太空技术相融合的高科技时代。受这一时期各种现代艺术思潮的影响，建筑师们普遍热衷于把工业化的机械精加工和建筑艺术相结合。在这种多元化的建筑思潮以及现代科学技术高度发展的刺激下，建筑业孕育产生了点连接式玻璃幕墙。点连接式玻璃幕墙系指幕墙的钢化玻璃面板通过不锈钢爪接件连接到支承钢结构上(见图 1－2)。和单元式玻璃幕墙不同，点连接式玻璃幕墙具有独立的支承体系。由于幕墙的钢化玻璃面板与支承结构通过不锈钢爪接件分离开来，钢化玻璃面板之间只有防水胶，没有铝合金框架，因此，点连接式玻璃幕墙建筑产生了更加通透的建筑效果。大量地采用透明玻璃又增强了建筑物内外交融的美感，更好地将结构美展现在人们面前。点连接式玻璃幕墙一改过去着重用玻璃来表现窗户、表现建筑、表现质感、表现体型的传统做法，更多地利用玻璃的透明特性，追求建筑物内外空间的流通和融合。人们可以透过玻璃清楚地看到支承玻璃的整个结构系统，使这种结构系统不仅起到支承作用而且具有表现功能。点连接式玻璃幕墙的这些特征使得新世纪建筑风格对大自然、社会、人类具有最大程度的开放性。所有这一切正好迎合了时代的根本特征，因此，点连接式玻璃幕墙一经出现，便在世界各地迅速发展。目前，我国业已完成的比较著名的点连接式玻璃幕墙

需要全本请访问 www.ertongbook.com

工程有：上海歌剧院、北京植物园、南京国际会展中心、南京文化艺术中心等。




(a) 明框玻璃幕墙　(b) 竖隐横框玻璃幕墙

(c) 竖框横隐玻璃幕墙　(d) 隐框玻璃幕墙

图 1－1　单元式玻璃幕墙

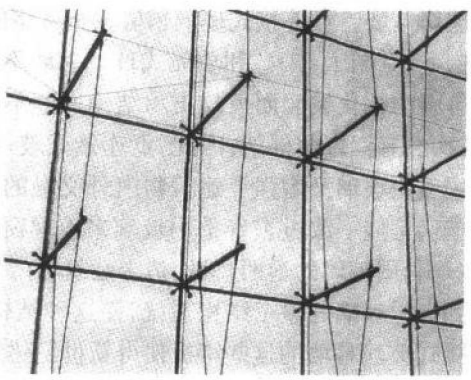


图 1－2　点连接式玻璃幕墙

上海歌剧院是迄今我国规模最大、设备最现代化的剧院。它占地 21 644 $m^2$ ,总建筑面积 62 803 $m^2$。它的大堂和各层休息厅面积之和约 10 000 $m^2$。观众厅一次可容纳 2 000 名观众同时观看演出。700 $m^2$ 的升降式主舞台周围，布置了同样大小的两个侧舞台和后舞台。歌剧院配备了各种供演出团体使用的化装间、排练房、办公室等,顶部还有 1 000 多 $m^2$ 的观光餐厅。整个歌剧院最引人注目的是它独特的立面造型。首先是南立面的大堂和东西两侧休息厅，采用了世界上最先进的拉索式点连接玻璃幕墙系统。整个大堂及两侧休息厅是由近 500 块 3 000 mm × 1 825 mm × 15 mm的钢化玻璃拼组而成的三只大“玻璃盒”。每块玻璃由四角的不锈钢爪接件在四点固定，每一点上由直径 50 mm 的扣件铆固。所有不锈钢爪接件由后背 11 mm 直径的钢索系统纵横向绷紧固定。这种钢索系统比传统的钢构式系统或玻璃肋系统更纤细、灵巧、通透、清爽。为了追求一种自然的剔透效果,立面选用了单层透明的钢化玻璃。上海大剧院工程自1994 年 9月开始施工,1998 年 8月完工,历时 4年。现在晶莹透明的上海大剧院坐落于上海政治和文化中心——人民广场,壮观而又典雅,是目前上海最负盛名的标志性建筑之一。

北京植物园新建展览温室位于植物园中轴线西侧，投资 2 亿元。该园总占地面积 5.5 $hm^2$ ，是目前亚洲面积最大的植物园。展览温室由北京建筑设计研究院设计，使用了点连接式玻璃幕墙技术。8 000 多片形态各异的中空钢化玻璃和内部精细钢结构的有机结合，实现了建筑师所追寻的“绿叶对根的回忆”这一奇思妙想。玻璃建筑的晶莹剔透效果，使得展览温室远远望去宛如西山脚下的一颗明珠。展览温室工程总建筑面积 17 000 $m^2$ ,划分为四个主要展区——热带雨林景区、四季花园景区、沙漠植物景区、专类植物展区,分别展示了不同气候带下的典型植物景观。水晶宫般的温室内，地形起伏，千姿百态的植物形成赏心悦目的景观，不愧为北京市当年国庆的十大献礼项目之一。

南京国际会展中心是由江苏省政府、南京市政府共同投资兴建，按照现代国际展览功能建设的大型展览场馆。它是集展览、商贸、会议、科技信息、旅游、餐饮为一体的多功能活动中心。该馆建筑总高度 50 m,长 297 m,宽 152 m ,占地 12.6 万 $m^2$ ,采用了主桁架和拉索组成的点连接式玻璃幕墙体系，幕墙面积 12 000 $m^2$。其索网结构的点支承驳接规模和形式均具有国内先进水平。整个结构由直径 14 mm 的不锈钢索组成支承体系，和特制的钢化夹层玻璃一起,形成一个单层高度达 36 m 的巨大玻璃墙面。展览中心一期总建筑面积 10.8 万 $m^2$. 室内展厅分上、下两层,拥有 2 068 个国际标准展位，每层又可灵活分隔为三个展厅，并可独立对外开放。展览中心还配有近 3 000 $m^2$ 的多功能大厅,34 间大小会议室、洽谈室,贵宾厅,观众服务区,800 个餐位的中西餐厅和可供 10 000 人就餐的快餐厅，以及部分商务套房。地面、地下总停车泊位可达到 1 000 个。该中心坐落于南京市区东北部,东接紫金山,西临玄武湖，依山傍水。其开放性的玻璃建筑构思充分体现了南京向往开放、期盼交流的美好心愿和时代气息。

南京文化艺术中心是江苏省规模最大且功能齐全的文化活动场所。它坐落在南京长江路。“中心”占地 10 000 多 $m^2$ ,建筑面积 30 000 $m^2$ ,建筑总高度 44.7 m ,工程总投资 3 亿元。艺术中心平面为椭圆，立面为圆锥台形，整体似马蹄形状，具有明显的现代派建筑特征。建筑结构采用点连接式、超大圆弧玻璃幕墙体系，系国内首例。整个玻璃幕墙结构由不锈钢拉杆( Φ16、Φ14) 组成弧形的空间网式支承结构体系，共 2 834 根拉杆、433 根悬空杆。上千片不同大小、不同形状、不同弧度的均质钢化超白玻璃(厚 15 mm)通过 2 874 套不锈钢驳接头与索结构连接,施工难度也系国内少见。“中心”建有设备一流的大剧院、音乐厅、大型室内文

化广场、展厅,还设有音乐、美术、摄影等艺术培训设施,是开展各类中外文化艺术交流活动的理想场所。其玻璃幕墙结构正好将“中心”开放的文化气息、玻璃的晶莹剔透品质、不锈钢拉杆体系的古典力学神韵有机地结合在一起，实现了建筑师所期待表达的全通透现代建筑理念。

值得指出，玻璃幕墙建筑在我国虽已得到了迅猛发展，但由于多种原因，有关这方面的技术储备明显落后于生产实际，这主要表现在以下几个方面：

理论研究跟不上生产实际的需要。幕墙大多属于附属结构，受传统思潮的影响，学术界对其理论分析不太重视。其实，前面提到的工程实例已经表明，玻璃幕墙大多应用于省、市和地区的一些公共标志性建筑，其设计、施工水平不仅直接关系到公众的安全，而且社会影响极大，所以，幕墙分析的重要性一点也不亚于承重结构。但因为玻璃幕墙体系在实际应用中发展很快，同时体系本身及其环境的力学性能甚为复杂，我国在这方面的理论研究完全跟不上实际工程的发展。目前，钢化夹胶玻璃、钢化夹丝玻璃、钢化中空玻璃的工程应用已相当普及，但我们却没有很好的相关强度分析方法；直接套用现有的薄板理论，既浪费也不可靠 现在玻璃幕墙结构越来越高,抗风、抗震分析已变得非常重要,但我国目前在这方面只有为数不多的几项研究成果；甚至对于点连接式玻璃幕墙设计中不可或缺的点支玻璃板材分析，现在还没有适合于工程设计的理想算式，只能使用繁琐笨拙的有限元方法。所有这些表明，我国在这方面的研究工作才刚刚起步。

理论研究的落后直接导致建筑业在有关玻璃幕墙法规建设方面的落后。我国玻璃幕墙的兴起始于 20 世纪 80 年代,然而直到 1996 年底我国才颁布第一个《玻璃幕墙工程技术规范》(JGJ102－96)，而且，该规范还只适合于框式玻璃幕墙。建筑业的法规建设直接关系到相关领域的工程质量和管理水平。在《玻璃幕墙工程技术规范》颁布前，由于长期没有全国统一的技术质量规范，玻璃幕墙在设计、制作和安装过程中一直无法可依、无章可循。各专业幕墙公司的技术、工艺标准各不相同，施工质量参差不齐。不少幕墙工程为降低成本，根本没有抗风、抗震设计 有的甚至无设计图纸,采用劣质材料,只图外观效果,留下了严重的质量和安全隐患。少数厂家甚至在利益驱动下用生产门窗的技术生产幕墙材料。 (JGJ102－96)规范出台后,有关部门曾经对 1996 年 12 月 31 日以前竣工的玻璃幕墙工程进行了一次大检查,发现了许多隐患。

目前，点连接式玻璃幕墙工程大多由生产厂家按设计院的总体建筑方案，自行设计、制造、安装，因此存在很多问题。本书旨在填补我国在这一领域的空白，为有关领域的法规建设做一些技术准备。

## 1.2 点连接式玻璃幕墙的发展历程

国际上，点连接式玻璃幕墙始于 20 世纪 70 年代。在这 30 多年的时间里，点连接式玻璃幕墙经历了一个不断发展和完善的过程。

对于点连接式玻璃幕墙结构，玻璃面板和支承体系间的连接构造至关重要。最初的做法是在玻璃面板的四角打孔，然后用铜质矩形连接板夹住玻璃，再用螺栓加以固定（见图 1－3）这样做成的幕墙，有许多明显的“补丁”，极大地影响了建筑物的整体美观。70 年代末对这种“补丁”式幕墙做了一些改进,取消了外观上清晰可见的铜质连接板,代之以外表面上几乎看不到的面积极小的平头螺钉。这种幕墙制作时，在强化玻璃面板的四角按螺栓的

断面形状打孔，在螺栓孔中塞入圆形垫圈，螺栓通过垫圈中部的孔固定玻璃（见图 1－4）为减少外力引起的玻璃孔边应力集中，在螺栓与玻璃平面接触处也衬以平垫圈，避免螺栓与玻璃直接接触。

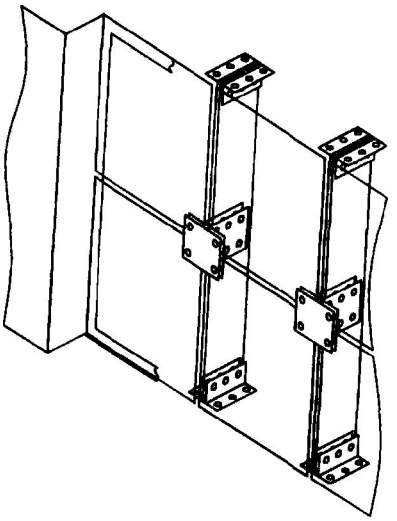


图 1－3　早期的点连接式玻璃幕墙的连接方式

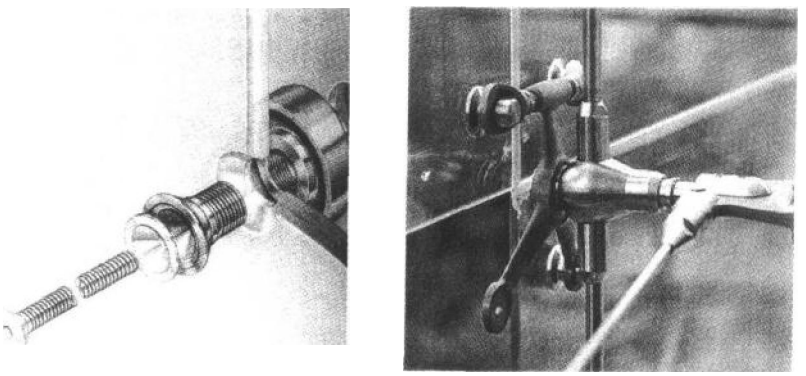
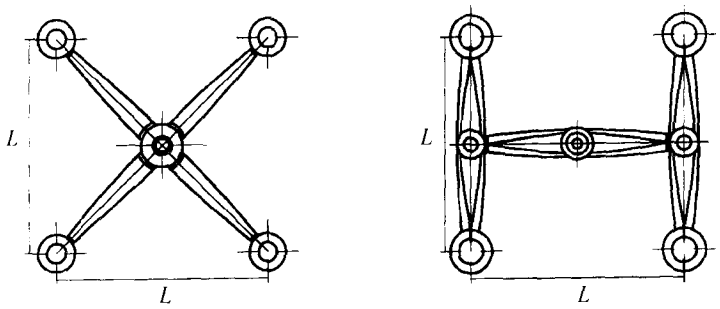


图 1－4　现代点连接方式

20 世纪 70 年代使用的一般是固定爪接件。玻璃面板在四个角点处存在弯曲附加应力，并不是真正的铰接型点支承。这不仅给玻璃板材的计算分析带来困难，而且玻璃的应力分布也不理想，当支承体系的位移较大时，玻璃容易破碎。为此，80 年代开发了可以自由转动的半球状铰接螺栓爪接件。 1986 年纪念法国大革命 200 周年的十大建筑之一——拉·维莱特科学城便采用了这种新的点式玻璃连接工艺，因而常被称为拉·维莱特体系。该体系的主要特点在于，在玻璃四角所开的孔洞中安装一个半球状的铰接螺栓，可以自由地转动。而且这个特制的螺栓的转动中心和玻璃重心（即厚度中心）一致。同时，每四块玻璃的四个孔洞用 H 形或 X 形的构件加以连接(见图 1－5)。在四个点上分设每块玻璃各自的回转铰，以此来控制因风力和地震引起的每块玻璃的位移。这种结构使得该体系可以应用于变形较大的结构骨架上。此后又有工程发展了这一体系，除 H 形连接件支撑玻璃外，在每组玻璃中间有一组竖向弹簧承受下面玻璃的荷载。

需要全本请访问 www.ertongbook.com




(a) X 形连接件　　(b) H 形连接件

图 1-5　H形和 X形连接件

到了 20 世纪 90 年代,这种 H 形连接件为越来越多的建筑师所采用。丹下健三设计的巴黎第七艺术中心、贝聿铭在 1993年卢浮宫改建第二期工程中设计的金字塔形玻璃结构等著名建筑，都使用了这种连接件。

点连接式玻璃幕墙不断发展的另一个显著特征是玻璃面板材料的不断更新。目前点连接式玻璃幕墙已普遍采用钢化玻璃，近年来又开始向采用中空钢化玻璃的方向发展，其主要技术难点在于中空玻璃的细部处理。为了防止中空玻璃打孔后的漏气问题，在铰接螺栓处插入一环形金属垫圈，并在连接件与玻璃的交接处加上胶片以保证密封。此外，在玻璃的边缘先用胶片覆盖，然后从外面用铝制的垫片加以保护，最后用硅酮进行填缝密封处理，这样可以较好地保证密封性能。除了中空玻璃，目前工程中还大量使用了夹胶玻璃、夹丝玻璃、防辐射玻璃。甚至变色玻璃也开始投放市场。

除了连接件和玻璃板材在不断更新之外，点连接式玻璃幕墙的支承体系和结构形式也在变化。钢架、桁架、拉索、网壳、圆钢结构等支承体系已普遍应用于点连接式幕墙结构。近年来点连接式玻璃技术在别的一些工程领域也得到了很好的发展，出现了一些点连接式玻璃楼梯、雨篷……,其造型和技术都给人耳目一新的感觉,发展空间十分广阔。

## 1.3　点连接式玻璃幕墙的分类

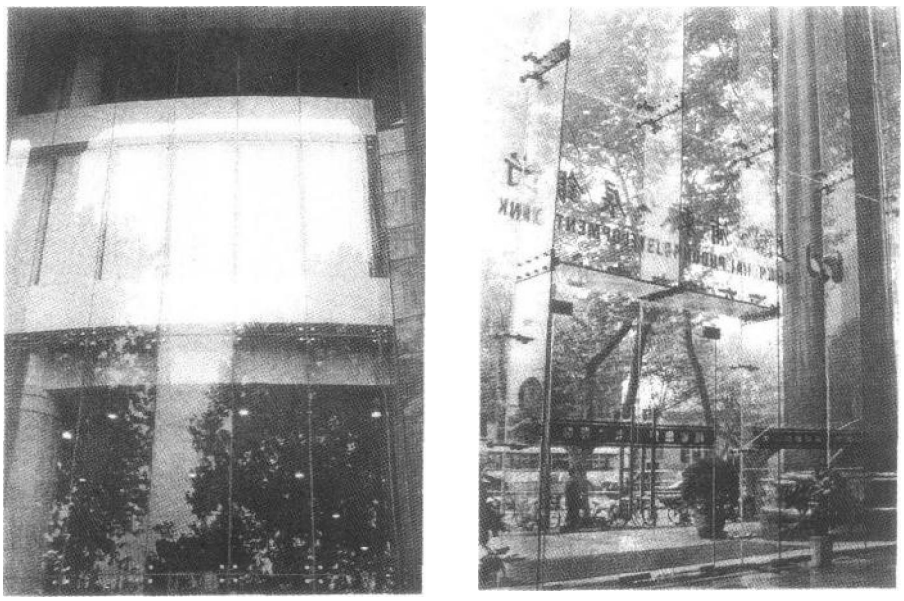
目前，点连接式玻璃幕墙一般根据幕墙的内支承结构形式来分类。具体有以下一些类型。

### 1.3.1　全玻式点连接玻璃幕墙

这种幕墙的内支撑结构为玻璃肋。玻璃肋支撑在主体结构上。玻璃肋的布置一般有三种：双肋、单肋及通肋布置。玻璃肋上安装有钢制连接板，不锈钢爪接件固定在连接板上。幕墙的面板玻璃四角开孔，用安装在玻璃肋上的连接件中的螺栓穿入面板玻璃孔中与连接件紧固。此种全玻璃幕墙是较常用的一种，它施工方便，简洁豪华，一般使用在幅面宽度较大但高度不是很高的场所。其立面豪华，适合大型商场的外立面或大型体育馆的首层厅，如南京华泰证券大厦门厅就使用了此类幕墙结构(见图 1-6)。

### 1.3.2　钢构式点连接玻璃幕墙

钢构式点连接玻璃幕墙的内支承结构一般为圆钢结构，可以是框架、桁架、网架或美化



（a）外立面　　（b）内部构造

图 1－6　南京华泰证券大厦门厅的全玻式点连接玻璃幕墙

工字钢结构。幕墙的玻璃面板用安装在钢构上的连接件中的螺栓穿入面板玻璃孔中与连接件紧固。钢构式点连接玻璃幕墙适合于单层高度较高的场所。图 1－7 给出了目前点连接玻璃幕墙体系工程中常用的几种钢构形式。

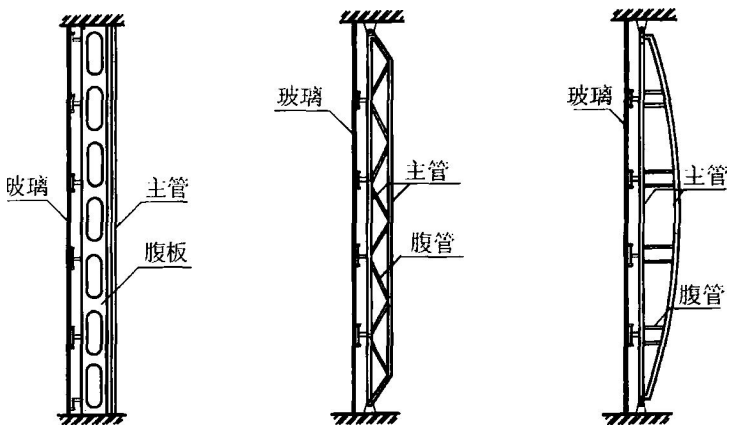



图1－7　钢构式点连接玻璃幕墙

### .3.3　拉索式点连接玻璃幕墙

拉索式点连接玻璃幕墙由玻璃面板、连接件和索桁架三部分组成。玻璃面板用不锈钢爪接件固定在索桁架上。由于索桁架充分利用了钢材抗拉性能好的特点，所以拉索式点连接玻璃幕墙的外观较钢构式更轻盈。拉索式和钢构式组合可以达到很好的效果。例如，南京国际会展中心采用的钢构－拉索式点连接玻璃幕墙达到了单层 36 m 的高度。图 1－8 给出了常用的几种拉索式点连接玻璃幕墙体系。

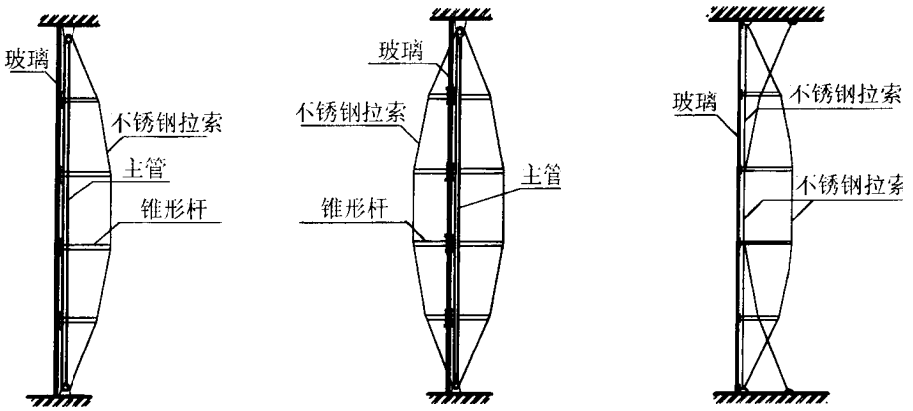



图 1－8　拉索式点连接玻璃幕墙体系

## 1.4　点连接式玻璃幕墙的分析、设计与施工的基本原则

单元式玻璃幕墙主要由玻璃面板和铝合金框架组成。玻璃面板镶嵌在铝合金框架内，而铝合金框架一般直接固定在建筑物的外墙面上。因此，单元式玻璃幕墙基本上是一种外装饰，属于附属结构的范畴。点连接式玻璃幕墙不同，有其独立的支承结构，具有一定的独立性。因此，在分析方法和设计原则方面，点连接式玻璃幕墙和主体结构没有什么区别。这一点和单元式玻璃幕墙有着根本性的差异。

### 1.4.1　点连接式玻璃幕墙的基本设计原则

由于点连接式玻璃幕墙有其独立的支承结构，因此，其基本设计原则应该是建筑结构设计基本原则的总体框架内的一个“子系”，也就是说，要在概率极限状态设计指导思想下，分别进行点连接式玻璃幕墙的承载能力极限状态设计和正常使用极限状态设计。有关设计计算的具体表达式，以及各类分项系数的取值问题，将在第 2 章中专门论述。

### 1.4.2　点连接式玻璃幕墙荷载分析

荷载分析是所有建筑结构设计的前提。点连接式玻璃幕墙分析、设计中要考虑的荷载包括自重荷载、风荷载、地震作用、温度变化、雪载以及施工可变荷载等。幕墙处于建筑物的最外层，对风很敏感，风荷载分析对幕墙设计十分重要，不可忽略。我国最近修订了建筑设计荷载规范，对风荷载计算作了一些调整，对此将在第 2 章中予以讨论。由于点连接式玻璃幕墙大多用于标志性公共建筑，地震灾害带来的负面效应很大，因此，地震作用分析也是幕墙荷载分析中非常重要的一环。和大多数建筑结构一样，水平地震作用是点连接式玻璃幕墙设计必须考虑的。同时，由于现在很多采光顶和大型雨篷也采用了点连接式玻璃幕墙技术，很多场合还必须考虑其竖向地震作用。基于同样的理由，点连接式玻璃幕墙设计中还必须考虑雪荷载。此外，由于幕墙面板一般固定在独立的支承体系上，施工可变荷载也是必须考虑的。所有这些都和单元式幕墙分析存在很大差异。

### 1.4.3　点连接式玻璃幕墙的支承结构分析与设计

点连接式玻璃幕墙内支承结构设计时，首先必须进行几何稳定性分析。前面已经提到，

点连接式玻璃幕墙利用玻璃的透明特性，追求建筑物内外空间的沟通和融合，人们可以透过玻璃清楚地看到支承玻璃面板的整个结构系统，使这种结构系统不仅起到支承作用，而且具有很强的结构主义表现功能点连接式玻璃幕墙的这些特征，使得新世纪建筑风格对大自然、社会、人类具有最大程度的开放性，又对其支承体系的结构设计提出了很高要求实际上，点连接式玻璃幕墙设计和一般建筑结构设计最大的不同之处在于，其建筑和结构设计的一体化。晶莹通透的建筑效果往往要求支承体系简洁、细小，杆件布置不落俗套而富于变化。为了达到这一效果，许多点连接式玻璃幕墙的支承结构成为杆件少到不能再少的静定结构这时，稍有不慎，体系的几何稳定性就得不到保证。因此，体系的几何稳定性分析，在点连接式玻璃幕墙设计中尤为重要。

由于点连接式玻璃幕墙的支承结构已成为建筑艺术表达中很重要的一部分，因而，其支承体系及其布置的多样性，是传统建筑设计所不能相比的，这就对以往的建筑与结构分离的设计方法提出了严峻挑战。建筑一结构耦合设计思想，在点连接式玻璃幕墙的支承结构设计中得到了体现，第 3 章将就此作出详细讨论。此外，支承体系及其布置的多样性，也对点连接式玻璃幕墙的内力分析提出了很高要求，第 4 章将专门进行有关介绍

### 1.4.4 点连接式玻璃幕墙的玻璃面板分析

在点连接式玻璃幕墙设计中，目前尚未将玻璃面板作为结构构件来考虑，但必须对其进行独立的强度分析。众所周知，只要薄板的边界条件稍加改动，其解的结构就完全不同。现行玻璃幕墙规范中关于玻璃面板的计算，采用基于经典的四边简支薄板理论，完全不适合点连接式玻璃幕墙面板的内力分析。本书的第 6 章分别介绍了点支玻璃面板内力分析的基本理论、差分方法和有限元方法近年来，六点支撑玻璃面板已在点连接式玻璃幕墙中大量使用，对于这种六点支承的玻璃面板分析，亟待推出适合工程应用的解析算式。

### 1.4.5 点连接式玻璃幕墙的制作与施工

点连接式玻璃幕墙追求的是玻璃的纯净透明与钢结构的机械精加工相结合的艺术效果。因此，其制作工艺和普通的单元式幕墙相比，有更高的要求所有支承结构的钢管和钢板等构件，在加工前都要进行预处理，以保证钢材加工制作期间不锈蚀及产品的最终涂装质量。钢管端部下料须采用三维自动切管机切割，要保证制作精度。结构构件现场焊接完成以后，对焊缝要进行打磨、消除毛刺和尖角，达到光滑过渡，以保证建筑设计追求的艺术效果。玻璃在四角的开孔要保证精度，开孔后要进行钢化处理。

由于点连接式玻璃幕墙施工融主体结构和装修工程为一体，其施工要求也很独特例如，对幕墙施工环境会造成严重污染的分项工程，要安排在幕墙施工前进行，否则要采取保护措施。主体结构完工，在二次装修之前要进行现场清理。此外拉索式点连接全玻璃幕墙的施工与设计关系十分紧密，设计时必须预先对施工步骤精密安排，尤其必须规定好张拉预应力的具体步骤，实际施工时必须严格按照规定的步骤进行，稍有改变，就有可能使支承结构严重超载。因此，施工人员必须对原始设计意图有很好的了解。所有这些我们将在第 7 章、第 8 章中详细讨论。

### 1.4.6 点连接式玻璃幕墙工程的招标、投标

点连接式玻璃幕墙工程造价比较高，一般需要经过完整的招标、投标和定标程序来决定

承包商。招标、投标和定标过程的成功与否，不仅直接关系到工程的质量好坏，而且和各方的经济利益密切相关。本书第 9 章将详细介绍了点连接式玻璃幕墙工程招标、投标中的若干问题。

# 2 极限状态设计、风荷载及地震作用

作用是使结构产生内力和变形的各类外因的总称，具体包括荷载、地基沉降和温度变化等作用效应是结构对所施加的各种作用的反应，如内力、变形等。仅由荷载所产生的效应，称为荷载效应。建筑结构设计的根本任务，是要保证建筑物在各类作用卜有效。本章中我们将讨论点支式幕墙设计的基本准则及其可能受到的各种作用。目前正是新旧“荷载规范”和“抗震规范”使用的更替时期，有关条款的修编对以后的设计工作将产生很大影响。风荷载和水平地震作用是幕墙设计中必须考虑的重要因素，同时也是荷载规范和抗震规范的重点修编内容。为使本书的内容具有最大的时效性和实用性，我们在本章的编写过程中考虑了新编《建筑结构荷载规范》（GBJ50009－2000）和《建筑抗震设计规范》（GB50011－2001）的相应修正条款。

## 2.1 建筑结构设计的基本原则

目前，世界各国普遍采用以概率理论为基础的极限状态设计法。这种设计方法以可靠指标来度量结构或结构构件的可靠度，采用分项系数形式的极限状态设计表达式。本节扼要介绍极限状态设计法的有关基本原则和规定

### 2.1.1 极限状态设计思想

在极限状态设计中，我们首先必须明确建筑结构的基本功能要求。每一项基本功能要求都对应一个特定的极限状态根据结构上的各种作用情况，按特定的极限状态来进行结构构件设计，就是所谓的极限状态设计

1. 建筑结构的基本功能要求

结构设计的根本目的，是要保证建筑物在其使用期限内满足安全性和各种预期的功能要求，并尽可能地经济合理。我国建筑设计统一标准明确规定，建筑结构必须满足下列功能要求：

（1）在正常施工和正常使用的条件下，结构应能承受可能出现的各种作用组合而不发生破坏，也就是说结构必须具有安全性安全性是结构最基本的功能要求。

（2）在正常使用时，结构应具有良好的工作性能，即所谓适用性。例如，结构在正常使用时，不能有过大的变形和裂缝等。

（3）在正常维护的条件下，结构应能在预计的适用年限内满足各项功能要求，即应具有足够的耐久性。

安全性、适用性和耐久性统称为结构的可靠性。

2. 极限状态的定义和分类

当整个结构或结构的一部分超过某一特定的状态时，建筑物就不能满足上述某项功能要求，这一状态就称为该项功能的极限状态。极限状态本质上是结构可靠和不可靠间的界限，所以有时也称为“界限状态”欧洲混凝土协会（CEB）、国际标准化组织（ISO）和我国规

需要全本请访问 www.ertongbook.com

范，将建筑物的极限状态分为两类，即承载能力极限状态和正常使用极限状态

（1）承载能力极限状态

承载能力极限状态对应于结构的安全性功能要求。在该极限状态下，结构或结构构件达到最大承载能力，或出现不适于继续承载的变形。其中，包括结构构件或连接件的超强破坏、结构或其一部分失稳、在反复荷载下构件或连接件发生疲劳破坏等在这一极限状态下建筑物全部或部分破坏甚至倒塌，常常会导致人员伤亡和严重的经济损失，因此，对结构和结构构件都必须按承载力极限状态进行计算，保证具有足够的可靠度。

（2）正常使用极限状态

正常使用极限状态对应于结构的适用性和耐久性的功能要求。这种极限状态相应于结构或结构构件达到正常使用或耐久性的某项规定的限值如：结构构件在正常使用条件下产生过度变形，从而影响建筑物的正常使用或外观；构件过早产生裂缝或裂缝发展过宽；在动力组合作用下结构或构件产生过大的振幅等。该极限状态下虽然没有人员伤亡和直接经济损失，但建筑物不能正常工作，同时结构的耐久性受到影响。显然，和承载能力极限状态相比，正常使用极限状态的重要性要小一些，因此很多情况下可酌情降低其可靠性的保证程度，以减少土建成本。

### 2.1.2 结构设计问题的不确定性及其度量方法

土建对象的复杂性决定了建筑结构设计面临的是一个非确定性问题，也就是说，我们只能在概率空间中描述建筑物的极限状态。这就决定了我们必须采用基于概率理论的极限状态设计方法。

1. 结构设计问题的不确定性

令 $S$ 代表荷载效应，$R$ 代表结构抗力。根据极限状态的设计思想，结构设计必须使结构满足：

$$S \leqslant R \tag{2-1}$$

必须清楚，设计中的荷载效应 $S$，是建筑物的理论模型在特定荷载作用下的分析结果。荷载本身是一种具有不确定性的外因。同时，建筑物的理论模型往往基于特定的简化假定，这种简化假定，也会在结构的理论荷载效应和实际荷载效应之间，引入一些不确定性的差异。总之，结构的荷载效应 $S$ 是一个具有不确定性的随机变量。另一方面，结构抗力 $R$ 取决于材料强度。实验表明，即使是非常理想的钢材，其实际强度也有很大的随机性。此外，施工过程中的微小偏差，也会给结构抗力引入新的不确定性。所有这些不确定因素，都必须在建筑结构设计中予以考虑。

2. 结构的可靠概率、失效概率和可靠指标

如前所述，可靠性是安全性、适用性和耐久性的统称，是指结构在正常施工和使用的条件下，在预定的使用年限内，完成各项功能要求的能力。结构设计问题的不确定性，决定了建筑结构的可靠性亦具有不确定性，因而，只能从概率的角度来度量。为此我们定义结构的功能函数为：

$$Z = R - S \tag{2-2}$$

因为作用效应 $S$ 和结构抗力 $R$ 均为随机变量，所以功能函数 $Z$ 也是随机变量。显然，$Z > 0$ 时，结构处于有效状态；$Z < 0$ 时，结构处于失效状态；$Z = 0$ 时，结构处于极限状态。

为便于分析，我们引入了如下假定：

(1) 作用效应 $S$ 和结构抗力 $R$ 均满足正态分布,即

$$f(S) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_S}\exp\left[-\frac{(S-\mu_S)^2}{2\sigma_S}\right] \tag{2-3}$$

$$f(R) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_R}\exp\left[-\frac{(R-\mu_R)^2}{2\sigma_R}\right] \tag{2-4}$$

在上列二式中,$\mu_R$、$\mu_S$ 分别表示 $R$ 和 $S$ 的数学期望,$\sigma_R$、$\sigma_S$ 为 $R$ 和 $S$ 的均方差

(2) $S$ 和 $R$ 是相互独立的随机变量

从这两条假定可得 $Z$ 满足如下正态分布:

$$f(Z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_Z}\exp\left[-\frac{(Z-\mu_Z)^2}{2\sigma_Z}\right] \tag{2-5}$$

其中,$\mu_Z = \mu_R - \mu_S$,$\sigma_Z = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}$。令 $\mu_Z = \beta\sigma_Z$,则式(2-5)可改写为

$$f(Z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_Z}\exp\left[-\frac{(Z-\beta\sigma_Z)^2}{2\sigma_Z}\right] \tag{2-6}$$

其中

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \tag{2-7}$$

$f(Z)$如图 2-1 所示。于是结构失效概率

$$P_f = P(Z < 0) = \int_{-\infty}^{0} f(Z)\mathrm{d}Z \tag{2-8}$$

为图中阴影线部分的面积。$P_S = P(Z > 0)$ 为结构可靠概率,显然,

$$P_S = 1 - P_f \tag{2-9}$$

图 2-1 表明:$\beta$ 愈大,失效概率 $P_f$ 就愈小,可靠概率 $P_S$ 就愈大,所以 $\beta$ 与 $P_S$、$P_f$ 一样可以作为衡量结构可靠性的一个指标。由于 $\beta$ 只与统计特征值有关,计算 $\beta$ 比计算 $P_S$ 要方便得多,因而我国现行规范用 $\beta$ 来衡量结构的可靠性,称 $\beta$ 为结构的可靠指标。表 2-1 列出了设计中常用的一些结构可靠指标所对应的失效概率值

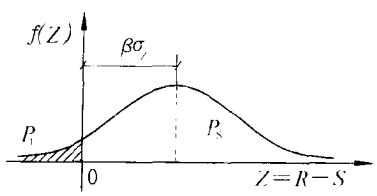



图 2-1 $\beta$ 与失效概率的关系图

表 2-1 常用的可靠指标及其对应的失效概率值

| $\beta$ | 2.7 | 3.2 | 3.7 | 4.2 |
|---|---|---|---|---|
| $P_f$ | $3.5\times10^{-3}$ | $6.9\times10^{-4}$ | $1.1\times10^{-4}$ | $1.3\times10^{-5}$ |

由于 $S$ 和 $R$ 均为随机变量,我们不可能绝对保证 $S < R$,结构设计只能做到在绝大多数情况下 $S < R$,使 $S > R$ 出现的概率(即失效概率)低到人们可以接受的程度。我国《建筑结构设计统一标准》(GBJ68-84)对一般工业与民用建筑结构的可靠指标做了如下规定:当结构属于延性破坏时,取 $\beta = 3.2$;当结构属于脆性破坏时,取 $\beta = 3.7$。此外,根据建筑物的重要性的不同,将建筑结构分为三个等级,并对可靠指标作适当的调整。

从理论上讲,如果知道了荷载效应和结构抗力的分布函数,就可以根据特定的可靠指标来进行设计。应该指出的是,从既定的可靠指标出发,直接根据概率理论来进行设计是相当烦琐的就一般结构而言,完全没有这个必要现行规范在大量试验和数值模拟的基础上,

给出了符合传统设计习惯、简单方便的极限状态设计表达式，从而大大降低了设计者的劳动强度。当然，这并不表明结构设计理论已经完善，实际上现实中还有许多问题需要解决。例如，有些工程对象的随机变量可能不止两个，某个随机变量的分布不满足正态分布规律等等。随着研究工作的不断深入，我们相信，必将有更为理想的结构设计理论来解决这些问题。

### 2.1.3 极限状态设计表达式

现行规范采用的极限状态设计表达式，是以概率理论为基础的极限状态设计思想和实际工程设计相结合的产物。如前所述结构的极限状态，分为承载能力极限状态和正常使用极限状态，很自然地，建筑结构设计时，应该对这两种极限状态分别予以考虑。因此，极限状态设计表达式也就分为承载能力极限状态设计表达式和正常使用极限状态设计表达式。

1. 承载能力极限状态设计表达式

我国建筑结构规范规定，对承载能力极限状态，应该考虑荷载效应的基本组合和偶然组合。对于基本组合，《建筑结构设计统一标准》给出了下列极限状态设计表达式：

$$\gamma_0\left(\gamma_G C_G G_k + \gamma_{Q_1} C_{Q_1} Q_{1k} + \sum_{i=2}^{n} \gamma_{Q_i} C_{Q_i} \Psi_{ci} Q_{ik}\right) \leqslant R(\gamma_R, f_k, a_k, \cdots) \qquad (2-10)$$

式中 $\gamma_0$——结构重要性系数，对于安全等级为一级、二级、三级的结构构件可分别取 1.1、1.0、0.9。

$\gamma_G$——永久荷载分项系数，一般可取 1.2

$\gamma_{Q_1}$、$\gamma_{Q_i}$——第 1 个和第 $i$ 个可变荷载分项系数，一般可取 1.4。

$G_k$——永久荷载的标准值，自重的荷载标准值可按截面设计尺寸及《建筑结构荷载规范》给出的标准自重求得。

$Q_{1k}$——第 1 个可变荷载的标准值，该可变荷载的标准值的效应应大于其他可变荷载标准值的效应。

$Q_{ik}$——第 $i$ 个可变荷载的标准值。

$C_G$、$C_Q$、$C_{Q_i}$——永久荷载、第 1 个可变荷载和第 $i$ 个可变荷载的荷载效应系数。

$\Psi_{ci}$——第 $i$ 个可变荷载的组合系数，当有风荷载参加组合时，$\Psi_{ci}=0.6$；没有风荷载参与时，取 $\Psi_{ci}=1.0$。但对高层建筑和高耸构筑物，有风荷载参与时仍取 $\Psi_{ci}=1.0$。

对于偶然作用，承载能力极限状态设计表达式应按下列原则确定：

(1) 偶然作用的代表值不乘分项系数；

(2) 偶然作用中出现的可变荷载，可根据观测资料和工程经验采用适当的代表值。

2. 正常使用极限状态设计表达式

对于正常使用极限状态，结构构件应分别采用荷载的短期效应组合和长期效应组合进行设计，其统一表达式可写为：

$$f \leqslant f_{lim} \qquad (2-11)$$

其中，$f_{lim}$为结构构件在正常使用极限状态下的广义效应的允许值；$f$为结构构件在正常使用极限状态下的广义效应，如变形、裂缝等，需考虑下列组合：

(1) 对于短期效应组合

$$f = C_G G_k + C_{Q_1} Q_{1k} + \sum_{i=2}^{n} C_{Q_i} \Psi_{ci} Q_{ik} \tag{2-12}$$

（2）对于长期效应组合

$$f = C_G G_k + \sum_{i=1}^{n} C_{Q_i} \Psi_{qi} Q_{ik} \tag{2-13}$$

其中，$\sum_{i=1}^{n} C_{Q_i} \Psi_{qi} Q_{ik}$ 为可变荷载标准值的效应组合。

## 2.2 幕墙体系的极限状态设计

幕墙结构设计必须在建筑结构设计基本原则的总体框架内进行。这里所要做的，是将幕墙问题的具体特征和建筑结构设计基本原则相结合，以获得尽可能具体的幕墙设计流程。

### 2.2.1 幕墙承载能力极限状态设计

对于幕墙结构，式(2-10)可具体地写为：

$$\gamma_0 S \leqslant f_d \tag{2-14}$$

其中，$f_d$ 为幕墙体系结构构件、连接件和锚固件的承载能力设计值；$S$ 为作用效应组合后的设计值，按下式计算，

$$S = \gamma_G S_G + \gamma_W \Psi_W S_W + \gamma_E \Psi_E S_E + \gamma_T \Psi_T S_T + \gamma_{KS} \Psi_{KS} S_{KS} \tag{2-15}$$

其中，$S_G$ 为重力荷载产生的效应；$S_W$、$S_E$、$S_T$ 和 $S_{KS}$ 分别为风荷载、地震作用、温度变化和其他作用产生的效应（幕墙的其他作用包括雪荷载和施工可变荷载等，将在第 2.5 节中专门讨论）。按不同的组合情况，它们可分别作为第 1、2、3、4 可变荷载产生的效应；$\gamma_G$、$\gamma_W$、$\gamma_E$、$\gamma_T$ 和 $\gamma_{KS}$ 为各效应的分项系数。由于点连接式玻璃幕墙和单元式玻璃幕墙存在本质的差别，我们建议取：

$$\gamma_G = 1.2, \gamma_W = \gamma_E = \gamma_T = \gamma_{KS} = 1.4 \tag{2-16}$$

$\Psi_W$、$\Psi_E$、$\Psi_T$ 和 $\Psi_{KS}$ 分别为风荷载、地震作用、温度变化以及幕墙其他作用的效应组合系数，其数值取决于各效应分别作为第 1、第 2、第 3 和第 4 可变荷载和作用的效应考虑到点连接式玻璃幕墙的特殊性，我们建议 对第 1 个可变荷载取 $\Psi = 1.0$ 对于第 2、3、4 可变荷载取 $\Psi = 0.6$。简单地说，幕墙设计中，效应 $S$ 可以考虑为以下几种组合：

$$S = \begin{cases} 1.2S_G + 1.4[S_W + 0.6(S_E + S_T + S_{KS})] \\ 1.2S_G + 1.4[S_E + 0.6(S_W + S_T + S_{KS})] \\ 1.2S_G + 1.4[S_T + 0.6(S_E + S_W + S_{KS})] \\ 1.2S_G + 1.4[S_{KS} + 0.6(S_E + S_T + S_W)] \end{cases} \tag{2-17}$$

### 2.2.2 幕墙正常使用极限状态设计

对于幕墙结构，式(2-11)演变为：

$$d \leqslant d_{lim} \tag{2-18}$$

其中，$d_{lim}$ 为幕墙结构在正常使用极限状态下的允许挠度，建议按下式计算：

$$d_{\lim} = \begin{cases} \dfrac{l_0}{200} & (l_0 < 9\ \mathrm{m}) \\ \dfrac{l_0}{250} & (l_0 < 9\ \mathrm{m}) \end{cases} \tag{2-19}$$

$l_0$ 为幕墙体系独立承载子结构的最大跨度，例如，在平面桁架体系中，$l_0$ 为单榀桁架的跨度，在网架体系中，$l_0$ 为网架的最大跨度。$d$ 为幕墙结构在正常使用极限状态下的挠度，需考虑下列组合：

$$d = d_G + \Psi_W d_W + \Psi_E d_E + \Psi_T d_T + \Psi_{KS} d_{KS} \tag{2-20}$$

其中 $d_G$、$d_W$、$d_E$、$d_T$ 和 $d_{KS}$ 分别为重力荷载、风荷载、地震作用、温度变化和幕墙其他作用产生的幕墙挠度。

目前，建筑结构抗震设计的标准是，小震不坏，大震不倒。因此，与幕墙有关的“作用一效应”分析均可采用线弹性理论。

## 2.3 风荷载

风荷载是高层建筑玻璃幕墙体系的主要侧向荷载之一。20 世纪末美国波士顿一座大楼在一次风暴中玻璃几乎全部破碎。因此，风荷载分析是玻璃幕墙体系设计中不可或缺的一个重要环节。

### 2.3.1 幕墙结构上的风力及风致响应

风力是风对于建筑物的一种作用。一方面，风使建筑物受到一个基本上比较稳定的风压力；另一方面，风又使结构产生风致振动。因此，风对于建筑物的作用具有静力、动力双重性。风的静力作用大多是顺风向的，但动力作用不一定。结构在风作用下不仅会产生顺风向振动，而且往往还伴随有横向振动和扭转振动。此外，当涡流脱落不对称时，横风向振动会引发涡流激振现象。因此，结构的风致响应具有相当的复杂性。

风力在建筑物表面上的分布是很不均匀的，它取决于建筑物的表面形状、立面体型和高宽比，通常在迎风面上产生风压力，在侧风面和背风面产生风吸力。迎风面的风压力在建筑的中部最大，侧风面和背风面的风吸力在建筑物的角区最大。所有这些都必须在设计中予以考虑。为简化分析，设计中采取用自然气流的风力乘以一些系数来表达这些复杂因素。

### 2.3.2 风荷载的标准值计算

风荷载的标准值 $w_k$ 可按下式计算：

$$w_k = \beta_Z \mu_S \mu_Z w_0 \tag{2-21}$$

式中，$w_k$ 为风荷载标准值；$\beta_Z$ 为高度 $Z$ 处的风振系数；$\mu_S$ 为风荷载体型系数；$\mu_Z$ 为风压高度变化系数；$w_0$ 为基本风压。

1. 基本风压 $w_0$

由流体力学中的伯努利方程可知，风速(m/s)为 $v_0$ 的自由气流产生的单位面积上的风压力为

$$w_0 = \frac{1}{2}\rho v_0^2 \tag{2-22}$$

其中，$\rho$ 为空气密度（$t/m^3$）。将空气密度的标准值代入式（2－22），得

$$w_0 = \frac{1}{1\,600} v_0^2 \tag{2-23}$$

式（2－23）即为规范中的基本风压计算公式，其中，$v_0$ 定为当地比较空旷平坦的地面上，离地 10 m 高处统计所得的 10 min 平均最大风速。新规范取 $v_0$ 为“50 年一遇”的最大值。这与“荷载规范”（GBJ9－87）规定的“30 年一遇”相比较，大部分城市的基本风压增大约 10%。

应该指出的是，高层建筑的基本风压应在式（2－23）的基础上提高 10%。粗略地说，高层建筑玻璃幕墙的基本风压约为百年一遇。

2. 风压高度变化系数 $\mu_z$

由于受地表粗糙层摩擦的影响，靠近地面的风速将减弱，即使同一高度，不同地表的风速值也不相同。我国规范规定风压高度变化系数 $\mu_z$ 由表 2－2 确定。表中地面粗糙度分为 A、B、C、D 四类，确定类别的条件见表 2－3。

表 2－2　　风压高度变化系数 $\mu_z$

| 离地面或海平面高度/m | 地面粗糙度类别 | | | |
|---|---|---|---|---|
| | A | B | C | D |
| 5 | 1.17 | 1.00 | 0.74 | 0.62 |
| 10 | 1.38 | 1.00 | 0.74 | 0.62 |
| 15 | 1.52 | 1.14 | 0.74 | 0.62 |
| 20 | 1.63 | 1.25 | 0.84 | 0.62 |
| 30 | 1.80 | 1.42 | 1.00 | 0.62 |
| 40 | 1.92 | 1.56 | 1.13 | 0.73 |
| 50 | 2.03 | 1.67 | 1.25 | 0.84 |
| 60 | 2.12 | 1.77 | 1.35 | 0.93 |
| 70 | 2.20 | 1.86 | 1.45 | 1.02 |
| 80 | 2.27 | 1.95 | 1.54 | 1.11 |
| 90 | 2.34 | 2.02 | 1.62 | 1.19 |
| 100 | 2.40 | 2.09 | 1.70 | 1.27 |
| 150 | 2.64 | 2.38 | 2.03 | 1.61 |
| 200 | 2.83 | 2.61 | 2.30 | 1.92 |
| 250 | 2.99 | 2.80 | 2.54 | 2.19 |
| 300 | 3.12 | 2.97 | 2.75 | 2.45 |
| 350 | 3.12 | 3.12 | 2.94 | 2.68 |
| 400 | 3.12 | 3.12 | 3.12 | 2.91 |
| ≥450 | 3.12 | 3.12 | 3.12 | 3.12 |

需要全本请访问 www.ertongbook.com