

高速公路沥青路面的早期破坏

沙庆林

(交通部公路科学研究所 北京 100088)

摘要：针对中国半刚性基层沥青路面早期破坏这种现象，分析了引起路面破坏的不同原因，从而提出了解决路面早期破坏的主要措施。

关键词 高速公路 沥青路面 早期破坏 结构 辙槽 措施

中图分类号 :U416.217

文献标识码 :A

1 概 述

中国高速公路半刚性基层沥青路面的早期破坏有多种形式，它们是由多种不同原因引起的。例如：

1.1 软土地基沉降

由地基特别是软土地基沉陷引起路面产生很大的不均匀沉陷。使路面纵断面产生大的变化。在软土地基上的高速公路虽然一般都采用软基处理措施。由于多种原因，仍产生很大沉降。如沪嘉高速公路通车六年后，一桥头由于多次用沥青混凝土找平，沥青混凝土总厚达到 100cm、实际竣工面层只厚 12cm。共经过八年后软土地基才稳定。另一杭甬高速公路，通车仅两年，在某一桥头产生的沉降量就超过 150cm。

1.2 桥头跳车

桥头跳车是每条高速公路都有的很普遍的现象。它既包含地基沉降，又包含桥头填土的进一步压密。

1.3 结构性破坏、水破坏和严重辙槽等

以下主要讨论对路面使用性能和使用寿命影响最大的结构性破坏、水破坏和严重辙槽。

2 路面结构性破坏

所谓路面结构性破坏，是指路面结构的承载能力不能抵抗现有行车荷载的反复作用，而产生路面结构整体性破坏。其外观特征为轮迹带上产生纵向网裂形变带，路面的代表弯沉值与其竣工弯沉值比大幅度增加。路面结构性破坏是最严重的一种早期破坏。路面一旦发生结构性破坏，其他使用性能就根本谈不上，路面必须翻修重建。它不但严重影响交通运输，而且翻修路面比新建路面的工程还繁重。高速公路局部路段产生早期路面结构性破坏的现象较多。大部分路段先后产生早期结构性破坏的高速公路有，但并不多。

原沈大高速公路 1990 年底前全线通车，由于设计的水泥稳定砂砾半刚性基层只有 20cm 厚 其下为砂砾或矿渣底基层；半刚性基层是用铧犁和平地机路拌完成的，经常拌不到底，半刚性基层的实际厚度只有 12~14cm。虽然沥青面层厚 15cm，解决不了承载能力不足问题。因此开放交通两年后，一些路段就开始产生路面结构性破坏。随后路面结构性破坏路段逐年增加。

京津塘高速公路 1993 年 9 月全线通车。由于最后实施的路面结构比原先的路面结构方案有了较大改变，如半刚性基层的厚度由 30cm 改为 20cm 半刚性底基层的厚度由 30~35cm 改为 20~30cm 而且相当一

部分路段是石灰土)，取消了软土地基段路基上部 30cm 厚的改善层，虽然沥青面层厚度大部分都增加了 5cm（实际厚度为 18cm、20cm、23cm 三种），无助于上述减薄对路面承载能力造成的不利影响。原设计方案基层顶面的承载能力按 20 年的累计标准轴次考虑，沥青面层按 15 年的累计标准轴次考虑。由于实际半刚性材料层的厚度只有 40~50cm 显著偏薄 因此实际通车不到 9 年，行车道几乎全线都产生了结构性破坏。2001 年 4 月的路面代表弯沉值比 1994 年 4 月的代表弯沉值增大了 50% 多。

1999 年 6 月开放交通的潍莱高速公路，沥青面层取得了优秀成绩。平整度总体达到国内二流水平，抗滑性能达到一流水平，特别是表面构造深度大部分在 0.8~0.9mm 之间 仅很少部分在 0.7~0.8mm 之间。通车四年产生的水破坏不足万分之一。由于设计的半刚性基层为 20cm 厚水泥碎石，半刚性底基层为 26cm 厚的水泥稳定砂（有时掺碎石）显然半刚性材料层太单薄 虽铺有厚 12cm 的沥青面层，通车四年后局部路段就开始产生路面结构性破坏。目前正在进行翻修，重铺刚性组合式路面。

1997 年 11 月底开放交通的安新高速公路。虽然刚通车时由于沥青面层优秀，受到多方面的赞扬，但由于三年工期实际两年完成，抢工使路路路面的质量受到很大影响。水泥稳定碎石基层的整体性不好，常取不出完整的钻件。沥青面层透水较严重。开放交通几个月，一些路段就开始产生路面结构性破坏。随后路面结构性破坏越来越多，由于破坏仅产生在行车道上，只好人工先逐块挖除原基层，用水泥混凝土补平到基层顶面后 重铺沥青面层 见图 1 和图 2。



图 1

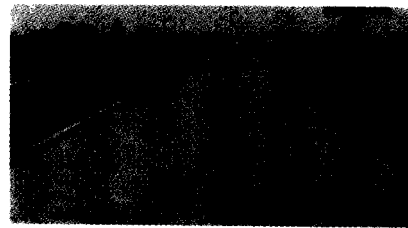


图 2

3 水破坏

中国早期高速公路都用重交沥青做沥青混凝土面层。在 20 世纪 80 年代和 90 年代上半期 所用矿料级配绝大多数是传统连续式密级配（即 I 型）沥青混凝土的孔隙率为 3%~6% 少数采用了规范中的抗滑表层和 II 型级配，沥青混凝土的孔隙率常在 8% 以上。90 年代有的高速公路开始使用中国自主研发成功的粗集料断级配密实式 SAC 其孔隙率 < 5% 有的高速公路开始使用改性沥青 SMA 在 90 年代末有的高速公路开始使用 Superpave(SUP)。

1998 年冬到 1999 年春，笔者调查那时已开放交通近两年的 30 条高速公路的早期破坏现象后，发现水破坏有以下几种不同情况。

其一是，雨水透入沥青混凝土表面层后，由于下层比较密实，在进入表面层的水还未来得及往下层渗透前，表面层就开始产生水破坏。如长 120km 的广深高速公路，其沥青面层厚 32cm 从上往下为 4cm II 型沥青混凝土、8cm I 型沥青混凝土、10cm II 型沥青混凝土和 10cm 沥青碎石。1994 年 6 月通车后 每连续下 4~5 天雨就要产生 2000 多个坑洞 但其中涉及中面层的坑洞极少 不到 5% 几乎没有涉及第三层和第四层的水破坏。有的高速公路通车仅一年，表面层就产生了不少坑洞，但中面层很完整。其他表面层用 I 型沥青混凝土、SAC 和重交沥青 SMA 的高速公路上也有类似情况，见图 3。

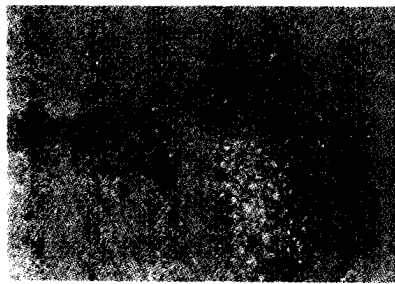
其二是，透过表面层的水较快渗入中面层，滞留在中面层的水因难于或来不及透过中面层进入底面层之前中面层沥青混凝土强度变弱，沥青剥落，甚至松散，导致表面层首先在行车道的轮迹带上产生网裂形变；有的甚至产生明显辙槽。在随后的降雨过程中，可能产生两种不同情况一种是原网裂形变进一步恶化直到产生坑洞和表面松散，见图 4。第二种是在仅产生辙槽的情况下，如有更多的雨水进入并滞留在中面层内。在行车荷载作用下，滞留在中面层内的水向上侵蚀表面层的底部，使底部沥青混凝土的沥青剥落变成松散，同时辙槽深度显著增加到 5cm 以上。将上面两层挖除后，看到底面层完整，仅外露碎石表面的沥青已经剥落。

雨水进一步透入中层面后，水向下侵蚀底面层的上部，使上部沥青混凝土中的沥青剥落，沥青混凝土变成松散并逐渐向下发展直到底面层的底部。此时表面的辙槽深度达到最大值约 10cm。将三层沥青面层挖除后，基层完好无损。

其三是，透入表面层的水透过中层面进入底面层。如果在底面层顶面有粘结防水层，或有质量好的下封层，同时进入的水量不大，则滞留在底面层内的水会使底面层沥青混凝土强度减弱，进而沥青剥落，甚至沥青混凝土松散，它导致沥青面层表面产生网裂形变。在基层顶面没有粘结防水层或虽做了下封层，但质量不好的情况下，进入底面层的水直接滞留在基层顶面。行车荷载产生的水压力，使滞留水首先冲刷基层表层的水泥细料或二灰细料，接着向下冲刷并形成白浆，在行车荷载的泵吸作用下，白浆被唧到面层表面，浆被唧出的过程中，沿途的沥青混凝土碎石上沥青剥落，轻者表面产生网裂形变，重者很快产生坑洞。碎石被甩出洞外，洞中积水 见图 5。



图 3



照片 4



照片 5

早期竣工的高速公路中，有一部分半刚性基层用路拌法施工，而且有的用农用机械拌和，有的用平地机配合农用机械拌和，半刚性基层的质量不好，沥青混凝土面层用小型非现代化机械拌和，摊铺和碾压。所用沥青混凝土的矿料级配难以实现，沥青混凝土面层的不均匀较大，透水性大，因此第三种水破坏现象较多。

以上的调查表明，沥青面层的表面层、中面层和底面层哪一层都不能让水侵入和滞留。只要水能侵入哪一层并滞留在该层就会产生水破坏。

近三四年来，在中国表面层用改性沥青 SMA、中面层用改性沥青 AC20I 的高速公路较多。国道主干线有，非国道主干线也有，虽然沥青面层的总厚度达 16~18cm 半刚性材料层一般达到 60cm 厚 但没有取得优良效果。正式开放交通几个月或不到一年，这些高速公路行车道的沥青面层就产生大面积的严重水破坏。为保持行车正常、安全和舒适，不得不将行车道大量铣刨两层，少部分甚至铣刨三层后，重铺新面层。例如：

东部地区某高速公路的两个标段，于 2001 年年底通车。由于材料和施工原因，改性沥青 SMA 表面层的孔隙率较大，水透过表面层进入并滞留在改性沥青中面层内，使中面层沥青混凝土的沥青剥落，强度大幅度降低甚至变成松散。2002 年春季 面层表面就产生多种早期破坏现象 既有坑洞、松散 又有推挤、拥包和辙槽。不得不铣刨两层后，重铺原设计的面层。但到六七月份，新铺沥青面层又产生了与上述相似的过早水破坏现象。

2002 年秋末通车的北方某高速公路长约 130km 沥青面层结构同上。2003 年春季，面层就开始产生水破坏。到七八月份，水破坏发展得很严重。当年将行车道沥青面层铣刨两或三层后重铺相同面层的路段约占 20%。2004 年水破坏继续增加，挖补或铣刨重铺也在继续进行。

4 严重辙槽

众所周知，在其他条件相同的情况下，柔性路面的辙槽要比半刚性路面严重得多。因为，柔性路面的辙槽是由沥青面层、柔性基层、底基层和土基几部分的永久形变组成；而半刚性路面的辙槽实际上仅是沥青面层的永久形变，因为半刚性材料层不会产生压缩形变，其下的土基受的压应变很小，也不可能反映到面层表面。

近三年来，一些已通车多年的高速公路，如长平、石安等高速公路都产生了严重辙槽。一些新建的高速

公路，含用重交沥青做的面层和用改性沥青做的 SUP 面层，甚至表面层和中面层都使用了改性沥青，通车不到一年，行车道就产生了严重辙槽。就两层都用改性沥青 SUP 的高速公路来看，在国道主干线高速公路的行车道上产生了严重辙槽。不得不在槽深 $> 25\text{mm}$ 的路段上铣刨一或两层后重铺面层。2002 年底通车的某段高速公路长约 180km。2003 年夏季过后，铣刨重铺段约超过 100km。

在 2002 年年底通车的某非国道主干线高速公路的行车道上，改性沥青 SUP(中面层也用改性沥青) 表面层也是开放交通不到一年就产生了严重辙槽。在槽深大于 25mm 的路段上才铣刨一层重铺的情况下，共铣刨重铺了一半多。

2002 年 12 月底开放交通的面层仅用重交沥青的某高速公路的某段长约 70km。到 2003 年 9 月，不但行车道而且超车道上也产生了严重辙槽、槽深最大达 8cm 。此时，正在铣刨后重铺面层，但后面已经重新铺过的面层又开始产生明显辙槽。

2003 年 6 月底开放交通的某山岭重丘区高速公路的一段长约 12km 沥青面层厚 16cm 表面层为 SAC16 中面层为 AC20I、底面层为 AC25I。有两个连续上坡段，分别包括 9 和 10 个小段，最小纵坡为 0.4% 最大纵坡为 4.7% 。通车仅一个月，几乎全线的上坡段都产生了显著辙槽。辙槽深度最小的断面为 $3\sim 9\text{mm}$ 平均 5.7mm 最大的断面为 $13\sim 52\text{mm}$ 平均 28mm 。据调查辙槽仅发生在中面层和底面层，并以中面层为主，表面层基本无变形。

多数高速公路行车道上常有两条辙槽，一条在外轮迹带上，另一条在内轮迹带上。京沪高速公路某省路段行车道上两条轮迹带的辙槽又各有两条小辙槽呈 W 形 见图 6。



图 6

5 路面早期破坏的原因

5.1 重要外因

近几年来，行驶在高速公路上的车辆组成产生了很大变化，重型货车的数量显著增加，而且货车普遍超载。在部分高速公路的一些路段上，货车中比例较多的是轴载 $140\text{kN}\sim 150\text{kN}$ 的车 最大轴载达 240kN 。多数货车的轮胎充气压力从 0.7MPa 增加到 0.9MPa 少数超过 1.0MPa 甚至高达 1.2MPa 。这些货车是促使沥青路面产生早期或过早破坏的重要外因。

对于严重辙槽，夏季连续高温也是个重要外因。

对于严重水破坏，降雨量的大小和高速行车也是重要外因。

5.2 重要非技术内因

(1) 不合理工期 在近十年 特别是近六、七年来 高速公路一旦立上项 批准开始建设 有关省市领导就要求提前完成任务。预定工期常要缩短三分之一左右。结果造成抢工抢料。抢料时，根本顾不上质量，只要有料就行。抢工时，不管气温高低，从清晨四五点钟开工直到午夜十二点，都在铺筑沥青混凝土。有时刚下过雨，下层顶面还潮湿，就往上铺筑沥青混凝土。有的甚至边下雪，边铺沥青混凝土，完全违背科学。这是造成多条高速公路路面产生严重早期破坏的重要内因之一。2004 年 1 月 5 日 在全国交通工作会议前 黄菊副总理曾指示：在保证合理工期和建设质量的前提下，要加快进度，抓紧做好前期工作……这是针对性很强的重要指示。

(2) 不合理标价 现在执行低价中标的高速公路工程越来越多。现在有施工资质的单位也越来越多。互相压低投标价，竞争很激烈。有的比标底价降低 40% 中标 至少比标底价降 20% 才能中标。大单位拿了标，分给小单位做。小单位拿到工程后，还可能将某项单位工程再分包出去。这样实际花在工程上的钱比 80% 标底价还要明显减少。这样使一些工程只能靠偷工减料来完成。

5.3 水破坏的重要内因

水破坏的重要内因之一是所用沥青混凝土的孔隙率较大。

所用沥青混凝土，特别是表面层沥青混凝土的实际孔隙率较大，雨水较易进入表面层，并导致水破坏。

调查证明 凡是使用 II 型或相当于 II 型的抗滑表层级配做面层的高速公路，其水破坏程度较密实式沥青混凝土要严重得多。

水破坏的另一重要内因是片面强调整度，忽视了压实度。

最典型的第一条高速公路是沪宁高速公路江苏段。该段高速公路是国内率先提出并实现平整度指标要求的。由于没有经验，未能同时提出必须在保证压实度的前提下实现平整度要求。在开放交通的第二年夏天，一场大雨后，在长 20 km 的南京段就产生了 180 多个水破坏坑洞。虽然该段表层采用了密实式 SAC16 室内最大孔隙率 4.6%)，但事后的检测表明表面层的实际孔隙率达 13% 左右。它证明竣工表面层的压实度只有约 92%。沪宁高速公路平整度的成功促进了随后高速公路建设的质量意识明显提高。纷纷提出较高的平整度要求。但是仍一些高速公路面层施工不强调压实度。这些高速公路的沥青面层避免不了产生较多的水破坏坑洞。在第三者提醒的情况下，某工程负责人甚至说，现在先解决平整度，以后回过头来再解决压实度。结果该高速公路通车一年表层就产生了不少水破坏坑洞。

水破坏的第三个重要内因是沥青混凝土的不均匀性大。

由于矿料质量、施工技术要求、工程管理等多方面的原因，中国面层用沥青混凝土的离析现象和不均匀性较大。在面层表面随机分布着数量不一的薄弱点。在降雨过程中，雨水在一些薄弱点被快速行驶车辆轮胎下产生的大动水压力（同济大学翟冬梅的研究表明，车速 40km/h 时动力水压力为 0.06MPa 车速 80km/h 时动力水压力为 0.24MPa 车速 120km/h 时动力水压力为 0.56MPa）压入面层。在中、底面层沥青混凝土不是很密实的情况下，自由水会被一直压到底面层的底部。如基层顶面没有良好的防水层，自由水就滞留在基层顶面。在行车反复作用下，压力水首先冲刷基层顶面的水泥砂或二灰砂细料，接着往下冲刷，在基层顶面形成白浆。快速行车将白浆泵吸到面层表面，形成圆形白浆块。车轮粘上白浆往前开，形成一条含 8~10 个间隔式圆形白浆轮迹的带，见图 7。随交通量大小而变，在降雨过程中，表面水被继续通过薄弱点压入面层中，基层顶面的白浆也被行车经过相同的通道继续泵吸到表面。这种压入水和泵出浆的反复作用使通道附近沥青混凝土产生沥青剥落，继而变成松散，并形成圆形积水坑洞。行车通过，将洞中的碎石甩到硬路肩上。散落在硬路肩上的石灰岩碎石被冲洗得很干净，无一点沥青痕迹。坑洞中余留的碎石同样是被冲洗得很干净。一些开放交通一年左右的高速公路，沥青路面产生的水破坏常是这种形式。此时沥青路面还没有产生任何裂缝，所以水破坏坑洞与裂缝毫无关系。



图 7

沥青路面的不均匀性可反映在多个方面。如雨后路表的水印，现场用水检验时透水，不同位置钻件表面的孔隙率和粗细集料的分布状况等，见图 8~10。

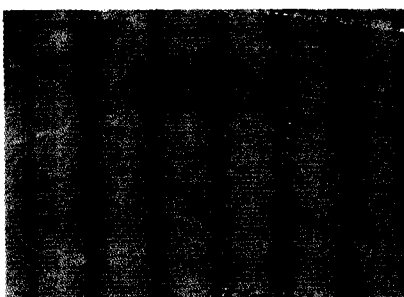


图 8

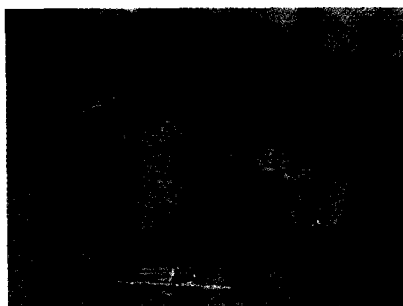


图 9

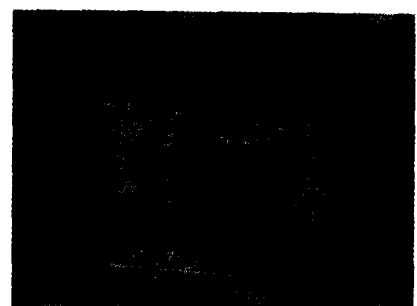


图 10

水破坏的第四个内因是沥青面层的裂缝。

由于沥青混凝土是一种热胀冷缩材料，它的温缩系数是半刚性基层材料的四倍左右。在北方冰冻地区，此种材料的抗拉强度又常小于实际产生的低温收缩应力。所以在冬季大风降温过程中，沥青面层就会产生低温裂缝，例如在北京地区新铺重交沥青混凝土面层常在第二个冬季开始产生横向裂缝，加有 PE 的改性沥

青混凝土面层可能在当年冬季就开始产生裂缝。1980年建成的山西黄寨柔性试验路面的裂缝观测表明,即使在夏秋季,也有裂缝产生。因为夏秋季同样有昼夜温差,甚至小时温差存在。有温差,就会产生温度应力。温度应力的反复作用会使沥青面层产生温度疲劳裂缝。广深高速公路广州段长 20km 沥青面层厚 32cm,于 1993 年年底抢工通车。1995 年 1 月,笔者随意下车步行 1000m 察看路面状况 发现有 11 条贯通横缝 它不可能是“反射裂缝”。国外的柔性路面同样会产生很多横向温度裂缝。加拿大圣安妮柔性路面试验路第一个冬季的裂缝。该试验路每段长 122m 横向裂缝却有 30~70 多条。图 11 为美国德克萨斯州柔性路面的裂缝。实际上每个国家的沥青路面都有裂缝。所以美国某公路专家曾说,现在我们能将宇宙飞船送到太空去,但我们没有办法消灭沥青路面的裂缝。

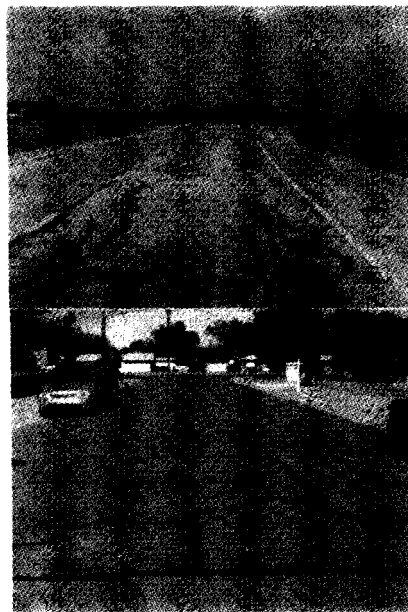


图 11

既然沥青混凝土层放在柔性基层上要产生温度裂缝,将其放在半刚性基层上,肯定也要产生温度裂缝。德国 18 年的跟踪调查研究表明,半刚性路面的裂缝最终与柔性路面的裂缝无明显差异。半刚性基层上的沥青面层,特别是较薄的单层沥青混凝土表面的裂缝会比柔性基层上沥青混凝土面层的裂缝多一些。多出的裂缝可能是反射裂缝。但针对当前中国半刚性基层上沥青面层厚 16~18cm 的具体情况,反射裂缝所占比例不大,甚至很小。京秦高速公路沥青面层厚 16cm,表面层有改性沥青 SMA16 和改性沥青 AC161 型。1999 年末通车三年后,不同类型面层产生的裂缝几乎相同。少者每千米长路段有 30 条横向裂缝,多者每千米长路段有 50 条左右横向裂缝,最多的达 60 条。1988 年 10 月底完成的京石高速公路正定试验路中有一段长 100m 的改性沥青 SAC16 面层 仅厚 4cm。到 1998 年 8 月,往上加铺面层时共有 6 条半横向裂缝。其裂缝数量仅略多于京秦高速公路。

新铺沥青面层刚产生的裂缝,往往仅深入表面层的上部。过一个冬季或一定时间后,裂缝又会深入到面层底面,甚至引发基层在相同的位置开裂。所以通车两三年后沥青面层的裂缝往往已贯穿面层,甚至进入基层。

降雨过程中,雨水会自由流入并充满裂缝直到面层底面及滞留在基层顶面,同时向缝的两侧扩散。在行车荷载反复作用下,滞留在基层顶面的自由水冲刷基层顶部的细料并逐渐向深处冲刷,形成白浆。反复作用的行车荷载将白浆通过裂缝唧到表面,沿裂缝呈条状分布。车轮粘上白浆后,向前行驶就在面层表面形成。

条块状间隔式的横向白色痕迹,见图 12。由于雨水自由流入裂缝以及白浆也是较自由地通过裂缝被唧到表面。所以它对沿途沥青混凝土的破坏作用较小。它初期能使裂缝下陷约 3mm,然后会导致裂缝两侧碎裂。如不及时养护,这种条形破碎会逐渐扩宽。这类水破坏至少在通车仅一年左右的高速公路上很少发现。在通车三四年以上的高速公路上能看到,但数量比圆形坑洞少得多。因为并不是多数裂缝会产生这种水破坏。而且这种水破坏的发展过程比较缓慢。在这类高速公路上与裂缝有关的圆坑洞很少。

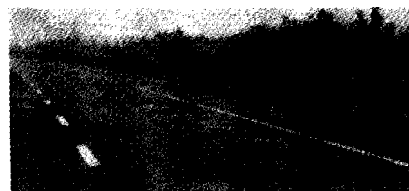


图 12

中国多条早期高速公路沥青面层的裂缝很多,但水破坏很少。例如,沈大高速公路 1986 年完成的辽阳-鞍山段 50 多 km,1987 年春就有很多横向裂缝,极少数间距短者仅几米,绝大部分裂缝的间距为 20~30m 还有极少数间距达 70~80m。但裂缝逐年增加 到 1998 年,也就是十二年以后绝大多数裂缝间距已不足 5m 尽管如此,该段路面很少水破坏。1988 年 10 月通车的沪嘉高速公路,一年后面层就开始产生横向裂缝。然后裂缝逐年增加。据说十年后已有近 1000 条横向裂缝。但没有产生多少水破坏。1993 年 9 月全线通车的京津塘高速公路河北段是裂缝最多的,也很少水破坏,北京段长 35km,1994 年没有横缝和纵缝 出现水破坏坑洞 20 个 到 1997 年横缝产生 594 条 纵缝 35 条,水破坏坑洞产生 52 个。补的面积共 5m²。1998 年新增横缝 621 条和纵缝 37 条 共产生坑洞 12 个 补的面积共 3m²。上述这些坑洞都与裂缝无关。前

述沪宁高速公路 1996 年 9 月中通车 1997 年沥青面层还没有横向横缝, 8 月上旬一次大雨后南京段 20km 一下就产生了 180 多个水破坏坑洞。1994 年 12 月抢通车的西安高速公路东侧 100km 左右, 一个冬季过后一条裂缝都没有但 1995 年 5 月第一场雨后就开始产生水破坏唧浆坑洞。到雨季路面唧浆坑洞现象就产生得很多。据说当年修补面积超过 0.1%。有的位置虽有唧浆但没有坑洞仅表面产生网裂形变。到第二个雨季, 在同样的位置又产生唧浆, 网裂形变更严重甚至形成断续的纵向网裂形变带, 犹如路面产生了结构性破坏。已通车六年的某某高速公路上也常看到将面层铣刨及清扫基层后, 基层顶面无裂缝, 整体完好, 但表面很粗糙, 二灰碎石中的大中碎石有半颗以上外露, 碎石与碎石间隙中的二灰已被冲刷成浆唧到路表面, 余下的细集料在清扫基层时已被清除余下的粗集料仅下部还结合在一起。如不重铺面层再过一个雨季, 基层上部几厘米厚将会松散。

5.4 严重辙槽的内因

造成基层上部冲刷甚至松散的原因 是表面水的反复进入和冲刷的结果 不是基层本身‘衰老’的结果。

(1) 沥青混凝土的矿料级配不合适 中国已通车的多数高速公路都使用规范中的连续式密级配, 如 AC161、AC201 和 AC251 等做沥青面层的各层。这些沥青混凝土的高温抗形变能力较差, 不同单位的试验结果 它们的动稳定度常小于 1000 次/毫米 有时只有 500 次/毫米左右。不能承受重载交通的反复作用 容易产生严重辙槽。

(2) 为避免产生水破坏, 有意在沥青混凝土中多用细集料和沥青。某高速公路采用这种措施后通车一两年就产生严重的辙槽。随通车时间增长, 辙槽更加重。不得不逐段铣刨 2~3 层后重铺面层。

(3) 未经认真试验研究 就大量使用美国的 SUP。虽然同时使用改性沥青, 意图提高沥青混凝土的高温抗形变能力。由于 SUP 仅是一种密实结构, 其粗集料含量明显少, 形不成骨架结构。所以用在重载高速公路上 仍会产生严重辙槽。

(4) 自由水进入并长期滞留在中面层内, 使中面层沥青混凝土强度显著减弱、沥青剥落直到松散。表面开始产生较严重辙槽。辙槽两侧鼓起。在降雨过程中, 雨水能更快更多地进入面层。最终造成深达 5~10cm 的严重辙槽。将三层沥青面层都挖除后, 二灰碎石基层都完整无损, 还没有受到水的侵蚀。这种外观是严重辙槽, 实质是严重水破坏的另一种形式。

6 解决早期破坏的主要措施

6.1 解决水破坏的主要措施

1998 年笔者总结沪宁高速公路沥青面层正反两方面的经验后, 提出了解决水破坏的综合措施如下:

(1) 沥青面层的各层都要用孔隙率不大于 4% 的密实沥青混凝土;

(2) 提高沥青与矿料的粘结力要求: 表面层为五级, 中、底面层为四级;

(3) 提高沥青混凝土层的压实度要求: 表面层不小于 98% 中、底面层不小于 97%。同时增加一个现场孔隙率指标: 表面层不大于 6% 中、底面层不大于 7%;

(4) 采取各种措施提高沥青混凝土的均匀性;

(5) 近两三年来又增加一个措施: 在中面层上设置改性沥青粘结防水层, 防止水进入下层。

采取这些措施后, 取得了满意的优良效果。例如在广东等省先后实施了多条高速公路。

(1) 广东机荷高速公路长约 70km 表面层使用了重交沥青 SAC16, 1997 年通车至今很少产生水破坏。

(2) 1999 年 12 月开放交通的广珠东线高速公路逸仙大道段长 17km 多, 各层都使用了重交沥青。表面层采用了既密实高温抗形变能力强, 表面抗滑性能又好的 SAC16; 底面层和调平层采用了相同性能的 SAC25。2003 年底, 即通车四年整时观测各种大小坑洞(含滴油产生的小洞)面积不到二十万分之一。

(3) 广东其他几条使用 SAC16 表面层的高速公路, 开放交通两三年来也很少水破坏。

(4) 2003 年元月, 在广东两座跨径约 100m 的旧水泥混凝土大桥桥面上铺设粘结防水层后, 分别铺了厚 3cm 和 4cm 的 SAC10 改性沥青薄面层。开放交通至今没有产生任何破坏现象。

(5) 1999 年底通车的四川成雅高速公路中有 100km 表面层使用了重交沥青 SAC13。通车四年半来水破坏(主要产生在混凝土桥面上)修补总面积不到二十万分之一; 表面均匀美观, 构造深度仍大于 0.6mm 见

图 13。

(6) 2000 年 5 月完成的济青高速公路上 2400m 长、厚 25mm 的 SAC10 很薄磨耗层试验路。其中约 2270m 长使用了 SBS 改性沥青, 130m 长使用了 AH-70 沥青。至今没有产生水破坏和严重辙槽。

以上这些路面的成功主要归功于业主、施工单位和监理的共同努力。

在此期间, 由于多种原因, 也有几条使用了 SAC16 表面层的高速公路没有取得满意的结果。例如, 1997 年底通车的石安高速公路, 第二年夏季就开始泛油。随后泛油现象逐年严重。三年后开始产生辙槽, 2002 年夏季开始辙槽发展很快。不得不开始逐段铣刨一两层, 重铺新面层。

此外, 还有安新高速公路和铜黄高速公路的长 1100m 的 SAC16 试验路等。

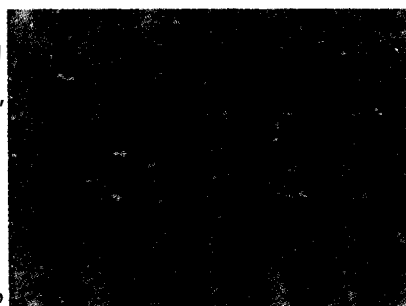


图 13

6.2 解决严重辙槽的主要措施

可以说, 现在已比较有把握用较少的资金来解决严重辙槽问题, 例如:

- (1) 使用骨架密实结构的 SAC 系列做面层的各层;
- (2) 在重载交通高速公路上, 沥青面层的表面层可以使用改性沥青或重交沥青;
- (3) 中面层使用的沥青标号要比表面层所用沥青低 1~2 号;
- (4) 底面层可用 30 号沥青, 特别在华北南部以及南方地区, 底面层应用较硬的 30 号沥青;
- (5) 重交沥青混凝土也能防止产生严重辙槽。

前面提到的广深高速公路, 四层沥青混凝土或沥青碎石全部使用了重交沥青。近几年的交通量折合成全程车流量每年约 1600 多万, 平均 4 万多辆/昼夜, 其中轴载接近 100kN 及其以上的约 10000 辆/昼夜。按每侧三个车道的折减系数考虑, 设计车道的重车数量也超过 3000 辆/昼夜。它是国内交通量最大的高速公路。但通车 10 年来没有产生严重辙槽, 仅局部小段有深 15~25mm 的辙槽。

从资料上看到重交 AH-70 沥青 AC20I 的动稳定度常不超过 1000 次/毫米。最近用骨架密实结构选定 SAC20 级配用加德士 AH-70 做成试件测得的动稳定度 60℃, 0.7MPa 平均为 2980 次/毫米。用 30 号沥青时, 沥青混凝土的动稳定度约 7000 次/毫米, 试验轮作用 3000 时的相对形变为 1.01%。用路安特改性沥青时, 沥青混凝土的动稳定度虽接近 10000 次/毫米, 但荷载轮作用 3000 次时的相对形变却略大于 30 号沥青, 为 1.08%。

参 考 文 献

- [1] 郭天星, 王艳凤. 改善沥青路面使用性能的途径与方法. 科技情报开发与经济, 2004.
- [2] 薛连旭, 林江淮. 浅析青路面的早期破坏及防治. 广东公路交通, 2004.
- [3] 岳福青, 杨春风, 魏连雨. 半刚性基层沥青路面反射裂缝形成扩展机理与防治. 河北工业大学学报, 2004.
- [4] 何兆益. 碎石基层防止半刚性路面裂缝及其路用性能研究. 南京: 东南大学, 1997.
- [5] 同济大学道路与交通工程研究所. 半刚性基层沥青路面. 北京: 人民交通出版社, 1991.
- [6] 王福君. 浅析沥青路面早期破坏原因. 呼伦贝尔学院学报, 2004.

多孔混凝土疲劳性能的研究

王秉纲 郑木莲

(长安大学特殊地区公路工程教育部重点实验室, 陕西西安 710064)

摘要: 多孔混凝土作为路面的基层, 和面层一起受到车辆荷载和温度的反复作用, 结构设计中需考虑其疲劳性能。通过室内小梁弯拉疲劳试验, 分析疲劳寿命试验数据的概率分布, 得出多孔混凝土疲劳寿命服从双参数威布尔分布, 以此建立了不同应力水平和等效应力水平下两种形式的疲劳方程; 分析了疲劳寿命变异性的影响因素及减小变异性的相应措施, 比较得出其疲劳性能优于半刚性基层材料。利用得出的疲劳方程, 建立了以多孔混凝土作为水泥混凝土路面下面层荷载应力计算的疲劳应力系数, 以及作为沥青路面基层时, 进行层底弯拉应力验算的弯拉强度结构系数, 可用于路面结构计算。

关键词 道路工程 多孔混凝土疲劳性能 疲劳试验 疲劳方程 疲劳应力系数 弯拉强度结构系数

中图分类号 U416.216

文献标识码 A

0 引言

多孔混凝土是由水泥、粗集料和水拌制而成的贫混凝土。由于这种混合料无砂或少砂, 其硬化后存在较多和较大的孔隙, 正是由于这些孔隙的存在, 使得多孔混凝土具有良好的排水性能。为解决路面结构水损坏问题, 采用多孔混凝土排水基层便成为重要途径之一。作为路面基层的多孔混凝土, 和面层一起受到车辆荷载和温度的反复作用, 结构设计中需考虑其疲劳性能。

1 疲劳试验及疲劳方程

1.1 疲劳试验

目前, 各国进行的疲劳试验主要有两种类型: 一是测试实际路面在真实汽车荷载作用下的疲劳性能, 这以美国 AASHO 试验路为典型代表, 以及用足尺路面结构试验模拟汽车荷载对路面的疲劳作用, 如美国华盛顿州立大学室外大型环道试验及中国重庆交通科研设计院的室内大型环道试验等; 二是室内小型试件材料的疲劳试验。第一类方法能较好反映路面的实际疲劳性能, 但耗资巨大、周期长, 且试验结果受当地环境及所用路面结构影响较大。因此, 使用较多的还是室内小型试件材料的疲劳试验。笔者采用室内小梁弯拉疲劳试验, 得出多孔混凝土的疲劳方程。

1.1.1 试验概况

试验采用陕西秦岭 32.5 级普通硅酸盐水泥、石灰岩碎石 级配见表 1。每立方米多孔混凝土拌和物中集料、水泥和水分别为 1651.3、183.5、82.6kg。

试验采用应力控制模式, 在 MTS850 机上进行 加载波形统一采用正弦波 基本接近于路面上行车荷载作用的实际波形。荷载作用频率当应力水平 $S < 0.85$ 时为 15Hz, $S \geq 0.85$ 时为 1Hz 加载时间间隔为零。

作者简介 王秉纲(1934-)男, 长安大学教授, 博士生导师。

循环特征值采用式 (1)

$$R = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} \quad (1)$$

式中: R 为循环特征值 即低高应力比; σ_{\min} 为作用于试件的最小荷载; σ_{\max} 为作用于试件的最大荷载。

疲劳试验的低高应力比可参考汽车最小和最大质量比例并考虑温度应力的大小取值。本次疲劳试验中采用 0.08、0.20 和 0.50 三种低高应力比。

表 1 碎石集料级配

筛孔直径 /mm	25	20	10	5
通过率 /%	100	95	37.5	0

1.1.2 试验结果

(1) 一次荷载试验

疲劳试验前需要进行一次荷载强度试验 为了减小测定误差 试验过程中增加了小梁试件的个数 取 10 根与疲劳试验相同配比、相同龄期的试件进行弯拉强度的测定 其结果如表 2 所示。

表 2 一次荷载试验结果

试验项目	试验结果										均值	标准差	变异系数
极限荷载 /kN	15.0	14.4	15.6	14.6	14.4	14.0	14.2	14.6	14.0	16.0	14.68	0.67	0.05
弯拉强度 /MPa	2.00	1.92	2.08	1.95	1.92	1.87	1.89	1.92	1.95	2.13	1.96	0.08	0.04

(2) 疲劳试验结果

为使试验误差尽可能小 测定了 49 根同种材料、同种配比的小梁试件不同应力水平、不同低高应力比的疲劳寿命 其结果如表 3 所示。

1.2 疲劳方程

1.2.1 试验数据处理

多孔混凝土疲劳寿命是一个随机量, 从表 3 可以看出其离散性较大, 需要研究其概率分布, 才能较为准确、全面地建立疲劳方程。已有研究表明, 普通混凝土疲劳寿命 N 和等效疲劳寿命 $\bar{N} = N^{1-R}$ 均服从双参数威布尔分布 后者即

$$\rho = F(\bar{N}) = 1 - \exp\left(-\frac{\bar{N}^m}{t_0}\right) \quad (\bar{N} \geq 1; m, t_0 > 0) \quad (2)$$

或变形为

$$\ln \ln \frac{1}{1 - F(\bar{N})} = m \ln \bar{N} - \ln t_0 \quad (3)$$

式中: m 和 t_0 分别为形状参数和尺度参数。

对表 3 中多孔混凝土的疲劳试验结果进行威布尔分布检验, 得到各相应水平下的系数 m 和 t_0 见表 4。

由表 4 的分析结果可知 $\ln N$ 与 $\ln \ln \frac{1}{1 - F(\bar{N})}$ 的线性关系良好 相关系数较高。因此 对于多孔混凝土其等效疲劳寿命 N 服从双参数威布尔分布检验, 即失效概率满足式 (2) 可以用此数学模型处理所得试验资料。

1.2.2 疲劳方程的建立

本次多孔混凝土的疲劳试验结果经过分析之后, 建立了如下形式的疲劳方程

$$\lg S = \lg\left(\frac{\sigma_{\max}}{f_r}\right) = \lg a - b(1 - R) \lg N \quad (4)$$

或

$$\lg \frac{S(1 - R)}{1 - SR} = \lg a - b \lg N \quad (5)$$

式中: a 、 b 为疲劳试验待定系数, f_r 为多孔混凝土的弯拉强度; 其余符号意义同前。

现建立如式 4) 所示的疲劳方程。将回归所得的系数 m 和 $\ln t_0$ 代入式 3) 计算得到各应力水平上相应于不同失效概率 ρ 的等效疲劳寿命 N ，进而可以建立不同失效概率下的疲劳方程。其回归系数及相关系数如表 5 所示。其中失效概率为 50% 的疲劳方程为

$$\lg S = \lg 1.0216 - 0.046(1 - R)\lg N \quad (6)$$

此外，为了便于由疲劳方程推导出荷载疲劳应力系数，将 $\frac{S(1-R)}{1-SR}$ 看作等效应力水平 S 再次应用双参数威布尔分布模型建立如式 5) 所示的疲劳方程。不同失效概率下疲劳方程的回归系数及相关系数如表 6 所示。其中失效概率 50% 的疲劳方程为

$$\lg S = \lg 1.0493 - 0.0486\lg N \quad (7)$$

表 3 疲劳试验原始数据

低高应力比 R	应力水平 S	疲劳寿命 N	低高应力比 R	应力水平 S	疲劳寿命 N	低高应力比 R	应力水平 S	疲劳寿命 N	
0.08	0.65	3506	0.08	0.80	206	0.2	0.70	205918	
		32003			275			523708	
		55069			1562		375		
		56258			2260		4071		
		58500			13673		4691		
	0.70	654		0.85	49		5665		
		1415			109		70165		
		2453			170		81		
		66506			0.65		3608	0.80	251
		267484					18042		573
	-	193368	966						
	0.75	502	0.2	313491		4952			
		1083		617500		6			
		1345		1019	31				
		1670		3117	104				
		2969		0.70	32823	0.5	0.70	195751	
	3337	-	0.80		5825				

表 4 WEIBULL 检验的回归系数及相关系数

应力水平 S	回归系数 m	回归系数 $\ln t_0$	相关系数 R
0.65	0.6821	6.7832	0.94726
0.70	0.4392	4.0227	0.92369
0.75	0.9118	6.6683	0.93664
0.80	0.6208	4.0191	0.93408
0.85	0.7659	3.0880	0.98752

2 疲劳分析

2.1 疲劳寿命的变异性

2.1.1 影响因素

多孔混凝土疲劳性能的影响因素较多，故其疲劳寿命的变异性较大。在疲劳方程中采用的应力水平 S

包含有混凝土的极限强度值，而影响疲劳强度的一些材料特性如集料性质、水灰比及龄期等，都可通过极限强度得到反映，已不再成为影响疲劳方程的主要变量。这样造成疲劳寿命变异性的因素主要为加载频率及加载强度。

表 5 疲劳方程回归系数

失效概率 ρ	回归系数 a	回归系数 b	相关系数 R
0.50	1.0216	0.0460	0.98230
0.45	1.0144	0.0465	0.98311
0.40	1.0065	0.0471	0.98321
0.35	1.0032	0.0475	0.98224
0.30	1.0148	0.0480	0.97995
0.25	1.0294	0.0483	0.97550
0.15	1.0747	0.0482	0.95399
0.10	1.1148	0.0471	0.92785
0.05	1.1866	0.0436	0.86706

2.1.2 减小变异性的措施

本次疲劳试验，采用以下措施减小疲劳寿命的变异性。

(1) 加大静载测试试件的数量。这样可以更为接近所要进行疲劳试验试件的平均极限强度，减小应力比确定时的偏差。

(2) 选用较低频率。在高应力水平时，疲劳试验的离散性变大，此时尽量采用较低的加载频率进行试验。文中试验荷载作用频率当应力水平 $S \geq 0.85$ 时为 1Hz。

(3) 反算极限强度。利用疲劳试验后梁试件的断块进行抗压试验，由抗压与抗弯拉的相关关系确定其弯拉强度。当静载试验测定的强度差别较大时，可反算极限强度确定实际的应力比。还可以利用这一方法对可疑的疲劳数据进行检验，决定取舍。

(4) 测试动态强度。由于加载频率对疲劳寿命影响显著，可在 MTS 试验机上采用与疲劳试验相同的加载频率和波形测定材料的弯拉强度，以此确定所需施加的荷载。多孔混凝土为脆性材料，破坏时为脆性断裂，所以试验时要迅速看清并记录强度峰值或用能记录瞬时荷载峰值的 MTS 试验机。

2.2 与半刚性和刚性材料疲劳特性的比较

对于水泥或二灰稳定粒料类及稳定土类等常用半刚性基层，中国研究者已由室内小梁和中梁弯拉疲劳试验和劈裂疲劳试验结果，整理得到了如式 (8)、(9) 的疲劳方程。为便于比较，普通水泥混凝土的疲劳方程式 (10) 在此一并列出。

$$\text{稳定粒料类 } \lg S = 0.1195 - 0.0658 \lg N \quad (8)$$

$$\text{稳定土类 } \lg S = 0.1226 - 0.0793 \lg N \quad (9)$$

$$\text{水泥混凝土 } \lg \bar{S} = \lg 1.084 - 0.0423 \lg N \quad (10)$$

长安大学对贫混凝土的疲劳特性进行了研究，得出其失效概率 50% 的疲劳方程为

$$\lg S = \lg 1.1497 - 0.052 \lg N \quad (11)$$

将疲劳方程 (8) ~ (11) 及多孔混凝土失效概率为 50% 的疲劳方程 7 绘于图 1 中。

从图 1 可以发现，上述几种材料中普通混凝土、贫混凝土和多孔混凝土三种材料疲劳方程斜率相当。但由于相同的应力水平下对应的疲劳寿命水泥混凝土最大，贫混凝土次之，多孔混凝土最小，因此疲劳性能以普通混凝土最优，贫混凝土次之，多孔混凝土最差。

此外图 1 中明显看出普通混凝土和贫混凝土的疲劳性能均优于常用的无机结合料稳定粒料和稳定土类半刚性基层材料。多孔混凝土的疲劳性能明显优于稳定土材料，在等效应力水平大于 0.56 时疲劳性能优于稳定粒料。但由于等效应力水平小于未考虑低高应力比的应力水平，对于图 1 中多孔混凝土相应的应力水

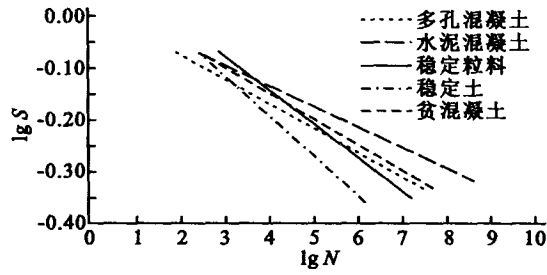


图 1 多孔混凝土与其他材料疲劳性能的比较

平还有所增大，这样更提高了其疲劳性能。而且相同的应力水平下多孔混凝土的实际应力比稳定粒料大，如果采用相同应力下对应的疲劳寿命，则多孔混凝土疲劳性能比稳定粒料更好。

3 疲劳方程的应用

3.1 荷载疲劳应力系数

多孔混凝土作为水泥混凝土路面的基层时，可采用弹性地基上的双层板理论进行求解，当计算多孔混凝土基层荷载应力时，需要知道多孔混凝土板疲劳应力系数值。

对于考虑荷载应力和温度应力综合作用的疲劳方程式 (7)，将荷载应力和温度翘曲应力代入式中的 S 和 R 即取 $\sigma_{\min} = \sigma_t, \sigma_{\max} = \sigma_p + \sigma_t$ 则可得

$$\lg \frac{\sigma_p}{f_r - \sigma_t} = \lg a - b \lg N \quad (12)$$

$$\frac{N^b}{a} \sigma_p + \sigma_t = f_r \quad (13)$$

因此，可以定义多孔混凝土疲劳应力系数为

$$k_f = \frac{1}{a} N_f^b \quad (14)$$

式中： k_f 为疲劳应力系数； N_f 为室内试验所得疲劳寿命； a, b 为疲劳方程中的系数。

a 和 b 根据失效概率为 50% 的疲劳方程 (13) 取值，可得多孔混凝土的疲劳应力系数为

$$k_f = \frac{1}{1.0493} N_f^{0.0486} \quad (15)$$

考虑到室内疲劳试验试件破坏时的疲劳寿命 N_f 与实际行车轴载作用次数的差异，如将式 (15) 用于路面设计中，还需要作如下修正：

(1) 间歇时间的影响。由于室内疲劳试验的荷载脉冲间没有设置间歇时间，将不利于材料疲劳损伤的恢复。与实际道路受荷情况相比，无间歇时间可导致室内材料试验的疲劳寿命减少到 20%。因此文中取系数 0.2。

(2) 轮迹横向分布的影响。在一个车道上行驶的车轮通过路面上某点最大概率一般为 40% 对于设分车道单向行驶的 50cm 宽轨迹，荷载横向分布频率最高为 57% 文中取轮迹横向分布系数为 0.5。

(3) 受力情况的影响。多孔混凝土是三维受力，而小梁试件是一维受力，致使试件疲劳寿命比路面实际寿命小于 3 ~ 7 倍 文中取 3 倍。

(4) 不利季节天数的影响。中国公路最不利季节是气温为 15 时，一般以每年 60d 计。此时相当于南方雨季和北方春融时期，此时路基强度最低，形成对基层底部弯拉应力的不利影响。

综合以上 4 个方面 室内试验所得疲劳寿命 N_f 与路面上实际累计当量轴次 N_e 之间的关系为

$$N_f = 0.2 \times 0.5 \times \frac{1}{3} \times \frac{60}{365} N_e = 5.48 \times 10^{-3} N_e \quad (16)$$

将式 (16) 代入式 (15) 中 可得

$$k_f = \frac{1}{1.3515} N_e^{0.0486} \quad (17)$$

为便于应用 取 a 为 1.35 b 为 0.049 即

$$k_f = \frac{1}{1.35} N_e^{0.049} \quad (18)$$

3.2 弯拉强度结构系数

多孔混凝土作为沥青路面基层时,对于高速公路、一级公路及二级公路,需要进行层底弯拉应力的验算。其弯拉强度结构系数是在疲劳回归方程的基础上,考虑了荷载横向分布、不利季节天数等因素而提出的。

由弯拉强度结构系数的定义,得知其值相当于应力水平的倒数。再根据疲劳方程式(7)可以得到

$$K_s = \frac{1}{1.0493} N_f^{0.0486} \quad (19)$$

式中: K_s 为弯拉强度结构系数; N_f 意义同前。

考虑室内疲劳试验与实际行车轴载作用的差异,将式(16)代入式(19)中可得

$$K_s = 0.7399 N_e^{0.0486} \quad (20)$$

同样地,为便于应用,式(20)可采用如下形式

$$K_s = 0.74 N_e^{0.049} \quad (21)$$

若考虑公路等级不同的影响,多孔混凝土的弯拉强度结构系数可表示为下列一般表达式

$$K_s = \frac{0.74}{A_c} N_e^{0.049} \quad (22)$$

式中: A_c 为道路等级系数,对于高速、一级公路取为 1.0,二级公路为 1.1,三、四级公路为 1.2。

4 结 语

(1) 通过室内小梁弯拉疲劳试验,得出多孔混凝土疲劳寿命及等效疲劳寿命均服从双参数威布尔分布,并通过此数学模型建立了不同失效概率下两种形式的双对数疲劳方程。

(2) 多孔混凝土疲劳寿命由于受到加载频率及加载强度等因素的影响而变异性较大,结合试验提出了减小多孔混凝土疲劳寿命变异性的几种措施。此外,通过比较,得出多孔混凝土疲劳性能优于常用的半刚性基层材料。

(3) 利用得出的疲劳方程,建立了多孔混凝土作为水泥混凝土路面下面层荷载应力计算的疲劳应力系数,以及作为沥青路面基层时,进行层底弯拉应力验算的弯拉强度结构系数,可用于路面结构计算。

参 考 文 献

- [1] 石小平.水泥混凝土的弯曲疲劳特性.土木工程学报,1990.
- [2] JTJ 014-97 公路沥青路面设计规范.
- [3] 凌天清水泥稳定土抗变拉强度结构系数的研究.中国公路学报,1992.

杭州湾跨海大桥工程建设管理

吕忠达

(杭州湾大桥工程指挥部 浙江杭州 310000)

摘要：介绍了杭州湾跨海大桥工程的实施方案，大桥采取了运作市场化、管理信息化、技艺标准化、奖惩合同化等工程管理措施。

关键词 跨海大桥 建设 管理 孔桥 市场化 标准化

中图分类号：U445.1 文献标识码 A

1 工程概况

杭州湾跨海大桥是国道主干线——同三线跨越杭州湾的便捷通道。大桥北起嘉兴市海盐郑家埭，跨越宽阔的杭州湾海域后止于宁波市慈溪水路湾，全长 36km。大桥建成后将缩短宁波至上海间的陆路距离约 120km，并成为世界最长跨海大桥。大桥的建设对于整个长三角地区的经济社会发展将产生深远而重大的影响。大桥力争 2008 年底建成 确保 2009 年通车。

据初设统计 全桥混凝土总量达 245 万方 钢材 80 余万吨 预制 50 米箱梁 404 片 预制 70 米箱梁 548 片 桥墩总数 630 个 桩总数 8544 根 其中钻孔桩 3400 根 钢管桩 5144 根 总投资约 118 亿元。大桥工程规模之大为世界建桥史所罕见。

大桥工程所处海域宽达 30 余公里 且杭州湾为强潮海湾 建桥受台风、急流、大浪、大潮、富淤、深冲、沼气等因素的影响大：(1)杭州湾南北两岸灾害性天气主要有台风(2~3 次/年)龙卷风(较少出现)雾(两小时以上大雾 2~4 次/年)雷暴(多发生于 7~8 月份)等；(2)桥位区海域平均流速 2.39m/s 实测流速最高达 5.16m/s；(3)南航道以南局部海域有鸡冠浪，表现为潮流和浪向紊乱；(4)由于长期的冲淤演变 两岸形成了宽阔的滩涂，南岸滩涂宽达 9km 北岸滩涂宽 1.46km；(5)根据桥墩局部冲刷试验结果 冲刷严重 其中施工期最大冲刷深度达 15.5m 运营期最大为 16.6m；(6)南岸浅滩地表以下 50~60m 层普遍存在有零星分布的浅层沼气。据分析，受这些建桥条件的制约大桥海上年施工有效作业约为 180 天。

为了确保工程的顺利实施，大桥工程实行政府领导下的工程指挥部负责制，在项目前期，围绕质量、安全、工期、创新、环保等方面提出了工程建设的总体目标 明确提出了争创“国家鲁班奖”工程目标。

大桥前期工作于 1993 年启动 历经预可、工可、初设、设计及开工准备等五个阶段 2003 年 11 月 14 日工程动工 截止 2004 年 7 月底，已累计完成工程投资 11.5656 亿元。目前工程进展顺利、开局良好。

2 工程方案

大桥按双向六车道高速公路设计 设计时速 100km/h 设计使用寿命 100 年。大桥设南、北两个航道 其中北航道桥为主跨 448m 的钻石型双塔双索面钢箱梁斜拉桥，通航标准 35000 吨 南航道为主跨 318m 的 A 型单塔双索面钢箱梁斜拉桥，通航标准为 3000 吨。除南、北航道桥外其余非通航孔桥采用 30~80m 不等的

预应力混凝土连续箱梁结构，且主要为跨径 70m 和 50m 的整孔预制架设的预应力混凝土连续梁。通航孔桥长 1.486km 非通航孔桥长 34.187km 引线道路长 0.327km。

2.1 北航道桥

北航道桥为 70+160+448+160+70m 五跨连续半飘浮体系钢箱梁斜拉桥。主梁为栓焊流线形扁平钢箱梁 梁高 3.5m。钢箱梁横隔板标准间距为 3.75m 钢箱梁内设置两道中纵腹板 其距钢箱梁中心线间距为 8.50m。斜拉索通过斜拉索锚头、锚固耳板、夹板及高强螺栓等与钢箱梁销接。斜拉索采用高强度低松弛平行钢丝外挤包高密度双层聚乙烯护层制成的扭绞型拉索，标准索距为 15m 最大索长 248.2m 重约 15 吨。全桥共设有 6 对多向活动竖向支座 4 组横向抗风支座 6 组横向阻尼限位装置 4 组纵向阻尼限位装置。在 B8、B13 号墩处各设一道大位移伸缩缝（DS1280）。

主索采用钻石型空间索塔。塔柱底面高程为 7.7m 塔顶高程为 186.5m 索塔总高度为 178.8m。索塔的整体造型以及各部分的断面形式既考虑了受力要求，又考虑了景观的要求，同时尽可能方便施工。

主塔基础根据受力需要，每个基础下设 26 根直径为 2.8m 的钻孔灌注桩。

2.2 南通通航孔桥

南航道桥为 100+160+318m 三跨连续半飘浮体系钢箱梁斜拉桥。主梁为栓焊流线形扁平钢箱梁，梁高 3.5m。钢箱梁横隔板标准间距为 3.75m 钢箱梁内设置两道中纵腹板 其距钢箱梁中心线间距为 8.50m。斜拉索通过斜拉索锚头、锚固耳板、夹板及高强螺栓等与钢箱梁销接。斜拉索采用高强度低松弛平行钢丝外挤包高密度双层聚乙烯护层制成的扭绞型拉索，标准索距为 15m 最大索长约 340m 重约 19t。全桥共设有 4 对多向活动竖向支座；2 组横向抗风支座；4 组横向阻尼限位装置；在索塔横梁处设一个纵、横向限位装置。在 D11、D14 号墩处各设一道大位移伸缩缝（DS480）。

主塔采用钻石型空间索塔。塔柱底面高程为 7.70m 塔顶高程为 202.0m 索塔总高度为 194.30m。索塔的整体造型以及各部分的断面形式既考虑了受力要求，又考虑了景观的要求，同时尽可能方便施工。通过空间及平面分析计算，在动、静载作用下，索塔结构满足受力及稳定性要求。

主塔基础根据受力需要，每个基础下设 38 根直径为 2.8m 的钻孔灌注桩。

2.3 非通航孔桥

非通航孔桥可分为海中深水区、滩涂区及陆地区三大类。根据各区段的工程条件，采用了不同的设计方案：(1)海中深水区 全长 18.67km 下部为直径 1.6m 长度 70~88m 不等的钢管打入桩基础，上部采用 70m 跨整体预制安装箱梁；(2)滩涂区 南岸滩涂桥长 9.7km 下部为直径 1.5~2.0m 不等的钻孔桩基础，上部结构采用 50m 跨整体预制安装箱梁；北岸滩涂桥长 1.61km 下部为直径 1.5~2.0m 不等的钻孔桩基础，上部采用 60m 跨模架现浇箱梁；(3)陆地区 南岸陆地桥长约 3.25km 下部基础为直径 1.0~1.5m 不等的钻孔群桩 上部为 30m 跨现浇箱梁 北岸陆地桥长 0.95km 下部为直径 1.0~1.5m 不等的钻孔桩基础，上部采用 50m 跨移动模架现浇箱梁。

3 工程管理

基于工程浩大、投资巨大、地位重要、效益显著的特点 杭州湾跨海大桥从设计到建设就贯彻“博纳、自信、创新、奋进”的企业精神理念 确立“建设一流大桥、培养一流人才、创造一流管理”的工程建设目标 坚持走大桥工程的科学发展之路。为此，继续坚持尊重科学、依靠专家和可持续发展的建桥理念，坚持一切从实际出发、按社会主义市场经济规律办事 坚持以人为本、以立功竞赛活动为抓手 以赛促管、管赛结合 着力抓好工程建设 努力把杭州湾大桥建设成为世界一流的、数字化的、廉洁的跨海大桥。

3.1 运作市场化

经过二十多年的改革开放，浙江省的经济得到迅猛发展，尤其是民营经济的异军突起，成为引领社会主义市场经济潮流的有生力量，大桥工程正是在这样的历史背景下应运而生。因此，在大桥工程的建设过程中 我们顺应历史发展的潮流，一切按市场经济规律办事 按市场化进行运作。

(1) 创新投资主体，组建项目公司。大桥工程总概算约 118 亿元 设计使用寿命一百年。是浙江省“十五”期间的“双百”工程。在长达十年的前期准备中 我们组织上千名专家开展 120 多个专题研究 为大桥工

程建设作好必要技术准备的同时，也同时开展对大桥工程建设资金筹措的前期准备。从宁波市民营经济“三分天下有其一”的实际出发，努力探索建立以民营资本为投融资主体的建设路子。经过充分的调研和分析后认为，在杭州湾跨海大桥工程建设中，创新投融资主体和管理模式有着广阔的前景。一是地位重要。大桥是国道主干线——同三线跨越杭州湾的便捷通道，可缩短宁波至上海的陆路距离 120 多 km 对于接轨上海、扩大开放、主动参与长江三角洲地区的合作与交流作用重大。是被省、市政府高度重视的交通基础建设项目，也是宁波市人民盼望已久的民心工程。二是名气大。杭州湾跨海大桥规模宏大、投资巨大、效益显著、影响深远，为世人所瞩目。已经成为有经济实力、有经营头脑的企业经营者看好的长线投资项目。三是效益显著。据交通流量调查推测 2009 年通过大桥的车流量达 5.2 万辆，2015 年达 8 万辆。经测算，大桥财务内部收益率将达 8.03%~10.1%（投资回收期 14.2 年，投资回报率 15.10%（不含建设期）、12.58%（含建设期）），被设计单位认为是 20 多年来国内特大型桥梁经济效益之最，这是吸引投资者的重要基础。四是宁波市经济实力雄厚。二十多年来的改革开放，使宁波市的国民经济、特别是民营经济获得迅猛发展。浓厚的经济实力需要寻找理想的投资项目，杭州湾跨海大桥理所当然地成为投资者的首选。据此，我们不断完善资金筹措方案，采取召开项目推介会、新闻发布会和网上发布信息等方法，由政府部门进行项目推介、牵线搭桥，坚持平等自愿的原则，吸引了省内外众多有强烈投资愿望的投资者。经过企业实力和经营者素质综合分析，择优选择好投资股东。2001 年 9 月严格按照《公司法》组建了项目公司——宁波市杭州湾大桥发展有限公司，共有 17 家省内民营企业凭着日益增强的经济实力进行投资入股。建设资本金为 38.5 亿元，其中宁波方占 90% 股份，嘉兴方占 10% 股份，民营资本占 50% 以上。宁波市杭州湾大桥发展有限公司成为国内第一家以地方民营企业为主体投资建设重大交通基础设施的项目公司。同时，我们积极开拓融资渠道，吸纳低成本的资金投入大桥建设，努力降低财务费用。这不仅开创了民营资本进入特大型交通基础设施项目的先河，拓宽民营资本的投资领域，而且对于完善民营资本与国有资本有机结合的投资模式，实现政府和企业“双赢”的经营机制作出了积极、有益的探索。

(2)借“脑”建“桥”拓宽建桥思路。2001 年初，杭州湾大桥工程前期准备进入“工可”报告完善的重要时刻。面对杭州湾复杂的建桥条件，更合理、更安全、更符合杭州湾实际的施工组织方案是必须率先解决的问题。为了拓宽思路，2001 年 5 月我们邀请了 30 名专家参加杭州湾大桥工程可行性研究报告（初稿）专家咨询座谈会。经过充分论证提出了“施工决定设计”的建桥原则。

2001 年 7 月我们在全国范围内开展杭州湾大桥施工和设计方案征集活动，得到了国内外有实力的设计、咨询和施工单位的热烈响应。各参赛单位迅速调集精兵强将组成专门班子，查阅大量资料，进行实地踏勘，在 3 个月时间内编写完成了各具特色的施工组织和设计方案，经专家评审提出了预制化、工厂化、大型化和尽量减少海上作业的施工和设计原则。这些凝集着专家和学者智慧的施工方案和原则，不仅有助于“工可”报告的早日完善，而且对于指导设计和施工方案的顺利实施起到直接而重要的作用。其做法的本身也开创了重大工程建设的先河。

(3)以招标文件形式明确大型施工设备配置要求。通过技术咨询和深入调研考察，我们深刻地感到拥有一批量多、质高、性能优的大型施工设备，是在杭州湾复杂建条件下施工成败的关键。那么，这些投入大、技术含量高、甚至需要研制开发或国外引进的大型施工设备哪里来？我们的原则是相信施工单位的积极性、主动性和创造性。

除了在工程招标文件中，将大型施工设备的配置纳入招标强制性条款外，还在招标前对拟投标单位的考察时，对具备国内一流桥梁建设实力的拟投单位，鼓励他们积极投标，极大地调动了施工单位投标的积极性，如某工程局在投标前就投入了 3 亿多元添置设备。

为了充分体现市场化运作的公开、公平、公正的原则，注重营造竞争性气氛，以利于形成市场竞争。所有招标信息在国家计委指定的“中国采购与招标网”和《中国经济导报》以及宁波市重点工程招标公告网上同时发布资格预审信息。

比如说打桩设备，我们要求申请人打桩船具备架高 90m、吊重 80t 以上、锤能 42 吨米以上等条件，这样的条件要是孤立的看，要求很高，但这却是杭州湾跨海大桥海上打入桩基施工的最低条件；又如我们要求申请人具有 200 立方/小时的拌合能力的砼拌合船，但当时国内砼拌合船最大拌合能力为 160 立方/小时，这实