

文章编号: 1006-7329(1999)05-0016-05

从 40 MPa 迈向 100 MPa: 混凝土的材料技术评价

16-20

王绍东

(重庆建筑大学 材料科学与工程系 400045)

TU528.31
TU528.01

摘要 在北美, 100 MPa 的高强混凝土已成功地在高层建筑中。目前, 它正向东南亚推广。最近, 香港已批准使用 100 MPa 混凝土。对 40 MPa 混凝土材料技术的评定表明, 这种混凝土由于水泥基体中缺陷、孔洞以及各种低强度微观粒子而使其强度受到了限制。采用超塑化剂以及掺入硅粉可以弥补这些缺陷, 从而达到高强的目的。对这两种材料的比较表明, 可以采用新技术使混凝土施工技术有良好的转变。

关键词 高强混凝土; C100; 材料技术 混凝土, 微观结构, 强度

中图法分类号 TU528.31

文献标识码 B

在 80 年代, 到香港的旅游者面对周围高楼林立和现代化城市面貌会对它低水平的施工技术感到惊讶。大部份塔楼和巨型建筑的建设采用的是人工开挖基坑, 竹脚手架, 人工支模并采用低标号混凝土。几乎没有采用钢结构和高强混凝土。

到了 90 年代, 情况有了改变。在混凝土方面, 由于房屋署的特别同意而使混凝土强度的限制有了突破。1990 年香港中环广场立柱结构中首先采用了 C60 的混凝土。自此以后, 又有好几幢建筑采用了这种混凝土, 例如, 在 Dorset 大楼中采用了 C65 的混凝土, 不久前又批准在太古城商业大厦中采用 C100 混凝土。在中国, 广州的兰天中央广场采用了 C60 的混凝土, 上海跨度为 460 m 的杨浦大桥的缆拉桥桥塔以及后来的电视塔均采用了 C60 混凝土。在东南亚, 吉隆坡市中心的双体大楼中采用了 C80 混凝土, 在曼谷, 尽管当地集料质量不佳, 其 325m 高的两座塔楼中, 也采用了 C60 混凝土。

以下将从材料的角度论述高强混凝土, 并且对混凝土从 40MPa 到 100MPa 在材料微观结构上所发生的一些变化作出解释。

1 混凝土的微观结构问题的提出

工程师们通常是从安全和经济的角度来设计混凝土及利用它们的性能的。混凝土作为一种材料, 其特点是抗压强度高, 抗拉差, 延性低。原因何在? 由于复杂的微观结构要在理论上对其性能加以阐述是很困难的, 而要建立数学模型问题也不少。材料工程师们把混凝土材料归类为脆性固体。在水泥水化过程中, 形成几种不同的水化物凝胶和晶体将集料连接在一起。但是在水泥与水接触并开始溶解时, 水化物是以溶液状态存在的, 而后形成不规则的、相互交错且含有孔隙的凝胶与晶体的复合结构^[1]。

抗拉强度的大小在理论上是由将这种结构连接在一起的较弱的范德华力所决定的, 但是在整个结构中, 孔和缺陷的存在对实际的抗拉强度有决定性的作用^[2]。在拉伸时, 单个缺陷或裂缝在低能量作用下会迅速扩展而引起沿颗粒周围地带的破坏, 但并不表现出屈服或延性。对于这种脆性破坏, 格里菲斯理论认为, 断裂应力与裂缝长度的平方根成反比。

收稿日期: 1999-06-12

作者简介: 王绍东(1962-), 男, 山东人, 重庆建筑大学教授, 博士(英国), 主要从事材料物理化学研究。

本文系根据作者在香港举办讲座的内容翻译而成, 原文为英文。

当混凝土受压时,其强度在理论上是由水泥水化物或集料中最弱颗粒的强度决定的。但是在没有足够约束而未到达完全三维受压时,抗压强度试验时的大部分破坏是由于试件在无约束区拉伸破坏,即泊桑比效应。从微观上看,这些破坏通常不是拉伸破坏那样是损伤的或脆性的,一般在应力应变曲线上表征为某些“延性”(非线性),特别是当材料接近但尚未达到屈服时,拉伸裂缝的扩展并未引致应变能的迅速增加,它们的形成并未跨越荷载作用线。只有当许多微裂缝相连成裂缝系统时才会对承载能力产生显著影响。抗压强度之所以要高得多是由于荷载被有效地传递到颗粒边缘及集料与基体的界面上,当接触面增加时,有更多的荷载通道起作用。当应变增加时,荷载通道也增加,一直到拉伸裂缝系统到达临界扩展值。孔和缺陷的存在对抗压以及抗拉强度所能达到的水平都有决定性的作用。这是因为受压破坏时拉伸裂缝系统扩展所需的临界荷载取决于应变大小而不是荷载本身(即泊桑比效应产生由应变引发的临界拉伸荷载),对于低标号混凝土,因为其孔隙率较高且具有较多的微观缺陷,荷载的通道可能少些,因而应变大,而在较低荷载时就达到了临界状态。

2 影响强度的因素

对于混凝土来说,最简单的模型是将它看作大约65%~75%集料和25%~35%水泥组成的复合材料。采用集料首先不是作为水泥浆的加固材料,而是出于经济上的原因,目的是为了减少水泥用量,但事实上更重要的是因为采用集料可以减少并限制干缩与徐变,也减少了水泥水化时放热过程积累的热量所引起的破坏。但是如果使用脆弱的集料就会带入更多的缺陷和微裂缝而成为破坏的起始点。

如前所述,主要是因为水泥石内的孔隙和缺陷限制了它的强度。但是有一些理论模型在考虑了孔的因素后,根据这些模型推测的强度可以达到数百兆帕,比混凝土的实际强度高得多。对于实际水泥石强度较低的原因有不同的解释。首先,孔的大小与分布对强度有很重要的影响。其次,由于集料的存在,使整个水泥基体中水灰比不能够完全均匀分布,因而强度不均匀。第三,水泥水化时生成的水化物,其形状、大小与强度不尽相同,特别是水泥颗粒外部区域形成的水化产物一般是较粗大且较脆弱的晶体,含有较多的孔和水,而靠近原始水泥颗粒的内部水化产物,是在水化后期形成的,较为密实且坚固^[2]。

普通混凝土强度受到限制的另一个更重要的因素是直接和集料接触的、称为过渡区内的水泥基体的强度。这一区域约为5~10 μm厚,是混凝土研究中最受关注的一个部分。它在复合材料中形成了一个薄弱的连接。在考察混凝土立方体破坏机理时,可以观察到破坏面通常是围绕集料而不是穿过它。最初人们认为这是由于薄弱的基体与坚固的集料之间的不协调,可以采用较强的基体作调整。但是,目前一般认为,作为复合材料的混凝土,其强度要低于其主要组成成份。薄弱的连接是由于粗集料在混凝土密实过程中阻碍了水分的均匀分配,较多的水聚集在集料表面上,结果是在局部区域形成了高水灰比的过渡区,其中有大孔和大的氢氧化钙和钙矾石等晶体水化物。实际上普通混凝土可以视为三相材料,即:水泥基体,集料和过渡区。过渡区域是普通混凝土材料微观结构中最弱的部分。研究发现,当水灰比大于0.5时,甚至在混凝土受载以前,由于集料的限制收缩应变作用而在过渡区产生微裂纹^[3]。

3 高强混凝土

100 MPa左右的高强混凝土的产生主要得力于两种材料:硅粉和超塑化剂。仅仅靠减少用水量来减少水灰比还不足以达到高强。事实上,当水灰比小于0.3时的复合材料和水灰比在0.4以上所

形成的复合材料有显著的不同。混凝土技术的这一进步可以和计算器发展成个人电脑相比拟。而这一技术对建筑业和混凝土工艺的作用也犹如个人电脑对工商业的影响一样。表 1 建议采用水灰比而不是强度作为主要指标对混凝土进行分类,以了解其性能。高强混凝土只能采用低水灰比。水灰比小于 0.3 时要完全采用新的混凝土生产工艺。

表 1 混凝土强度与水灰比及材料特性之间的关系

强度性能		分类指标		材料特性	
设计强度 < 50 MPa	普通强度	$W/C > 0.4$	不均匀、不密实	微观缺陷多	由外壳水化物中的孔、微观缺陷和不均匀性决定其强度
50 ~ 90 MPa	高强	$W/C = 0.4 \sim 0.3$	过渡结构	基体中微观缺陷减少	同上,因采用较低水灰比而使强度增加
> 90 MPa	超高强	$W/C < 0.3$	接近均匀的复合材料	类似于陶瓷的密实材料	由密实堆积的内壳水化物颗粒的质量决定其强度

表 2 采用同样的分类方法来论述材料、设计和生产三方面的特征。目前所生产的高强混凝土大都具有塌落度大(因采用超塑化剂技术)、粘性大(因采用较高的胶砂比)、凝结时间长(因采用超缓凝剂技术)、强度发展快,故需要同时开发新的捣实、浇注和养护方法。

表 2 按水灰比分类的混凝土在材料、设计和生产三方面的特征

分类指标	材料	设计	生产	流变性
$W/C > 0.4$	任何水泥、集料、水、普通外加剂	由宏观颗粒尺寸、堆积和塌落度决定:采用阿勃拉姆斯水灰比定则。	普通生产技术。	低塌落度性能,取决于强度。
$W/C = 0.4 \sim 0.3$	任何水泥、精选粉煤灰、高效减水剂、精选集料	同上	标准干料混合生产加高效减水剂技术。	低塌落度混合物加入高效减水剂调整到工地要求。
$W/C < 0.3$	外加硅粉及精选水泥	由微观颗粒堆积状况决定:阿勃拉姆斯水灰比定则不完全适用。	浆体混合技术加高效减水剂。	大塌落度及高粘性混合物。

4 新技术

对高强混凝土技术而言,关键的问题是减少基体中的孔、微裂纹和大且弱的晶体结构,而且还要改进集料界面过渡区的强度与质量。这些措施是通过降低水灰比和加入硅灰来实现,而水泥的用量则不是主要的因素。事实表明,当水灰比降低到浆体完全水化所需理论最低值时,强度仍然增加,在这样低的水灰比情况下,粗集料对混凝土强度的作用有争议。当浆体强度达到集料强度水平时,由于粘结力的改善,破坏面发生在集料内而不是在它的周围。因而集料的较高强度可以得到利用。特别是当水泥石的强度超过 130 MPa 时,如果集料的强度较低,将因为集料的破坏而使混凝土的强度受到限制。当要求高模量混凝土时,这一点尤为重要。

从基体本身来讲,采用硅粉、超型化剂以及低水灰比,创造协同条件来提高混凝土的强度潜力。将水泥磨得更细来增加它的比表面积时,问题在于它在水中的分散变得困难。但是,超塑化剂的使用可以使这些水泥颗粒的聚集体通过离子斥力作用而使之分散,结果是流动性增加,水化效率更高。

表 3 列出了普通硅酸盐水泥中各主要矿物在标准温度下(20℃)的反应速度与水化热^[1,4]。

其中,铝酸三钙(C_3A)铁铝酸四钙(C_4AF)在早期放热中起主要作用,对于高强混凝土来说,由于水泥用量高,因而放热难以控制。 C_3A 也是早期形成针状钙矾石的主要化合物,由此而导致水泥浆凝结,在这种不规则针状晶体的絮凝体中含有孔隙及水份。因此,对高强混凝土最好采用低 C_3A

含量的水泥(低热水泥)以改善水泥基体的质量。采用超塑化剂和缓凝剂组合,对于混凝土混合物来说是控制凝结时间和防止早期大量放热的关键措施。要防止整个晶体网络中粗大晶体结构过早沉积,而为强度较高的 C_3S 创造最佳的水化条件。Verbeck 和 Helmuth^[5] 提出的水泥水化模型表明,对于普通混凝土,在高温养护时会形成粗大且弱的网络,因而强度降低。最新的研究表明,高强混凝土在养护时能经受较高的温度,其主要原因应归功于在**高强混凝土**中掺入了硅灰和粉煤灰。

表3 水泥中的主要矿物的水化反应热及反应速度

化合物	水化热(J/g)	在硅酸盐水泥中的大致%含量	大致反应时间
C_3S	502	56	1~4星期
C_2S	260	15	>4星期
C_3A	867	10	1~3天
C_4AF	419	10	1~3天

对于**高强混凝土**,采用超塑化剂的最大优点是混凝土的流动性不再完全取决于用水量,而主要是由超塑化剂本身性能所决定,超塑化剂也有助于在混凝土塑性阶段防止其泌水,粗集料表面的积水也因此大大减少。

为改善普通硅酸盐水泥基体以生产出优越的胶结料,可以掺入高活性的混合材,其中以硅粉的活性最佳。通常这些外掺料能和水泥水化过程中产生的氢氧化钙发生二次水化反应(火山灰反应)。这些反应的时间可以从几天一直到几个月,在水化后期起填充孔隙的作用而增加强度。在水灰比较低时,采用超塑化剂和硅粉起到多重作用。在硅粉中,90%是无定形硅质微粉材料($0.1\ \mu\text{m}$,而普通硅酸盐水泥颗粒为 $30\ \mu\text{m}$)。在水化最初几天以至几个星期内,硅灰可以和溶液中的碱类物质发生更为强烈的反应,故同时起到水泥水化的催化剂作用。

硅粉颗粒呈细小球形,它的作用使有棱角的水泥颗粒在微观上密集堆积,并且减少了微孔,因而得到较坚固的基体。研究发现,显著的变化主要发生在过渡区,在这一区内,从微观结构看,原先的多孔结构有微裂纹,含较弱的氢氧化钙和钙矾石,现在,由于粉煤灰和硅粉的掺入使得氢氧化钙迅速转变为水化硅酸钙,性能较差的钙矾石转变为较好的低硫型水化物,故集料界面与水泥基体之间的过度区强度和质量被明显改善。薄弱区的消除,使它成为真正的复合材料,集料已不再作为填料,而是其中一个工作组份。

5 结 语

在建筑技术中,混凝土通常被看作是廉价,技术含量低的材料,广东人将它戏称为“石屎”,说明人们对它的忽视,特别是工地上,一些人不能正确对待它。但是从材料技术上讲,混凝土又是所有材料中研究的最多的一种。研究的结果为设计人员展现出一幅美好的前景。混凝土可以满足许多特殊要求,包括**高强**和耐久。而研究人员理智地将它称为高性能混凝土以表达其潜在的作用。目前我们需要的是将这些知识转变为施工实践经验。这就要求方方面面的参与:结构与材料工程师负责并适当地设计,混凝土生产人员及工程承包商开发适宜的工艺,用户和审查机构要研究其潜在的优越性并督促其发展。可以肯定,高强混凝土在未来会有更多的应用,用户们也会很快看到它带来的实际利益。

在香港,引入 C100 混凝土的动力是经济和美学方面的。虽然目前还不会大量使用 C100 混凝土,因为它要求额外的质量控制、养护和试验,且这些尚未成为常规要求和日常的方法(图 1),但是,采用新技术的经验与收益有利于其它方面的工作。如果在建筑业中能完全实现**高强混凝土**的生产,那么它也必将促进一般混凝土质量的提高。

对于**高强混凝土**这一新技术从材料工程方面加以评估,我们可以发现混凝土长期以来由于未能充分发挥作用而被市场低估了。研究人员多年来的工作已经证明了这一点,但工程应用人员却

往往反应迟缓。事实上 C60 ~ C100 仅仅是中等强度混凝土,为什么我们还要局限于去设计 C40 这样低强度的混凝土呢?

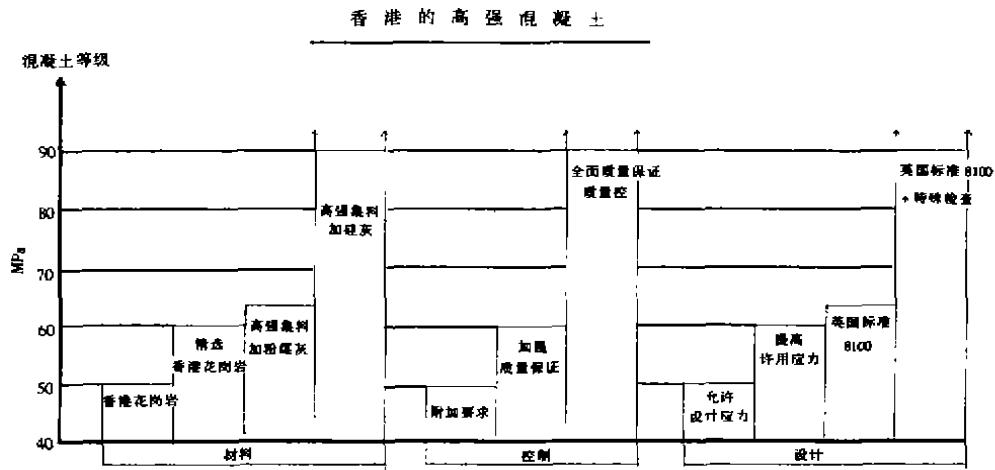


图 1 香港高强混凝土要求

参考文献

- [1] Taylor H. F. W. *Cement Chemistry*. Academic Press, London, 1990
- [2] Mehta P. K. and Aitcin P. C. *Microstructural basis of selection of materials and mix proportions for high strength concrete; High Strength Concrete 2nd Inter. Symp., Berkeley, USA, 1990, ACI SP - 121*
- [3] Smeplass S. and Maage M. *Heat of hydration of high strength concrete; High Strength Concrete 2nd Inter. Symp., Berkeley, USA, 1990, ACI SP - 121.*
- [4] Neville A. M. *Properties of Concrete; 3rd edn. Pitman Books, 1981*
- [5] Verbeck G. J. and Helmuth R. H. *Structures and physical properties of cement paste; 5th Inter. Symp. Chem. Cem., Tokyo, 1968*

From 40 MPa to 100 MPa: Materials Appreciation for Concrete

WANG Shao-dong

(Materials Department, Chongqing Jianzhu University, 400045, China)

Abstract High strength concretes of around 100 MPa have successfully been implemented for high rise structures on North America but the focus for further applications is changing to S. E. Asia. Approval has been recently granted for utilizing Grade 100 concrete in Hong Kong. A microstructure appreciation of Grade 40 concrete suggests that its strength is limited by flaws, voids and low strength micro - variations in the cement matrix structure and by weak transition zones between the aggregate and matrix. Use of superplasticizer and incorporation of microsilica is remedying these deficiencies and enabling higher strength to be achieved. A comparison of high strength concrete with normal concrete indicates that a new technology is available which could potentially lead to a transformation of concrete construction.

Key Words high strength concrete; C100; materials technology

文章编号: 1006-7329(1999)05-0021-06

地源热泵地下垂直埋管换热器的试验研究

刘宪英 王勇 胡鸣明 魏唐棣

(重庆建筑大学 城市建设学院 400045)

21-26

TK172

F11832.2

TU111.1

摘要 介绍了地源热泵的发展意义及前景,参照国外地下埋管换热器岩土温度场的求解方法,采用线源理论及热阻网络分析方法建立了传热模型,提出了采用算法确定大地初始温度并与实测值进行了对比。在建设的垂直埋管换热器试验装置上进行了单管、三管串联运行试验,为开发地源热泵技术提供了可供参考的数据。

关键词 地源热泵; 地下垂直埋管换热器; 传热模型; 空调设备

中图法分类号 TU111.1

文献标识码 A

由于地源热泵具有可利用地下岩土这个到处都有的低位热源,夏热冬冷地区大地初始温度一般在 15~20℃左右,因此可降低夏季制冷,冬季供暖的能耗;它可利用大地的蓄热能力,夏季利用冬季蓄存的冷量供冷,同时蓄存热量以备冬用;冬季利用夏季蓄存的热量供热,同时蓄存冷量以备夏用,地下蓄能系统冷热联供冬夏两季都能充分发挥效益。它克服了目前广为采用的风冷热泵空调器对建筑外观的破坏和夏季排热、冬季排冷,以及噪声等对住宅热环境造成的进一步恶化;地下埋管换热器蓄能系统运行简单,管理方便,基本不需维护;地下埋管可环绕住宅设置,可布置在花园、草坪、农田下面或湖泊、水池内;也可在建筑施工时埋于底层地面以下;可布置在土壤、岩石及地下水层内,不必远距离输送,不必大面积开挖,也不占用地面。为此,地源热泵实是一种既节能、对环境又无害的绿色空调设备,符合我国可持续发展的要求。

1 地下埋管换热器传热理论模型

1.1 传热模型的采用

参照国外地下埋管换热器岩土温度场的求解方法^[1],采用线源理论及热阻网络分析方法建立传热模型。线源理论就是把地下埋管换热器的中心轴线视为线热源,以该轴为中心呈辐射状向周围传热。由于线热源只有长度量,无面积量,而距线热源不同距离的各个传热面的面积在变化,因此通常以单位面积传热为基础定义的传热系数分析使用不方便;另外,在实际运用过程中,总换热量主要取决于换热器的长度;在造价上,地下埋管换热器部份的成本也主要取决于钻孔深度或土方的开挖量,而换热器本身的成本仅占小部分。为了对不同换热器进行比较,文中引入一个新的概念——平均传热系数,定义为换热器内介质温度与大地初始温度每相差点 1℃,通过长度 1 m 的孔洞(或管长),单位时间传递的热量,用符号 K 表示,单位为 $W/m \cdot ^\circ C$ 。

1.2 传热热阻分析

对地下埋管换热器的研究,很重要的是进行热阻分析,地下埋管换热器在传热过程中存在 6 个阶段对应的热阻,其传热热阻网络见图 1。下面以套管式换热器为例,分析其各热阻。

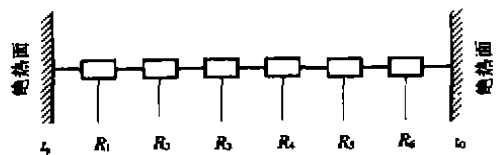


图 1 地下埋管换热器传热热阻网络

收稿日期: 1999-06-25

基金项目: 国家自然科学基金资助项目, NO: 59778007

作者简介: 刘宪英(1936-),男,河北省唐山市人,重庆建筑大学教授,主要从事制冷空调节能方面的研究。

- R_1 ——套管内对流换热热阻;
 R_2 ——套管管壁热阻;
 R_3 ——套管外管壁与回填填料的接触热导系数热阻;
 R_4 ——回填填料的导热热阻;
 R_5 ——回填填料与孔壁的接触热导系数热阻;
 R_6 ——大地热阻,即岩土总热阻(也称热源外阻, $R_1 \sim R_5$ 之和称热源内阻),其值为:

$$R_6 = (t_{m \cdot r} - t_0) / q \quad (1)$$

式中 $t_{m \cdot r}$ ——孔洞壁面温度;

t_0 ——大地初始温度;

q ——通过 1m 长孔洞壁面交换的热量, W/m。

$$q = K \cdot \Delta t = [1 / (R_1 + R_2 + R_3 + R_4 + R_5 + R_6)] (t_p - t_0) \quad (2)$$

式中 t_p ——套管内水的平均温度。

埋地 U 形管换热器的热阻情况与套管式基本相同,仅是具体热阻值有所不同,有关各热阻计算公式见文献[2]。

1.3 各热阻值的讨论

根据建设的实验装置,与热阻计算有关的具体数据如下:重庆地下大多为砂岩,经现场取样,实验室测试,其热工参数为:密度

$\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$, 导热系数 $\lambda_0 = 2.03$

W/m, 比热 $C = 0.256 \text{ J/kg} \cdot ^\circ\text{C}$, 导热

系数 $a = 9.2 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ 。埋地套管:

孔洞直径 110 mm, PVC 套管 $\phi 98 \times$

4mm, PVC 导热系数 $\lambda_2 = 0.21 \text{ W/m} \cdot ^\circ\text{C}$ 。埋地 U 形管为 $\phi 31 \times 3 \text{ mm}$, 其它同套管。套管及 U 形管与孔壁之间的间隙回填介质,均采用钻孔排出的砂岩浆,其导热系数与砂岩近似相同。管内介质为水,水流量为 100 L/h, 平均水温 $t_p = 37.5^\circ\text{C}$, 按恒热流计算,其各热阻计算值,见表 1。

在实际工程中,由于孔洞尺寸和埋管管径均限制在一定范围内,因此降低热源内阻,主要措施是增大埋管内的对流换热系数,降低回填物与管壁、孔壁的接触热导系数,增大填料的导热系数等。

1.4 换热过程中地温变化及大地热阻 R_6 计算

1.4.1 换热过程地温变化的计算机分析

单孔地下换热器可模拟为一单管线热源。大地为一无限大物体,初始温度为常数 t_0 , 从时间 $\tau = 0$ 时持续地释放热量(冬季为持续地吸收热量,假定放热为-,吸热为+),放热率为 $q(\tau)$ 。整个过程为二维非稳态导热,把 $0 \sim \tau$ 的时间过程分割成无数个微小的时间间隔,则该持续线热源可看做不同时刻 τ_1 的瞬间释放热量 $q(\tau_1) d\tau'$ 的无穷多个顺序排列的瞬间线热源的集合,取 τ' 时刻的瞬间 $d\tau'$ 来分析。该时刻的瞬间线热源在其后的一段时间 $\tau - \tau'$ 内。将在物体中引起微小温度变化,根据文献[3],可用下式表示:

$$d\theta = \frac{q(\tau') d\tau' / (\rho c)}{4\pi a (\tau - \tau')} \exp\left[-\frac{r^2}{4a(\tau - \tau')}\right] \quad (3)$$

式中 $r^2 = (x - x')^2 + (y - y')^2$, r 是点 (x, y) 与线热源之间的距离, m。

对上式进行一定的变换,并引用新变量 $\eta = \frac{r^2}{4a(\tau - \tau')}$, 令 $q = \text{常数}$, 可得

$$\theta_{(i, \tau)} = \frac{q}{4\pi\lambda} \int_{r^2/4a\tau}^{\infty} \frac{1}{\eta} \exp(-\eta) d\eta = -\frac{q}{4\pi\lambda} E_1\left(-\frac{r^2}{4a\tau}\right) \quad (4)$$

$$E_1(x) = \int_x^{\infty} \frac{1}{\eta} \exp(1-\eta) d\eta = \int_1^{\infty} \frac{1}{\xi} \exp(-x\xi) d\xi, \quad x > 0 \quad (5)$$

式中, ξ 为无量纲变数, $\xi = \eta/x$, $E_{i(\xi)}$ 称为指数积分, θ 为过余温度, $\theta_{(\tau, r)}$ 即 τ 时刻, 距线热源 r 远处的大地温度与大地初始温度(理论上为离线热源无限远处大地温度)的差。利用计算机程序可算得进出水平均温度(本例取 37.5°C)的情况下, 连续运行数小时后孔壁处或某 r 处的过余温度。由于地源热泵一般都是间歇运行, 同理也可计算出按不同停机比情况下, 距线热源 r 处的过余温度值, 实验验证, 计算值与实测值能较好吻合。

利用同一程序可算出不同运行工况下, 径向距离 1.5 m 和 3 m 处过余温度值, 通过这一值可以确定地下垂直埋管之间的距离。计算结果是连续运行 85 h , 径向 1.5 m 处过余温度小于 0.1°C ; 连续运行 380 h , 过余温度才达到 1°C 左右。如果间歇运行, 过余温度将比上述值更小。为此, 可以得到结论: 短时间或间歇运行的换热器管间距取 1.5 m , 长时间连续运行的管间距取消 $2\sim 3\text{ m}$ 为好。

1.4.2 大地热阻 R_0 的计算

根据(1)式对大地热阻的定义, 可有

$$R_0 = \frac{t_{\eta \cdot \tau} - t_0}{q} = \frac{\theta_{(\eta \cdot \tau)}}{q} = -\frac{1}{4\pi\lambda} E_i\left(-\frac{r_0^2}{4a\tau}\right) = \frac{1}{4\pi\lambda} E_i\left(\frac{r_0^2}{4a\tau}\right) \quad (6)$$

式中 $\theta_{(\eta \cdot \tau)}$ ——第 τ 时刻, r_0 处(即孔壁处)的过余温度值, $^\circ\text{C}$ 。

将大地的 λ 、 a 、 t_0 和设定的 q 值输入计算机, 使用自编的程序, 可求得连续运行各时刻的 R_0 值。同理, 也可求出间歇运行, 不同开、停机比情况下的 R_0 值。计算需往返多次才能得到正确结果。计算值与实测值较好吻合^[2], 限于篇幅, 有关计算值与实测值的对比从略。

2 大地初始温度(地温)的确定

由于实际工程地点各异, 埋管深度不同, 实测地温比较困难, 本文采用计算方法确定, 并与实测值进行了比较。地温受地表面温度年周期性变化和日周期性变化的影响, 发生周期性变化。地温周期性变化的幅值随地层深度的增加按自然指数规律减小, 由于日周期性波动的周期小, 工程上一般不考虑地表面温度日周期性变化对地温的影响。

地温 $t_{(y, \tau)}$ 随地层深度 y 和时间 τ 的变化按下式计算^[4]:

$$t_{(y, \tau)} = t_{cp} + \theta_d e^{-\sqrt{\frac{w}{2a}}y} \cos\left(w\tau - \sqrt{\frac{w}{2a}}y\right) \quad (7)$$

式中 y ——从地表面算起的地层深度; τ ——从地表面温度年波幅出现算起的时间; $t_{(y, \tau)}$ ——在 τ 时该, 深度 y 处的地温; t_{cp} ——地表面年平均温度; θ_d ——地表面年周期性波动波幅; w ——温度年周期性波动频率; $w = 2\pi/T = 0.00717$; T ——温度年波动周期, $T = 8760\text{ h}$ 。

根据中央气象局 1964 年版(中国地温)提供的重庆地表面年平均温度 $t_{cp} = 19.5^\circ\text{C}$, 年周期性波幅 $\theta_d = 13.2^\circ\text{C}$, 可计算出 $y = 1\sim 10\text{ m}$ 地温(计算年波幅从 1 月 15 日算起), 其平均值见表 2, 实测值(逐日实测平均值)与计算值对比见表 3。

表 2 地温计算值

温度 ℃	月 份											
	一月	二月	三月	四月	五月	六月	七月	八月	九月	十月	十一月	十二月
-1--10 m 地温平均值	18.08	17.25	17.02	17.45	18.44	19.70	20.92	21.75	21.98	21.55	20.57	19.30

从表 3 看出, 计算值与实测值非常接近。8 个月的两者比较, 最大偏差为 $+1.55^\circ\text{C}$, 平均偏差为 $+0.39^\circ\text{C}$ 。为此建议: 为便于推广地源热泵和简化实测的工作量, 地温可用上述计算方法确定, 即取实际埋管深度地温的计算平均值作为依据。冬季地源热泵 1 月份供热负荷最大; 夏季 7 月份供冷负

荷最大,为此地源热泵计算,冬季取 1 月份地温平均值;夏季取 7 月份地温平均值。根据本计算实测结果,重庆冬季大地初始温度近似取 18℃,夏季取 21℃。

表 3 地温计算值与实测值对比

月份		-2 m	-3 m	-6 m	-9 m	月份		-2 m	-3 m	-6 m	-9 m
9	计算值℃	25.82	24.40	20.59	19.27	1	计算值℃	14.10	16.80	20.22	20.17
	实测值℃	26.30	25.48	22.66	20.82		实测值℃	14.20	16.70	19.68	19.65
10	计算值℃	23.69	23.61	21.18	19.62	2	计算值℃	12.73	15.11	19.29	20.02
	实测值℃	24.44	23.55	21.70	20.59		实测值℃	13.08	15.45	18.92	19.78
11	计算值℃	20.44	21.71	21.31	19.94	3	计算值℃	13.18	14.60	18.41	19.73
	实测值℃	20.85	21.42	20.99	20.38		实测值℃	13.35	15.14	18.82	19.95
12	计算值℃	16.93	19.72	20.97	20.14	4	计算值℃	15.31	15.40	17.82	19.38
	实测值℃	17.54	20.36	21.23	20.53		实测值℃	14.87	15.70	18.04	19.77

3 实验系统及运行情况

3.1 单管模拟实验

实验用垂直埋管 3 根,如图 2 所示,深度均为 10 m,钻孔直径 $\phi 110$ mm,2 号及 3 号孔均为 dN25 的 PVCU 形管,1 号孔除设有 U 形管外,还装有 dN90 mm 的 PVC 套管。孔内回填物 2 号孔用砂浆,3 号和 1 号孔套管周围的缝隙用钻孔回收的砂岩浆回填。文献[2]对试验方法及试验结果进行了详细讨论,得到了夏季换热(进水 35℃,流量 100 L/h)单管换热器平均传热系数的回归方程:

$$\text{套管式: } K = 3.14 + 1.82 \tau^{-0.04} \text{ W/m} \cdot \text{℃} \quad (9)$$

$$\text{U 形管(填料为砂岩浆): } K = 2.69 + 0.95 \tau^{-0.32} \text{ W/m} \cdot \text{℃} \quad (10)$$

结论是套管优于 U 形管,砂岩浆填料优于砂浆填料。

3.2 U 形管串联运行试验

1998 年冬、夏连续进行了 U 形三管串联运行试验,其实验方法是把 1、2、3 号孔 U 形管换热器连接起来,利用电加热器把水箱内水加热到 35℃(夏)和 10℃(冬),利用转子流量计测试水量,温度由 TV08 数字采集仪 + 铜 - 康铜热电偶测试。测试结果见表 4^[5]。

表 4 U 形三管串联运行试验结果

测试时间	测试项目					
	水流量 l/h	进水温度 ℃	出水温度 ℃	换热量 W	单位孔深换热量 W/m	平均传热系数 W/m·℃
1998年7月10-19日连续运行10d的平均值	305	35.10	31.30	1 348	44.9	3.68
	201	34.95	30.65	1 005	33.5	2.84
1998年1月10-19日连续运行10d的平均值	298	10.1	14.20	1 421	47.37	8.09
	203	10.2	14.90	1 109.6	36.98	6.78

3.3 套管三孔串联运行试验

根据单管试验结果,为了研究地下管群换热器的传热规律,建设了地下管群试验装置(见图

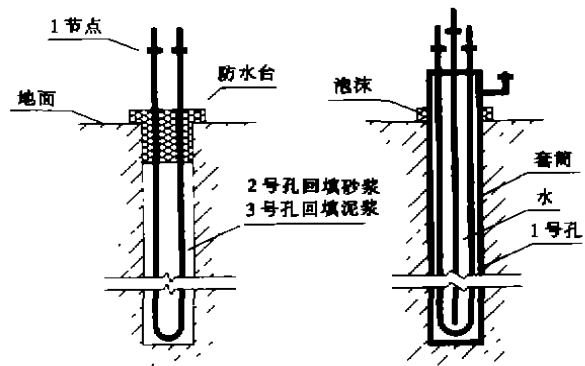


图 2 单管实验装置

3) 管群埋管采用套管形式, 钻孔直径 100 mm, 套管直径为 dN50、75 和 90 mm 三种, 孔洞深均为 10 m。埋管分为五排, 每排三根套管, 管路为串联连接, 整个水系统为同程式, 室内设流量计、水泵、板式换热器和热泵空调器。套管外管壁或孔洞边沿、水管进、出口及室内、外均装有铜 - 康铜热电偶测温点, 二次仪表用经严格标定的 WP - L80 型带打印多路巡回测量显示控制仪 (精度 0.2%), 水流量用转子流量计测试。为了研究水平埋管的换热规律和利用地热的冷暖地板研究, 室外还建设了 3 × 4 m 的二层水平埋管, 埋深分别为 1m 和 2 m, 管长为 50 m; 室内设计了盘管地板。

该装置于 1998 年 8 月建成, 经调试和试运行, 10 月 11 日正式投入测试。12 月 3 日开始进行热泵供暖运行, 运行设备是在 26 m² 的房间内设 1 台大 1P 风冷热泵空调器, 把空调器原室外侧风冷换热器改为水冷板式换热器。管群换热器只用了第 III 排 dN75 的三根套管。其它排数阀门均关闭, 用水泵使系统内水循环。空调器 24 h 间歇运行, 开、停机比用时间控制器调定在 6: 15(分) 左右。水 - 空气地源热泵使用三个月来, 运行正常, 工况稳定, 收到了很好的效果。图 4 是 1999 年 1 月 22 日全天运行记录图, 其它天数运行记录基本相同。

从图 4 可得到: 单位时间地下一排 (3 根管) 套管换热器换热量 $Q_k = m c_p \Delta t = 385(14.65 - 10.92) \times 1.163 = 1670 \text{ W}$; 单位孔深换热量 $q_k = 1670 / (3 \times 10) = 55.67 \text{ W/m}$; 平均传热系数 $K = 55.67 / (18 - 12.79) = 9.26 \text{ W/m} \cdot \text{C}$; 维持 26 m² 房间室内温度 17 ~ 18 C, 单位时间单位面积耗电量为 $4.91 \text{ kWh} / (26 \times 24) = 7.86 \text{ W/m}^2$ 。根据文献 [6] 规定, 节能住宅冬季采暖用电量指标为 16 W/m², 上述地源热泵运行实际耗电量 7.86 W/m², 不仅能满足节能标准规定, 而且比规定的指标还低 51%, 表明开发和推广地源热泵技术和设备具有很大的经济和社会效益。

5 结 论

1) 采用线热源理论及热阻网络分析方法, 建立地下岩土埋管传热模型是可行的, 其计算结果与实测结果能较好的吻合。

2) 经实测验证, 地温采用余弦函数法计算, 有一定的参考和实用价值。

3) 通过单管和三管串联地下 U 管和套管换热器的运行试验结果表明: 套管换热器具有传热系数高, 单位管长换热量大等优点, 是一种很有前途的地下换热器形式。

4) 经 3 个月来的地下套管换热器与水 - 空气热泵的冬季联合运行, 工况稳定, 效果明显, 表明地源热泵具有重大的节能意义。

5) 有关地下管群换热器的试验理论模型进一步的检验和完善, 夏季运行效果, 管群换热器的强化传热及与室内热泵设备的匹配等工作, 正在进行中, 此处不做详述。

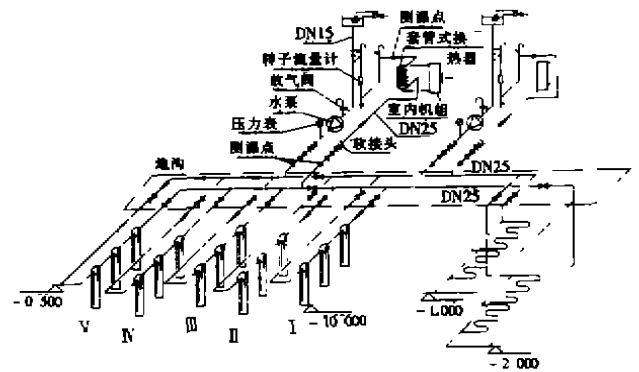


图 3 地源热泵地下埋管系统原理图

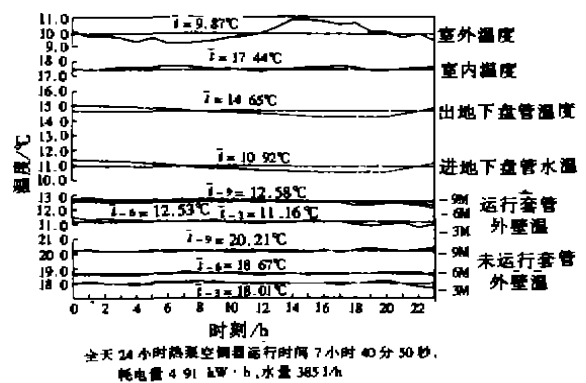


图 4 1999 年 1 月 22 日地源热泵运行记录

参 考 文 献

- [1] D. A. Ball et al. Design Method for GSHP[J]. ASHRAE Trans, DC - 83 - 03, p416 ~ 440
- [2] 王 勇, 等. 地源热泵的套管式地下换热器研究[J]. 重庆建筑大学学报, 1997(5): 13 ~ 17
- [3] 张洪济. 热传导[M]. 北京: 高等教育出版社, 1992. 10
- [4] 《地下建筑暖通空调设计手册》编写组. 地下建筑暖通空调设计手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1983. 6
- [5] 曾 森. 地源热泵地下换热器换热计算模拟与实验研究[D]. 重庆建筑大学研究生论文, 1998 年 12 月
- [6] 重庆市地方标准, DB50/5009 - 1999 重庆市民用建筑热环境与节能设计标准(居住建筑部分)[S]. 重庆市技术监督局重庆市建设委员会联合发布, 1999. 5

Experimental Research on Vertical Buried Tube Type of Underground Exchanger for Ground - Source Heat Pump

LIU Xian-ying WANG Yong HU Ming-ming WEI Tang-di

(Faculty of Urban Construction Engineering, Chongqing Jianzhu University, 400045, China)

Abstract This paper introduces the importance of developing the Ground - Source Heat pump and describes the prospects of it. with the method used abroad to acquire the temperature profiles within surrounding soil of the underground heat exchanger with buried tubes, in this paper the line heat source theory and thermal resistance network analysis method were used to set up the heat transfer model. The original temperature of the ground is determined by calculation and is compared with test results. Experiments of running single tube and running three series connection tubes are carried out on the built underground exchangers of vertical buried tube type. And the data which can provide reference for the Ground - Source Heat pump technique are acquired.

Key Words Ground - Source Heat pump; Vertical Buired Tube Type of Underground Exchanger; Heat Transfer Model

文章编号: 1006-7329(1999)05-0027-04

大偏心受压围套加固钢筋混凝土柱 正截面承载力的理论分析

TU 375.3

(5)
-30

江世永¹ 龚崇斌¹ 白绍良² 刘详义¹

(1. 后勤工程学院 军事土木工程系 400041; 2. 重庆建筑大学 建筑工程学院 400045)

摘要 利用组合截面平截面应变假定, 对初始荷载为轴向压力的围套加固钢筋混凝土构件的截面应变进行了推导, 分析了极限状态时组合截面的相对界限受压区高度及混凝土与钢筋的应力大小, 并提出实用计算公式。

关键词 平截面假定; 组合截面; 初始轴向压力; 承载力; 强度折减

中图法分类号 TU37 **文献标识码** A

钢筋混凝土柱加固截面

加大截面法是一种传统的加固方法, 工艺简单, 适用面广, 可广泛用于一般梁、板、柱、墙等混凝土结构的加固。其加固效果与原结构在加固时的应力水平、结合面构造处理、施工工艺、材料性能等因素直接相关。《混凝土结构加固技术规范》CECS25:90认为: 当用加大截面法加固钢筋混凝土偏心受压构件时, 应按整体截面以现行国家标准《混凝土结构设计规范》GBJ10-89中有关公式进行其正截面承载力计算。其中, 新增受压混凝土和纵向钢筋的强度均乘以0.9的折减系数。不少学者经过试验分析对这一规定提出了不同看法, 因此有必要进行深入的研究。

1 计算假定

参照《混凝土结构设计规范》GBJ10-89及有关试验研究, 加固结构截面承载力可按下列基本假定进行计算分析:

- 1) 截面变形保持平面;
- 2) 混凝土轴心受压的应力 σ_c 与应变 ϵ_c 关系为抛物线, 按下式计算, 极限变形值取 $\epsilon_{c0} = 0.002$

$$\sigma_c = \left[2 \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c0}} \right) - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c0}} \right)^2 \right] f_c \quad (1)$$

式中 f_c 为混凝土轴心抗压强度设计值。

- 3) 混凝土非均匀受压时的应力 σ_c 与应变 ϵ_c 关系为抛物线和水平线之组合曲线, 按下式计算, 极限变形值取 $\epsilon_{cu} = 0.0033$

$$\begin{cases} \sigma_c = \left[2 \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c0}} \right) - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c0}} \right)^2 \right] f_{cm} & \epsilon_c \leq \epsilon_{c0} \\ \sigma_c = f_{cm} & \epsilon_{c0} < \epsilon_c \leq \epsilon_{cu} \end{cases} \quad (2)$$

式中 f_{cm} 为混凝土弯曲抗压强度设计值。

- 4) 钢筋应力 σ_s 与应变 ϵ_s 关系为直线和水平线之组合折线, 按下式计算, 受拉钢筋极限变形值取 $\epsilon_{su} = 0.01$

$$\begin{cases} \sigma_s = \epsilon_s E_s & \epsilon_s E_s < f_y \\ \sigma_s = f_y & \epsilon_s E_s \geq f_y \end{cases} \quad (3)$$

收稿日期: 1998-11-17

基金项目: 国家自然科学基金重点项目(59338130)

作者简介: 江世永(1965-), 男, 湖北人, 后勤工程学院教授, 博士后, 主要从事工程检测与加固研究。

5) 加固结构承载能力极限状态, 是以截面变形达到下列情况之一时: 当原混凝土或新加混凝土压应变达到混凝土极限变形值 ϵ_{c0} 或 ϵ_{cu} 时; 当原钢筋或新加钢筋拉应变达到钢筋的极限变形值 ϵ_{s1} 时; 当混凝土达到 ϵ_{cu} 及钢筋达到 ϵ_{s1} 时。

2 理论分析

2.1 加固结构截面相对界限受压区高度 ζ_b (图 1)^[2]

1) 围套受压混凝土达到极限状态, 同时围套受拉钢筋屈服时的相对界限受压区高度 ζ_{b1} :

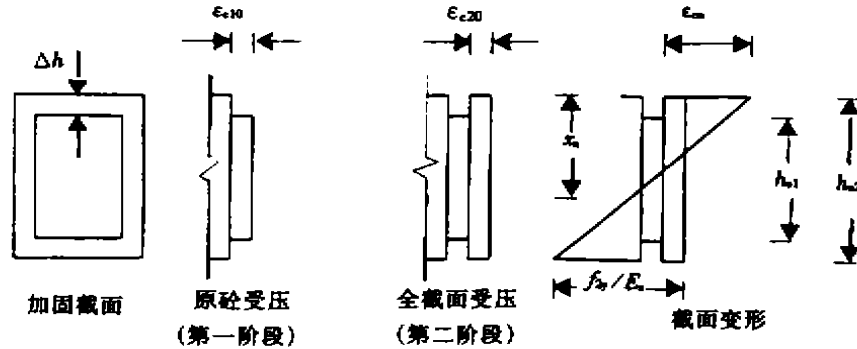


图 1 截面尺寸及应力、应变图

$$\zeta_{b1} = 0.8 \frac{x_n}{h_{02}} = 0.8 \frac{\epsilon_{cu} + \epsilon_{c10}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{c10} + \left(\frac{f_{2y}}{E_s} - \epsilon_{c10} \right)} = 0.8 \frac{\epsilon_{cu} + \epsilon_{c10}}{\epsilon_{cu} + f_{2y}/E_s} \quad (4)$$

2) 围套受压混凝土达到极限状态, 同时核心区受拉钢筋屈服的相对界限受压区高度 ζ_{b2} :

$$\begin{aligned} \zeta_{b2} &= 0.8 \frac{x_n}{h_{01} + \Delta h} = 0.8 \frac{x_{01} + \Delta h}{h_{01} + 2 \cdot \Delta h} \cdot \frac{\epsilon_{cu} + \epsilon_{c10}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{c10} + f_{1y}/E_{s1}} \\ &= 0.8 \frac{1 + \Delta h/h_{01}}{2 + 2 \Delta h/h_{01}} \cdot \frac{\epsilon_{cu} + \epsilon_{c10}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{c10} + f_{1y}/E_{s1}} \end{aligned} \quad (5)$$

2.2 界限状态时受压混凝土及钢筋应力

1) 相对界限受压区高度为 ζ_{b1} 时

$$\begin{aligned} \sigma_{s1} &= (\epsilon_{cu} + \epsilon_{c10}) \left[\frac{1 + \Delta h/h_{01}}{1 + 2 \Delta h/h_{01}} \cdot \frac{\zeta_{b1}}{0.8} \right] E_{s1} \\ &= (\epsilon_{cu} + \epsilon_{c10}) \left[\frac{0.8}{\zeta_{b1}} \cdot \frac{1 + \Delta h/h_{01}}{1 + 2 \Delta h/h_{01}} - 1 \right] E_{s1} \\ \epsilon_{c1} &= (\epsilon_{cu} + \epsilon_{c10}) \left[1 - \frac{0.8}{\zeta_{b1}} \cdot \frac{\Delta h/h_{01}}{1 + 2 \Delta h/h_{01}} \right] \end{aligned} \quad (6)$$

$$\begin{cases} \sigma_{c1} = \left[2 \left(\frac{\epsilon_{c1}}{\epsilon_{c0}} \right) - \left(\frac{\epsilon_{c1}}{\epsilon_{c0}} \right)^2 \right] f_{cm1} & \epsilon_{c1} \leq \epsilon_{c0} \\ \sigma_{c1} = f_{cm1} & \epsilon_{c0} < \epsilon_{c1} \leq \epsilon_{cu} \end{cases} \quad (7)$$

2) 相对界限受压区高度为 ζ_{b2}

$$\begin{aligned} \epsilon_{c1} &= (\epsilon_{cu} + \epsilon_{c10}) \left[1 - \frac{0.8}{\zeta_{b2}} \cdot \frac{\Delta h/h_{01}}{1 + 2 \Delta h/h_{01}} \right] \\ \begin{cases} \sigma_{c1} = \left[2 \left(\frac{\epsilon_{c1}}{\epsilon_{c0}} \right) - \left(\frac{\epsilon_{c1}}{\epsilon_{c0}} \right)^2 \right] f_{cm1} & \epsilon_{c1} \leq \epsilon_{c0} \\ \sigma_{c1} = f_{cm1} & \epsilon_{c0} < \epsilon_{c1} \leq \epsilon_{cu} \end{cases} \end{aligned} \quad (8)$$

式中: f_{1r}, f_{2r} 分别为核心区、围套的受拉纵筋抗拉强度;

h_{01} 为核心区有效截面高度;

Δh 为新增围套混凝土厚度;

ϵ_{cu} 为混凝土极限压应变, 取为 $\epsilon_{cu} = 0.0033$

ϵ_{c10} 为核心区初始压应变, 可按下列方法确定:

$$\text{核心柱承受第一阶段轴向压力时: } \frac{\sigma_{c1}}{f_{c1}} = \left[2 \frac{\epsilon_{c10}}{\epsilon_{c0}} - \left(\frac{\epsilon_{c10}}{\epsilon_{c0}} \right)^2 \right] = \beta$$

$$\epsilon_{c10} = (1 - \sqrt{1 - \beta}) \epsilon_{c0}$$

2.3 大偏心受压围套加固钢筋混凝土构件正截面承载力实用计算方法

由于初始应力水平 β 的存在, 核心区受压混凝土应力超前, 必须满足下述条件:

$$\frac{\Delta h}{h_{01}} \geq \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + f_{2r} / E_{s2} - 2 \epsilon_{c10}} \quad (9)$$

才能保证围套受压混凝土首先破坏, 即以围套混凝土应变达到 ϵ_{cu} 为构件承载能力极限状态。

对于核心区受压混凝土, 一般情况下, 当 $\zeta \leq \zeta_{b1}$ 时, ϵ_{c1} 均接近或大于 ϵ_{c0} , 故取 $\sigma_{c1} = f_{cm1}$ 。

对于受拉区纵筋应力, 当 $\zeta > \zeta_{b1}$ 时, 构件发生小偏压破坏, 当 $\zeta \leq \zeta_{b1}$ 时, 发生大偏心受压破坏, 此时 $\sigma_2 = f_{y2}$; 当 $\zeta \leq \zeta_{b2}$ 时, $\sigma_{s1} = f_{y1}$, 当 $\zeta_{b2} < \zeta < \zeta_{b1}$ 时,

$$\sigma_{s1} = (\epsilon_{cu} + \epsilon_{c10}) \left[\frac{0.8}{\zeta} \cdot \frac{1 + \Delta h / h_{01}}{1 + 2 \cdot \Delta h / h_{01}} - 1 \right] E_{s1}$$

$$\text{强度折减系数: } \alpha_{s1} = (\epsilon_{cu} + \epsilon_{c10}) \left[\frac{0.8}{\zeta} \cdot \frac{1 + \Delta h / h_{01}}{1 + 2 \cdot \Delta h / h_{01}} - 1 \right] \frac{E_{s1}}{f_{y1}}$$

参照《混凝土结构设计规范》(GBJ10-89) 中大偏心受压截面承载力的计算公式, 本文提出以下建议计算公式(图 2)^[3]:

1) 当 $N < f_{cm2} b \cdot \Delta h$ 时(或 $\zeta h_0 < \Delta h$)

$$N = f_{cm2} \cdot b \cdot \zeta h_0 + f'_{y2} A'_{s2} - f_{y2} A_{s2} - \alpha_{s1} f_{y1} A_{s1}$$

$$M = f_{cm2} b \cdot \zeta h_0^2 (1 - 0.5 \zeta) + f'_{y2} A'_{s2} (h_0 - a'_{s2}) - \alpha_{s1} f_{y1} A_{s1} (\Delta h + a_{s1} - a_{s2}) - N \cdot \left(h_0 - \frac{h}{2} \right)$$

2) 当 $N < f_{cm2} [b \cdot \Delta h + (b - b_1) a'_{s1}] + f_{cm1} a'_{s1} \cdot b_1$ 时(或 $\Delta h < \zeta h_0 < \Delta h < a'_{s1}$)

$$N = f_{cm2} [(b - b_1) \zeta h_0 + b_1 \cdot \Delta h] + f_{cm1} \cdot b_1 (\zeta h_0 - \Delta h) + f'_{y2} A'_{s2} - f_{y2} A_{s2} - \alpha_{s1} f_{y1} A_{s1}$$

$$M = f_{cm2} b \cdot \Delta h \cdot \left(h_0 - \frac{\Delta h}{2} \right) + [f_{cm1} b_1 + f_{cm2} (b - b_1)] (\zeta h_0 - \Delta h) + \left(h_0 - \frac{\zeta h_0 + \Delta h}{2} \right)$$

$$f'_{y2} A'_{s2} (h_0 - a'_{s1}) - \alpha_{s1} f_{y2} A_{s2} (\Delta h + a_{s1} - a_{s2}) - N \cdot \left(h_0 - \frac{h}{2} \right)$$

3) 当 $N > f_{cm2} [b \cdot \Delta h + (b - b_1) a'_{s1}] + f_{cm1} a'_{s1} \cdot b_1$ 时(或 $\zeta h_0 > \Delta h + a'_{s1}$)

$$N = f_{cm2} [(b - b_1) \zeta h_0 + b_1 \cdot \Delta h] + f_{cm1} \cdot b_1 (\zeta h_0 - \Delta h) + f'_{y2} A'_{s2} + f'_{y1} A'_{s1} - f_{y2} A_{s2} - \alpha_{s1} f_{y1} A_{s1}$$

$$M = f_{cm2} b \cdot \Delta h \cdot \left(h_0 - \frac{\Delta h}{2} \right) + [f_{cm1} b_1 + f_{cm2} (b - b_1)] (\zeta h_0 - \Delta h) \left(h_0 - \frac{\zeta h_0 + \Delta h}{2} \right) +$$

$$f'_{y2} A'_{s2} (h_0 - a'_{s2}) - f'_{y1} A'_{s1} (h_0 - \Delta h - a'_{s1}) - \alpha_{s1} f_{y1} A_{s1} (\Delta h + a_{s1} - a_{s2}) - N \cdot \left(h_0 - \frac{h}{2} \right)$$

将强度折减系数 α_{s1} 的计算式代入基本方程, 即可求解。

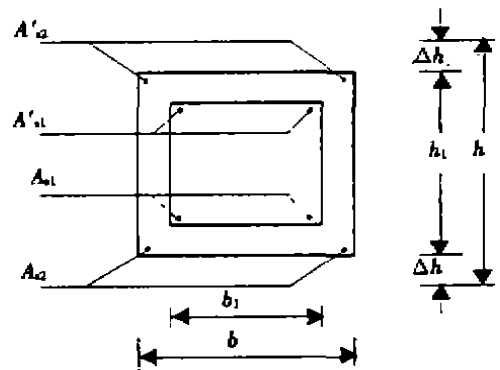


图 2 截面尺寸及配筋

3 算例分析

将数据: $b_1 \times h_1 = 180 \times 180 \text{ mm}$, $f_{cm1} = 27.5 \text{ N/mm}^2$, $f_{y1} = 392.5 \text{ N/mm}^2$, $\Delta h = 60 \text{ mm}$, $f_{cm2} = 16.36 \text{ N/mm}^2$, $f_{y2} = 360 \text{ N/mm}^2$, $\beta = 0.25$, $N = 416.6 \text{ kN}$, 代入上述公式, 得 $a_{s1} = 1.47 > 1$, 故取 $a_{s1} = 1$ 。 $M_{u1} = 113 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 而在同等条件下的试验结果 $M_{u2} = 117 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 可见计算值与试验值吻合较好。

4 结束语

上述分析表明, 对于大偏心受压围套加固构件, 初始轴向压力的存在对于核心区受压混凝土及受压钢筋应力发挥起有利作用, 基本上能达到其设计强度; 而对于核心区受拉纵筋来说, 则降低了其应力水平, 有可能需对其屈服强度进行强度折减。经过试验研究及算例分析, 发现其结果与本文建议计算公式的计算结果吻合较好, 验证了建议计算公式的适用性。

参 考 文 献

- [1] 混凝土结构设计规范(GBJ10-89)[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1989
- [2] 王传志, 滕智明. 钢筋混凝土结构理论[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1985
- [3] 田 炜. 大偏心围套加固柱二次受压试验研究及破损状态可靠性评估[D]. 东南大学硕士论文, 1992

Theoretical Analysis of Load Capacity of Eccentric Reinforced Concrete Columns with Concrete Cover

JIANG Shi-yong¹ GONG Chong-bing¹ BAI Shao-liang² LIU Xiang-yi¹

(1. Logistical Engineering University, 400041 China; 2. Faculty of Civil Engineering, Chongqing Jianzhu University, 400045 China)

Abstract Based on the plane-section hypothesis of combination section, this paper describes the section strains of reinforced concrete columns with concrete cover under initial axial pressure and analyses the height of relative limit compression area and the stress of concrete and reinforcing bar of combination section in ultimate state. Meanwhile, the paper proposes practical calculation method of load capacity.

Key Words plane-section hypothesis; combination section; initial axial pressure; load capacity; strength reduction