

附录A 控制点埋石图及标志注字方法

本附录所规定的各级平面水准点标石的埋设规格均为一般地区普通标石的埋设（标石可采用混凝土预制桩或现场浇注），对于特殊地区的标石埋设，应根据线路所在地区的土质、地质构造及区域沉降等因素，进行特殊地区的控制点埋设（如基岩点、深埋点等）。

A.1 控制点标志

A.1.1 金属标志制作材料为铸铁或其它金属。规格应符合图 A.1.1 的规定，图中“××××××”处为测量单位名称。

A.1.2 不锈钢标志可采用直径为 12~20mm，长度为 20~30mm 不锈钢材料，下部采用普通钢筋焊接而成。规格应符合图 A.1.2 的规定。

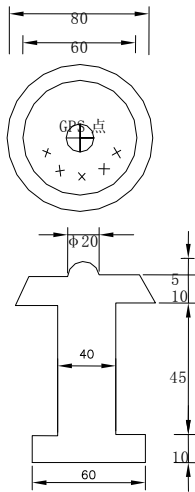


图 A.1.1 金属标志（单位：mm）

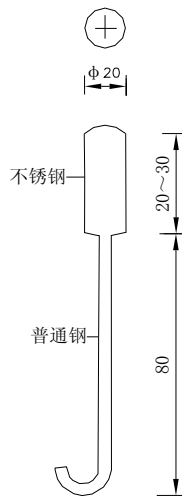


图 A.1.2 不锈钢标志（单位：mm）

A.2 平面控制点标石的埋设

A.2.1 建筑物顶上设置标石，标石应和建筑物顶面牢固连接。建筑物上各等平面控制点标石设置规格应符合图 A.2.1-1、图 A.2.1-2 的规定。

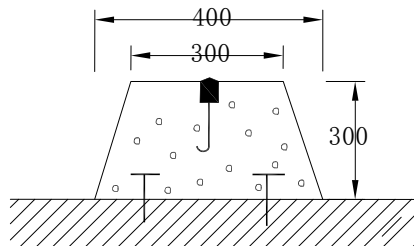


图 A.2.1-1 建筑物 CP0 平面控制点标石（单位：mm）

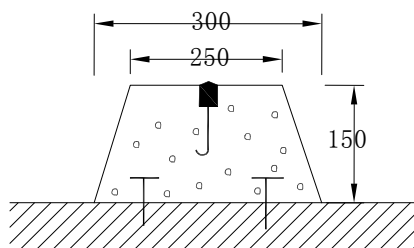


图 A.2.1-2 建筑物上 CPI、CPII 平面控制点标石 (单位: mm)

A.2.2 CP0 控制点标石埋设规格应符合图 A.2.2 的规定。

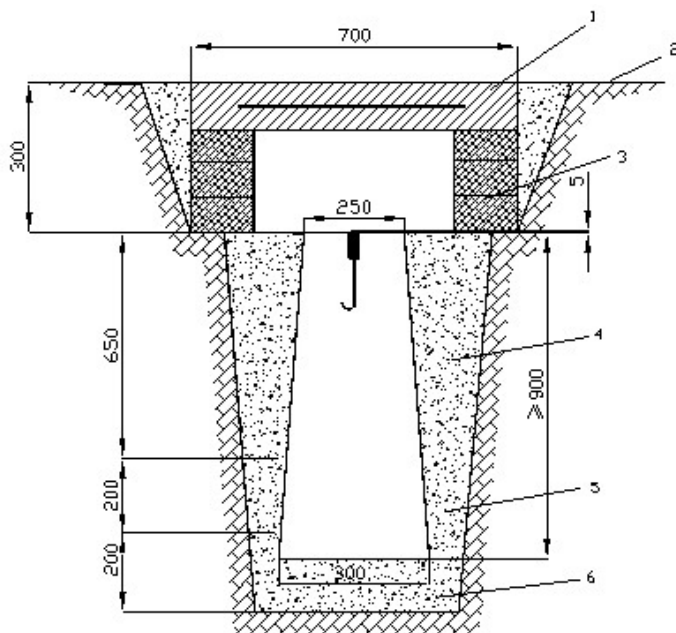


图 A.2.2 CP0 控制点标石埋设图 (单位: mm)

注: 1—盖; 2—土面; 3—砖; 4—素土; 5—冻土; 6—贫混凝土

A.2.3 二等导线/三角形网/GPS 平面控制点标石埋设规格应符合图 A.2.3 的规定。

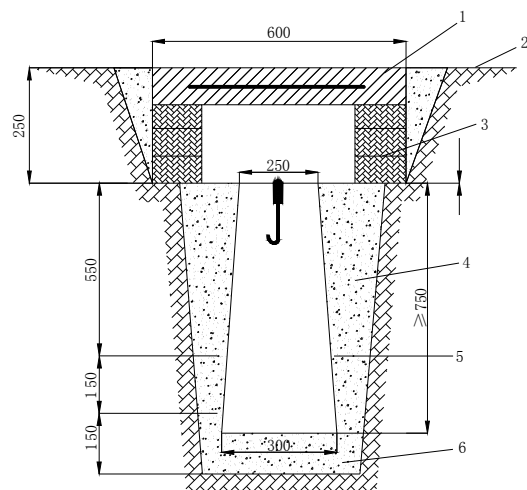


图 A.2.3 二等导线/三角形网/GPS 平面控制点点标石埋设图（单位：mm）

注：1—盖；2—土面；3—砖；4—素土；5—冻土线；6—贫混凝土

A.2.4 三等导线/三角形网/GPS 平面控制点点标石埋设规格应符合图 A.2.4 规定。

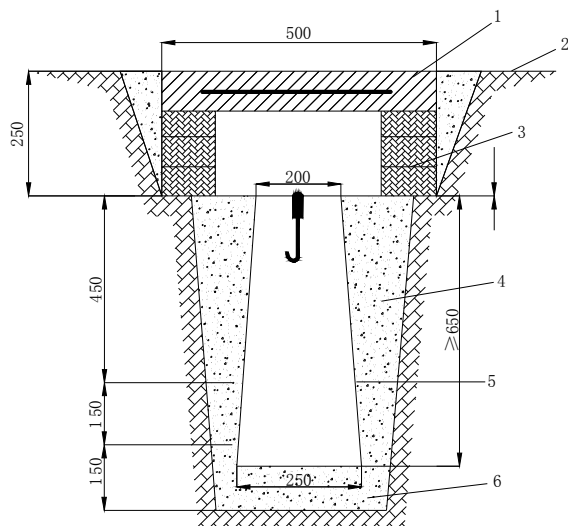


图 A.2.4 三等及以上导线/三角形网/GPS 平面控制点点标石埋设图（单位：mm）

注：1—盖；2—土面；3—砖；4—素土；5—冻土；6—贫混凝土

A.2.5 四等导线/三角形网/GPS 平面控制点点标石埋设规格应符合图 A.2.5 规定。

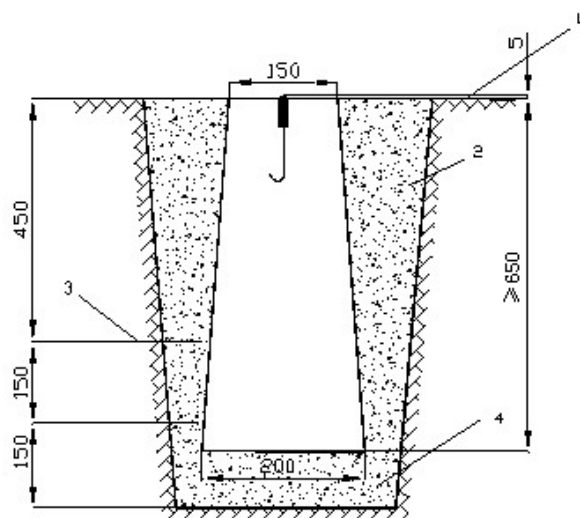


图 A.2.5 四等导线/三角形网/GPS 平面控制点标石埋设图 (单位: mm)

注: 1—土面; 2—素土; 3—冻土线; 4—贫混凝土

A.2.6 一、二级导线/五等 GPS 平面控制点标石埋设规格应符合图 A.2.6 规定。

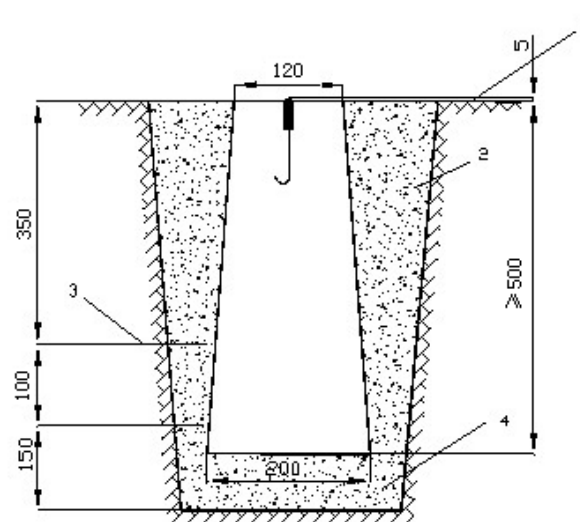


图 A.2.6 一、二级导线/五等 GPS 平面控制点标石埋设图 (单位: mm)

1—土面; 2—素土; 3—贫混凝土

A.3 水准点标石的埋设

A.3.1 二等水准点标石埋设规格应符合图 A.3.1 的规定。

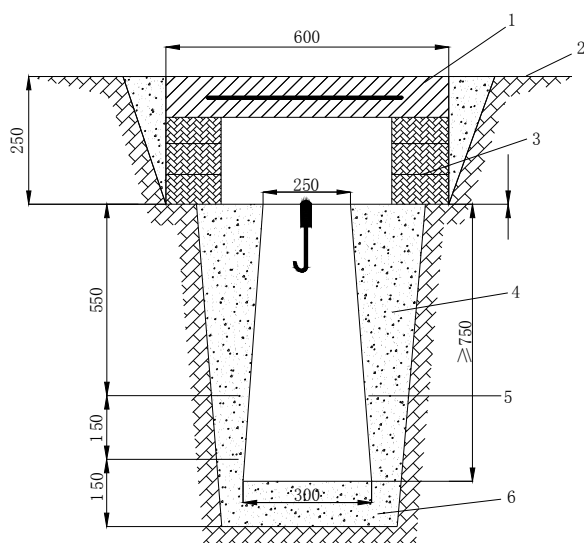


图 A.3.1 二等水准点标石埋设图 (单位: mm)

1—盖；2—地面；3—砖；4—素土；5—冻土线；6—贫混凝土

A.3.2 三等水准点标石埋设规格应符合图 A.3.2 的规定。

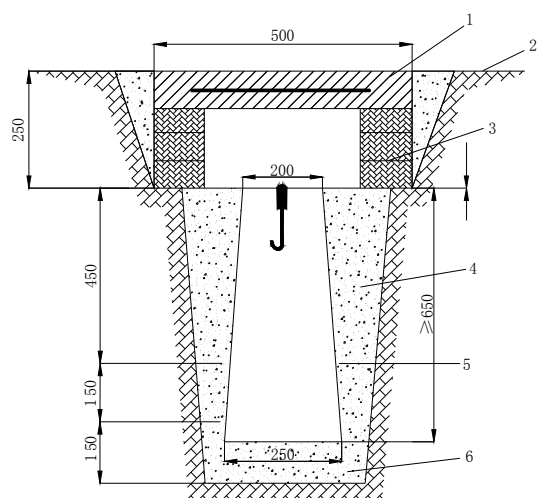


图 A.3.2 三等水准点标石埋设图 (单位: mm)

1—盖；2—地面；3—砖；4—素土；5—冻土线；6—贫混凝土

A.3.3 四等水准点标石埋设规格应符合图 A.3.3 的规定。

A.3.5 基岩水准点、深埋水准点规格

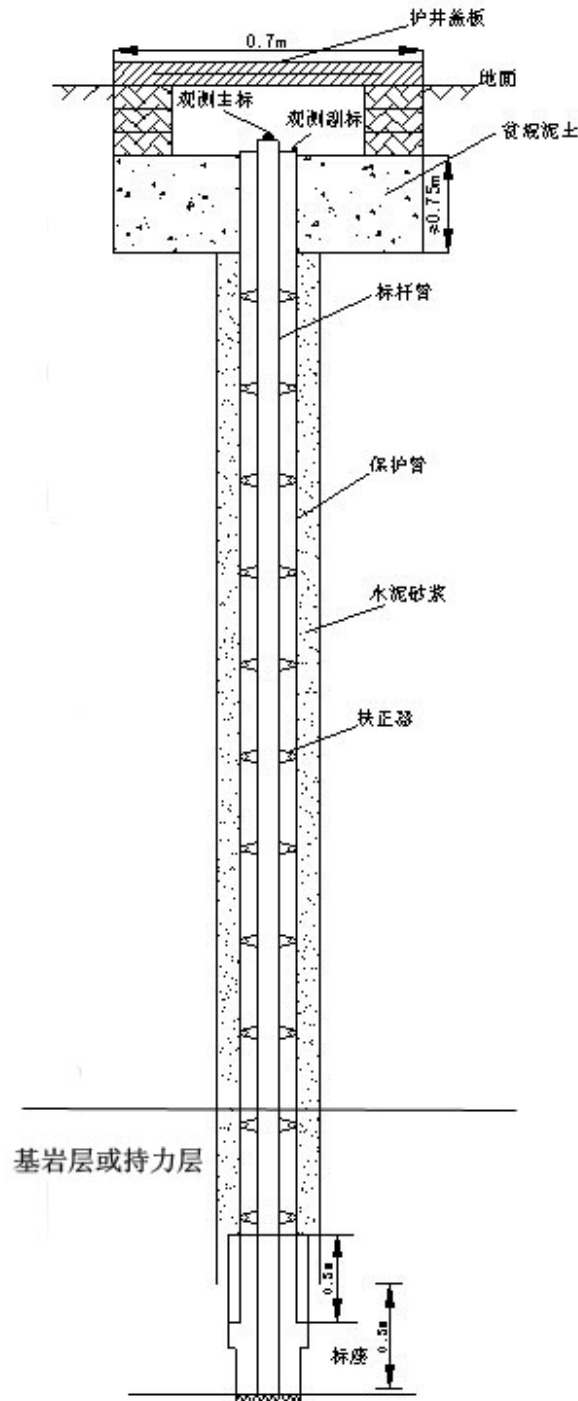


图 A.3.5 基岩水准点、深埋水准点规格及埋设图

注：基岩水准点应达到基岩，深埋水准点埋设深度应达到稳定的持力层

A.4 无砟轨道CPIII控制点埋设要求

A.4.1 元器件要求

1 无砟轨道 CPIII控制点的元器件必须采用工厂精加工元器件(要求采用数控机床),用不易生锈及腐蚀的金属材料制作,有带支架的反射镜、轨道标记销钉、标记点锚固螺栓、栓孔保护销钉(塑料)等。平面和高程控制标志分别短标、长标,观测时进行平面、高程标互换。

2 CPIII控制网的测量标志必须达到以下要求:具有强制对中、能在其上安置和整平棱镜、可将标志上的高程准确地传递到棱镜中心、能够校准棱镜上的圆水准气泡等功能,而且能够长期保存、不变形、体积小、结构简单、安装方便、价格适中;

3 同一套测量标志在同一点重复安装的空间位置偏差应该小于 $\pm 0.5\text{mm}$,分解到 X、Y 方向的重复安装偏差不应大于 $\pm 0.4\text{mm}$ 、Z 方向的重复安装偏差不应大于 $\pm 0.2\text{mm}$;

4 不同套测量标志在同一点重复安装的空间位置偏差也应该小于 $\pm 0.5\text{mm}$,分解到 X、Y 方向的重复安装偏差不应大于 $\pm 0.4\text{mm}$ 、Z 方向的重复安装偏差不应大于 $\pm 0.2\text{mm}$;

5 同一段线路上的轨道施工精调和精测单位、竣工时的轨道线形竣工测量单位、运营期间的轨道维护和测量单位,必须使用同一型号的 CPIII控制网测量标志。

A.4.2 CPIII 控制点一般按为 60 m 左右一对布设,且不应大于 80 m,点位设置高度应不低于轨道面 0.3m,且应设置在稳固、可靠、不易破坏和便于测量的地方,并应防冻、防沉降和抗移动,控制点标识要清晰、齐全、便于准确识别和使用。

1 一般路基地段宜布置在接触网杆基础上,也可设置在专门的混凝土立柱上。

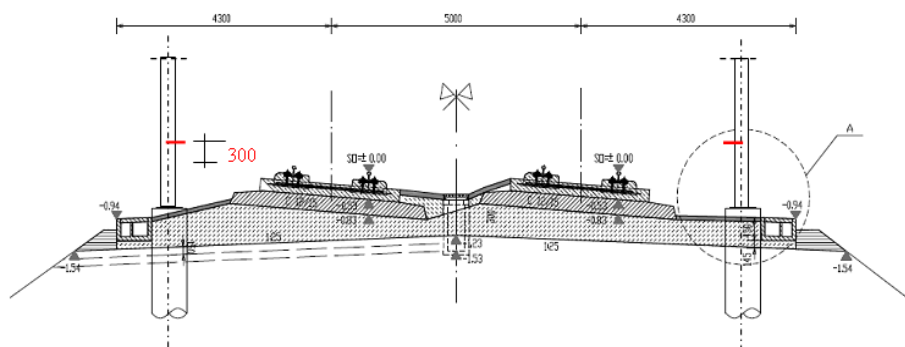


图 A.4.2-1 无砟轨道 CPIII 路基地段埋设示意图

注：CPIII 控制点距离设计轨面高差一般为 300mm 左右。

2 桥梁上一般布置在防护墙上。

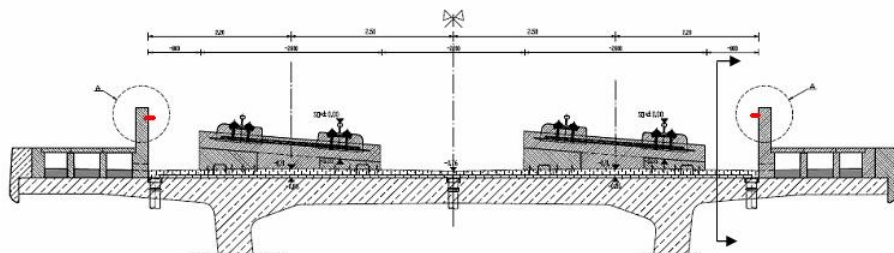


图 A.4.2-2 无砟轨道 CPIII 控制点桥梁上埋设示意图

注：1、CPIII 控制点距防护墙表面 50mm 左右。

3 隧道里一般布置在电缆槽顶面以上 30—50 厘米的边墙内衬上。

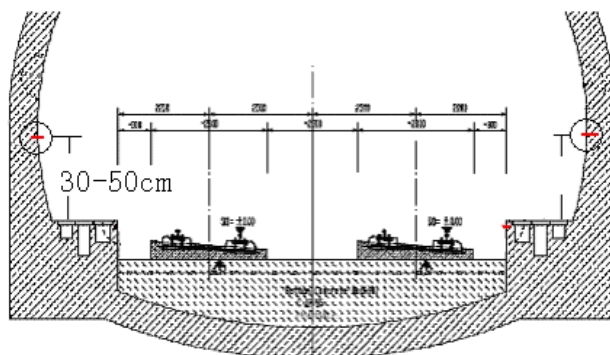


图 A.4.2-3 无砟轨道 CPIII 控制点隧道内埋设示意图

注：标记点设置在内衬上，点位距电缆槽边墙表面 30-50cm 左右。

A.4.3 CPIII 控制点的安装包括：安装标记销钉（在不使用时可以将该销钉取下保存）、安装反射镜（在不使用时可以将该反射镜及销钉取下保存）。

A.4.4 在 CPII 控制点设置处附近，应清晰、明显地设置点号标志。点号标志可采用统一规格字模，字高为 6cm 的正楷字体刻绘的标志牌，也可采用用白色油漆抹底，黑色油漆喷写点号。点号标牌规格为 30cm×20cm，应注明 CPIII 编号，工程线名简称，施测单位名简称，如图 A.4.4-4 所示。

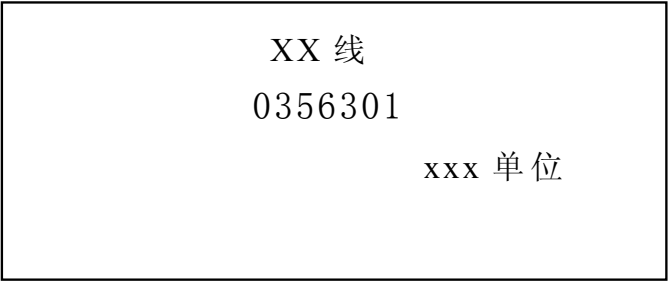


图 A.4.4 CPIII 控制点的点号标志

A.4.5 CPIII 网的点编号原则如下：

CPIII 点按照公里数递增进行编号，其编号反映里程数。

CPIII 点以数字 CPIII 为数字代码

所有处于线路里程增大方向轨道左侧的标记点，编号为奇数，处于线路里程增大方向轨道右侧的标记点编号为偶数，在有长短链地段应注意编号不能重复。

CPIII 点名编号原则

点编号	含 义	数字代码	在里程内点的位置
0356301	表示线路里程 DK356 范围内线路里程增大方向左侧的 CPIII 第 1 号点，“3”代表“CPIII”	0356301	（轨道左侧）奇数 1、3、5、7、9、11 等
0356302	表示线路里程 DK356 范围内线路里程增大方向右侧的 CPIII 第 2 号点，“3”代表“CPIII”	0356302	（轨道右侧）偶数 2、4、6、8、10、12 等

A.5 线路定测标志桩尺寸

A.5.1 方桩顶面为 4×4cm，若为圆桩顶面直径为 4cm，桩长 30～35 cm。

A.5.2 标志桩尺寸宜为宽 5～8 cm，厚 2cm，桩长 35～40 cm。

A.5.3 板桩尺寸宜为宽 4～5 cm，厚 1～1.5cm，桩长 30～35 cm。

A.6 标 识

A.6.1 采用混凝土埋石的 CP I、CP II、CPIII控制点、水准基点的标志注字如图 A.6.1，在混凝土的表面上应注明编号、单位、测设时间等。

当在岩石上设水准点则应用红油漆将点全部涂红，并标注上述项目。

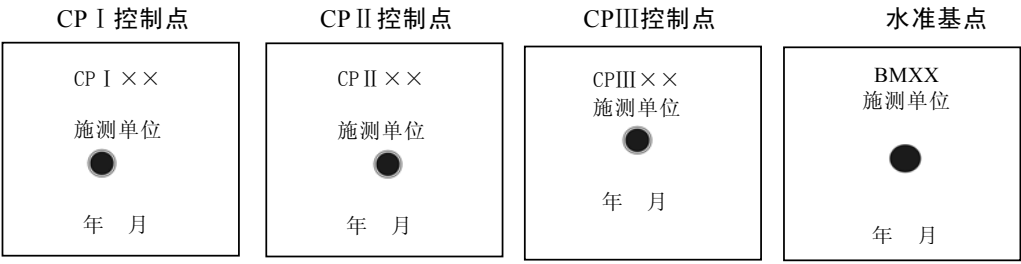


图 A.6.1 标志注字示意图

A.6.2 隧道后洞内中线点、水准点、控制点的标志，应在点位相应的隧道边墙上画出（如图 A.6.2），标志框内以白油漆刷底色，以红油漆书写文字和数字。

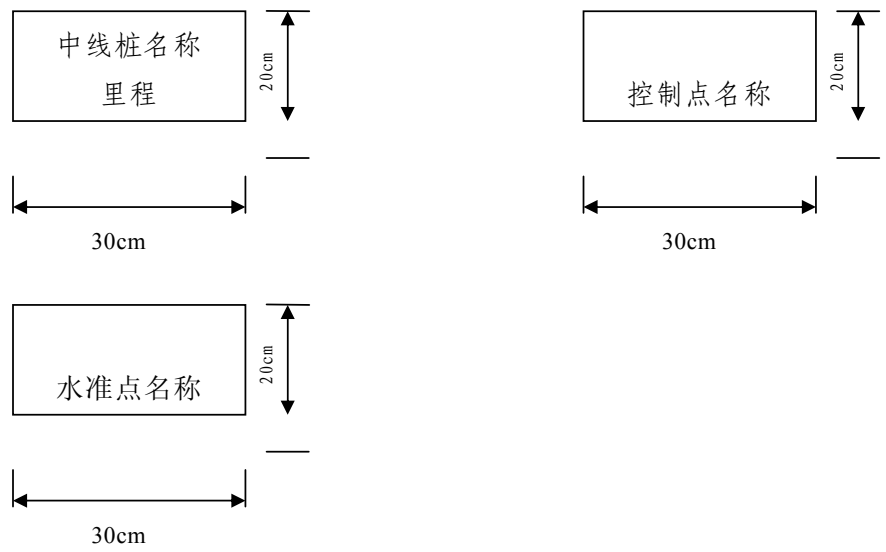


图 A.6.2 隧道内标志注字示意图

附录B 光电测距仪、全站仪技术要求

B.0.1 光电测距仪、全站仪应按照仪器说明书正确使用。光电测距仪的照准头、经纬仪和反射镜应按出厂时的配套号码使用，否则必须重新检验三轴（发射轴、接收轴、照准轴）的平行性和检定加常数。

B.0.2 新购的光电测距仪、全站仪，在使用前应进行检定，仪器修理后应重新检定。用于线路、桥梁、隧道控制测量的光电测距仪、全站仪，每年应检定一次，在使用过程中发现异常情况应及时检定；用于线路中线测量的光电测距仪应定期与精度不低于 1/100 000 的已知边长或自设的专用基线比长，比测的误差超过标称误差的 2 倍时，应进行检定。

检定的精度要求应符合国家现行《中、短程光电测距规范》（GB/T 16818-1997）的规定。

B.0.3 光电测距仪、全站仪作业要求应符合下列规定：

- 1 应检校三轴的平行性与圆水准器及光学对中器。
- 2 视线宜高出地面和离开障碍物 1.2m 以上。
- 3 视线应避免通过受电、磁场干扰的地方，一般要求离开高压线 2~5m。
- 4 视线宜避免通过发热体（如散热塔、烟囱等）。
- 5 视线背景应避免反光体，在反射光束范围内，不得同时出现两个反射器，测距时步话机应避免距离仪器太近。
- 6 在低气温下作业时，应有一定的预热时间，使仪器各电子部件达到正常稳定的工作状态，方可测距。
- 7 在晴天作业时，仪器应打伞，严禁将照准头对向太阳。在线路、桥梁、隧道控制测量中，当反射镜无遮阳罩时应打伞。
- 8 避免在烟、尘、雨、雾、霜、雪、雷、电及四级以上大风等不利条件下测距。

B.0.4 所使用光电测距仪的光学经纬仪、电子经纬仪、全站仪的测角应在仪器有效检定期内。每个项目作业前应进行以下项目的检验：

- 1 照准部旋转轴正确性指标：管水准器气泡或电子水准器长气泡在各位置的读数较差，1"级仪器不应超过 2 格，2"级仪器不应超过 1 格，6"级仪器不应超过 1.5 格；
- 2 光学经纬仪的测微器行差指标：0.5"级仪器不应大于 0.5"，1"级仪器不应大于 1"，2"级仪器不应大于 2"；
- 3 隙动差指标：0.5"和 1"级仪器不应大于 1"，2"级仪器不应大于 2"；

4 水平轴不垂直于垂直轴之差指标：0.5"和 1"级仪器不应超过 10"，2"级仪器不应超过 15"，6"级仪器不应超过 20"；

5 补偿器的补偿要求，在仪器补偿器的补偿区间，对观测成果应能进行有效补偿；

6 垂直微动螺旋使用时，视准轴在水平方向上不产生偏移；

7 照准部旋转时，仪器基座的位移指标：0.5"和 1"级仪器不应超过 0.3"，2"级仪器不应超过 1"，6"级仪器不应超过 1.5"；

8 光学（或激光）对点器的对中误差不应大于 1mm。

B.0.5 光电测距仪、全站仪技术的测距及辅助工具的检校，应符合下列规定：

1 新购置的仪器或大修后，应进行全面检校。

2 测距仪使用的气象仪表，应送气象部门按有关规定检测。当在高海拔地区时使用空盒气压计时，宜送当地气象台（站）校准。

3 测尺频率的校正精度应高于 1×10^{-6} 。

4 周期误差的振幅不应大于仪器标称精度中固定误差的 0.6 倍，检定中误差不应大于 0.5mm。

5 加常数的检定中误差不应大于仪器标称精度中固定误差的 0.5 倍；乘常数的检定中误差不应大于仪器标称精度中比例误差系数的 0.75 倍。

6 光学对中器旋转 180° 时，先后标定的两点应重合，对中误差不应大于 1mm。

7 安置反射器的对中杆使用前应检查圆水准的正确性；安置反射器的光学对中器旋转 180° 时，先后标定的两点应重合，对中误差不应大于 1mm。

附录C 水准仪（数字水平仪）、水准尺技术要求

C.1 仪器作业要求

C.1.1 作业时，所使用水准仪（电子水平仪）应在仪器有效检定期内。每个项目作业前应进行以下项目的检验：

1 水准仪视准轴与水准管轴的夹角 i ，在作业开始的第一周内应每天测定一次， i 角稳定后可每隔 15 天左右测定一次，DS05、DS1 级不应超过 $15''$ ；DS3 级不应超过 $20''$

2 水准仪光学测微器的使用应正确，其分划值的平均值与名义值之差应不超过 0.001mm 。

3 补偿式自动安平水准仪的补偿误差 Δa 对于二等水准测量不应超过 $0.2''$ ，三等水准测量不应超过 $0.5''$ 。

C.1.2 水准尺应满足以下要求：

1 水准尺上的米间隔平均长与名义长之差，因瓦水准标尺，不应超过 0.15mm ；条行码尺，不应超过 0.10mm 。木质双面标尺不应超过 0.5mm 。

2 水准尺的圆水准器气泡，当水准标尺位于垂直位置时应居中。

3 水准尺分划面弯曲差（矢距），对于线条式因瓦水准标尺应不超过 4mm ；对区格式水准标尺应不超过 8mm 。

C.2 仪器的检校

C.2.1 用于水准测量的仪器应送法定计量检定单位进行检定和校准，并在检定和校准的有效期内使用。

C.2.2 水准仪的检校按 JJG425 规定执行，水准标尺的检校按 JJG8 按规定执行，光电测距仪的检校按 JJG703 规定执行，光学经纬仪的检校按 JJG414 规定执行，GPS 接收设备的检校按 JJF1118 规定执行。

C.2.3 对于新出厂仪器以及作业前和跨河水准测量使用的人仪器检校，项目按表 C.2.3 规定执行，检验方法和技术要求按 GB/T12897-2006 附录 B 执行。

表 C.2.3

序号	仪器	检验项目	新仪器	作业前	跨河水准测量
1	水准标尺	标尺的检视	+	+	+
2		标尺上的圆水准器的检校	+	+	+
3		标尺分划面弯曲差的测定	+	+	+

序号	仪器	检验项目	新仪器	作业前	跨河水准测量
4		标尺名义米长及分划偶然中误差的测定	+	+	+
5		标尺温度膨胀系数的测定	+		
6		一对水准标尺零点不等差的测定（条码标尺）一对水准标尺零点不等差及基辅分划读数差的测定	+	+	+
7		标尺中轴线与标尺底面垂直性测定	+		
8		水准仪的检视	+	+	+
9		水准仪上概图水准器的检校	+	+	+
10		光学测微器隙动差和分划值测定	+	+	+
11		视线观测中误差的测定	+		
12		自动安平水准仪补偿误差的测定	+		
13		十字丝的检校	+		
14		数字水准仪视线距离测量误差	+		
15		调焦透镜运行误差的测定	+		
16		气泡式水准仪交叉误差的检校	+		+
17		i 角检校	+	+	+
18		双摆位自动安平水准仪摆差 2C 角的测定	+	+	+
19		测站高差观测中误差和竖轴误差的测定	+	+	+
20		自动安平水准仪器致误差的测定	+		
21		倾斜螺旋隙动差、分划误差和分划值的测定	+		
22		符合水准 器分划值的测定			+
23		系统分辨率检定	+		
24	经纬仪	垂直度盘测微器行差的测定			+
25		一测回垂直角观测中误差的测定			+

C.2.4 表 C.2.3 中+表示应检验的项目，当所有使用的仪器的方法该项检验无关时，可不作检验。表中第 4、5、20、23 项检验由法定计量检定单位进行检验。

C.2.5 经过修理和校正后的仪器应检难受其影响的有关项目，自动安平系统修理和校正后，第 20 项应检验。

C.2.6 自动安平光学水准仪每天检校一次 i 角，气泡式水准仪每天上下、各检校一次，i 角，作业开始后的 7 个工作日内，若 i 角较为稳定，以后每隔 15 天检校一次。

C.2.7 数字水准仪，整个作业期间应每天开测前进行 i 角测定，若开测为未结束测段，则在新测段开始前进行测定。

C.2.8 每日工作开始前应检校表 C.2.3 中第 2、9 项。若对仪器某一部件的质量有怀疑时，应及时进行相应项目的检验。

C.2.9 作业期结束后应检验表 C.2.3 中第 3、4 项各一次。

C.3 二等水准测量外业高差改正数计算

C.3.1 水准标尺长度改正

1 依据水准标尺长度计量部门提供的检定结果施加改正。若出测前与收测后水准标尺每名义米长的变化不大于 30 μ m，则取平均值进行改正；若变化超过 30 μ m，应分析变化原因，决定是否重测或如何进行改正。

2 计算改正数的方法

水准测量测前、测后两次检定标尺长度与改正系数计算示例如表 C.3.1

C.3.1 标尺长度改正系数计算示例表 单位：mm

测定日期		一根标尺名义米长		一付标尺 名义米长	标尺改正系数 $f=\text{名义米长}-1\ 000$
		尺号 No.50151	尺号 No.50152		
测前	1979.4.26	1 000.005	1 000.010	1 000.008	
测后	1979.9.30	1 000.009	1 000.020	1 000.014	
中数		1 000.007	1 000.015	1 000.011	0.011

一测段高差改正数 δ 由 (4.6.1) 计算：

$$\delta=f\cdot h \quad \text{C.3.1}$$

式中：

h ——往测或返测高差值，单位为 (m)；

f ——标尺改正系数，单位为毫米每米 (mm/m)。

C.3.2 水准标尺温度改正

一测段高差改正数 ϑ 由式 (4.6.2) 计算：

$$\vartheta=\Sigma[(t-t_0)a\cdot h] \quad \text{C.3.2}$$

式中：

t ——标尺温度，单位为摄氏度 (°C)；

t_0 ——标尺长度检定温度，单位为摄氏度 (°C)；

a ——标尺因瓦带膨胀系数，mm/ (mm·°C)；

h ——测温时段中的测站高差，单位为米 (m)。

C.3.3 正常水准面不平行改正

一测段高差正数 ε 由式 C.3.3-1 计算：

$$\varepsilon = -(\gamma_{i+1} - \gamma_i) \cdot H_m / \gamma_m \quad (\text{C.3.3-1})$$

式中:

γ_m ——两水准点正常重力平均值, 10^{-5}m/s^2 , 依式 C.3.3-2 计算;

γ_i 、 γ_{i+1} ——分别为 $i+1$ 点椭球面上的正常重力值, 10^{-5}m/s^2 , 依式 C.3.3-3 计算;

H_m ——两水准点概略高程平均值, 单位为米 (m)。

$$\gamma_m = (\gamma_i + \gamma_{i+1}) / 2 - 0.1543 H_m \quad (\text{C.3.3-2})$$

$$\gamma = 978032 \left(1 + 0.0053024 \sin^2 \varphi - 0.0000058 \sin^2 \varphi \right) \quad (\text{C.3.3-3})$$

式中:

φ ——水准点纬度;

γ 值取至 $0.01 \times 10^{-5} \text{m/s}^2$ 。

C.3.4 水准路线闭合差的改正

若所计算的水准路线自成独立环线, 或闭合于两个已知高程的水准点之间的单一路线, 则此路线材合差 W 应按测段站数 n 成比例配赋于各测段高差中, 按式 C.3.4 计算高差改正数 v_i :

$$v_i = -n_i / \Sigma n \cdot W \quad (\text{C.3.4})$$

式中:

W ——已施加 C.3.1~C.3.3 的各项改正后的闭合差, 单位为毫米 (mm);

n_i ——第 i 测段的测站数。

附录D 控制点点之记

XXX 点之记

工程名称：

第 页 共 页

点 名				等 级				
详细位置图：				标石断面图：				
点位 详细 说明				（点位近视图片）				
交通路线								
所在地				（点位远景、远视图片）				
标石类型				概略坐标				
标石质料				B			L	
选点单位			埋石单位			观测单位		
选 点 者			埋 石 者			观 测 者		
选点日期			埋石日期			观测日期		
备注								

附录E 变形测量控制点规格

E.0.1 变形测量观测墩的造埋规格应符合图 E.0.1 的规定。

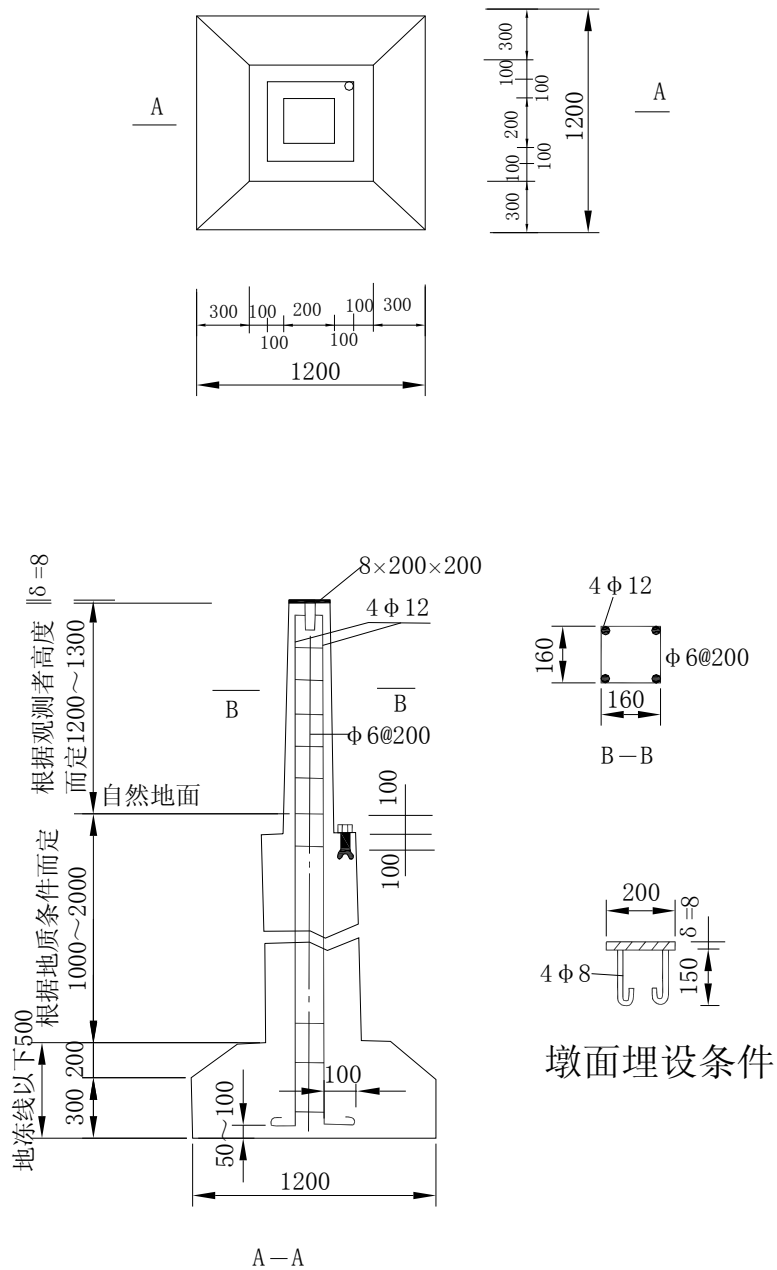


图 E.0.1 变形测量观测墩图 (单位: mm)

注：墩面尺寸根据强制归心装置尺寸而定

附录F 轨道控制网CPIII的平面和高程控制网结构形式

F.1 CPIII控制网的平面构网图形

F.1.1 轨道控制网 CPIII的平面控制网宜采用图 F.1.1-1 所示的构网形式。平面观测测站间距应为 120m 左右，每个 CPIII 控制点应有三个方向交会。

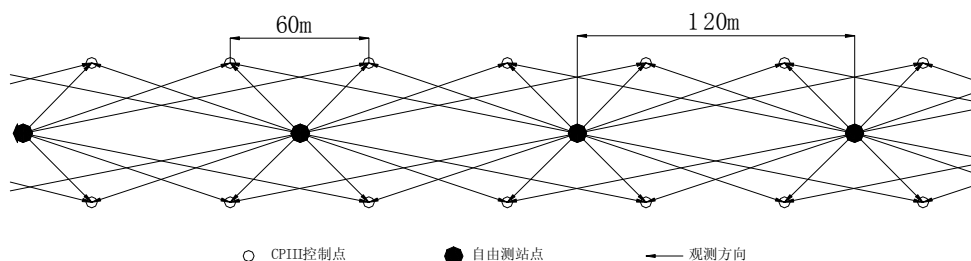


图 F.1.1-1 测站间距为 120m 的 CPIII平面网观测网形式示意图

因遇施工干扰或观测条件稍差时，CPIII平面控制网可采用图 F.1.1-2 所示的构网形式，平面观测测站间距应为 60m 左右，每个 CPIII 控制点应有四个方向交会。

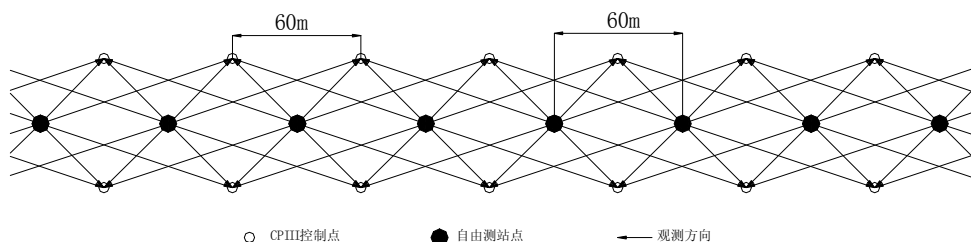


图 F.1.1-2 测站间距为 60m 的 CPIII平面网构网形式

F.1.2 CPIII平面网与上一级 CP I、CP II控制点联测可以通过自由测站置镜观测 CP I、CP II控制点，或采用在 CP I、CP II控制点置镜观测 CPIII 点。

1 当采用在自由设站置镜观测 CP I、CP II控制点时，应在 2 个或以上连续的自由测站上观测 CP I、CP II控制点，其观测图形如图 F.1.2-1 所示：

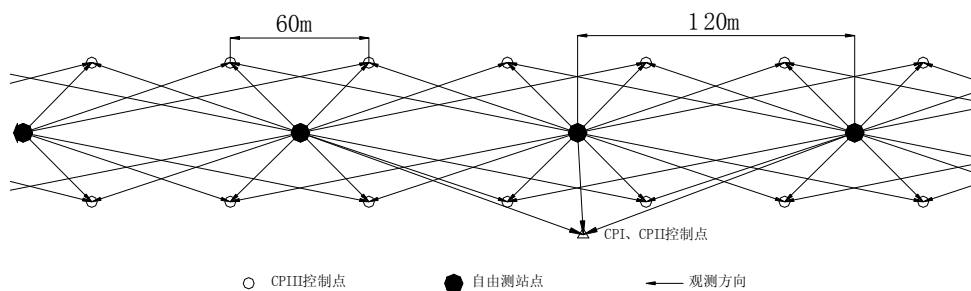


图 F.1.2-1 在自由测站置镜观测 CP I、CP II 控制点的观测网图

2 当采用在 CP I、CP II 控制点置镜观测 CPIII 点，应在 CP I、CP II 控制点置镜观测三个以上 CPIII 控制点。其观测图形如图 F.1.2-2 所示：

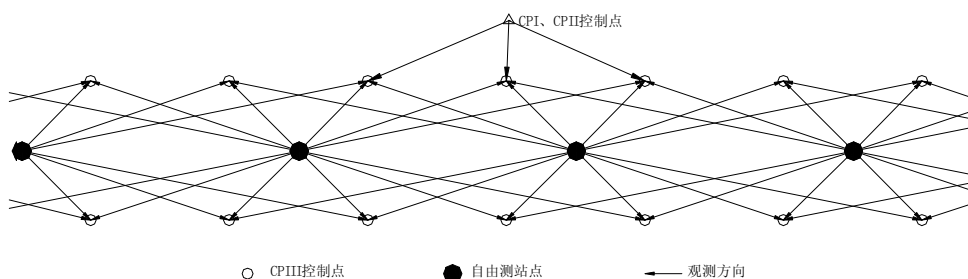


图 F.1.2-2 在 CP I、CP II 控制点置镜观测 CPIII 点的观测网图

F.2 CPIII控制点的高程测量的水准路线形式

F.2.1 CPIII控制点高程的水准测量宜采图 F.2.1-1 所示的水准路线形式。测量时，左边第一个闭合环的四个高差应该由两个测站完成，其他闭合环的三个高差可由一个测站按照后-前-前-后或前-后-后-前的顺序进行单程观测。单程观测所形成的闭合环如图 F.2.1-2 所示。

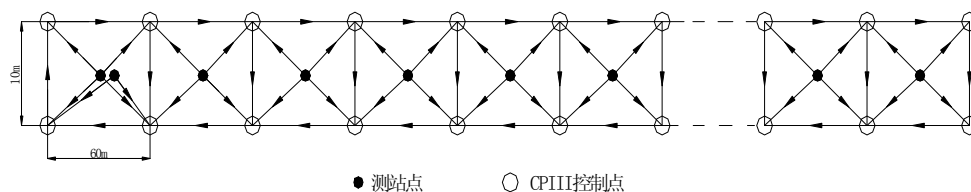
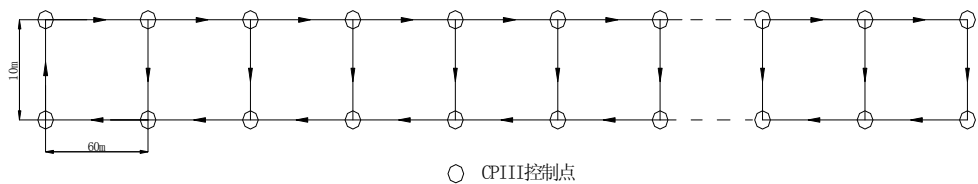


图 F.2.1-1 矩形法 CPIII水准测量原理示意图



F.2.1-2 CPⅢ水准网单程观测形成的闭合环示意图

F.2.2 CPⅢ控制点高程的水准测量也可采图 F.2.2-1 和图 F.2.2-2 所示的水准路线形式。测量时，往测时以轨道一侧的 CPⅢ控制点为主线贯通水准测量，另一侧的 CPⅢ控制点在进行贯通水准测量摆站时就近进行中视观测。返测时以另一侧的 CPⅢ控制点为主线贯通水准测量，对侧的控制点在摆站时就近进行中视观测。观测所形成的闭合环如图 F.2.2-3 所示

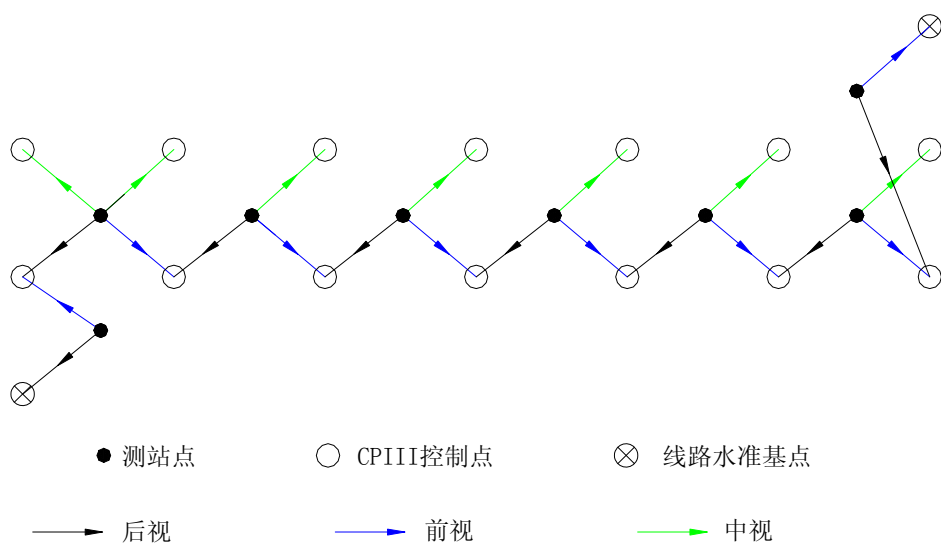


图 F.2.2-1 CPⅢ往测水准路线示意图

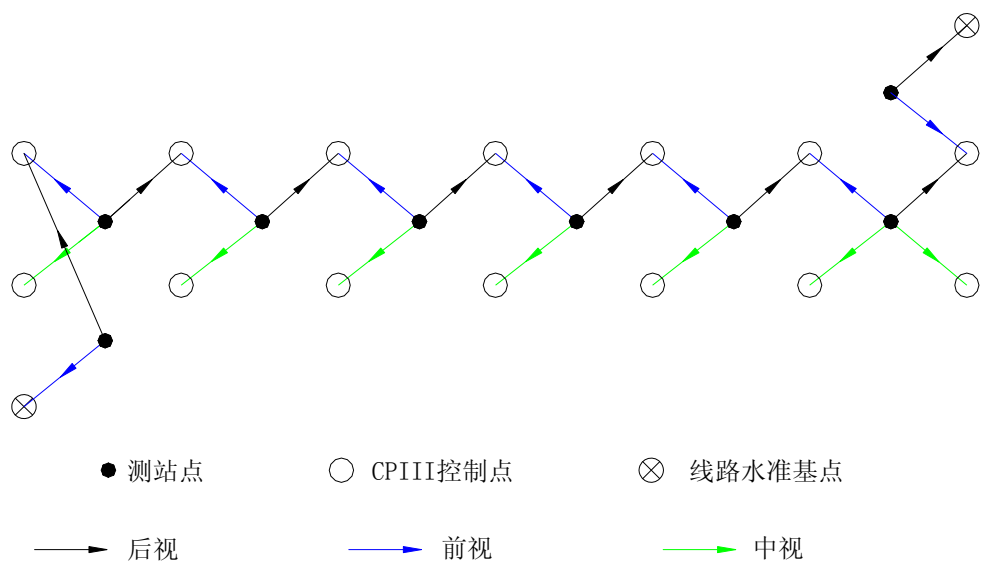


图 F.2.2-2 CP III 返测水准路线示意图

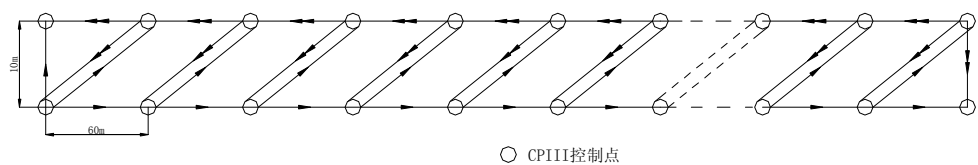


图 F.2.2-3 CP III 高程网往返观测形成的闭合环示意图

F.3 CPIII控制网自由测站三角高程测量建网形式

F.3.1 由单个 CPIII 测站 12 个测点可计算 16 段 CPIII 相邻点间的高差如图 F.3.1 所示

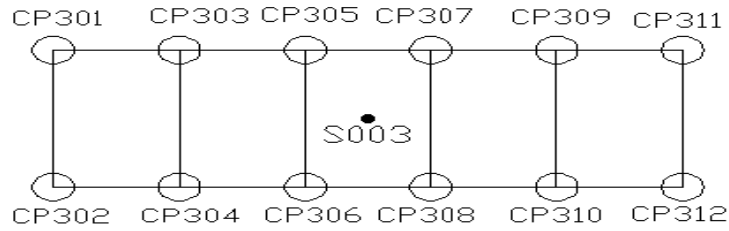


图 F.3.1 单个测站 CPIII 控制网自由测站三角高程网示意图

F.3.2 多个测站所形成的 CPIII 三角高程网如图 F.3.2 所示。

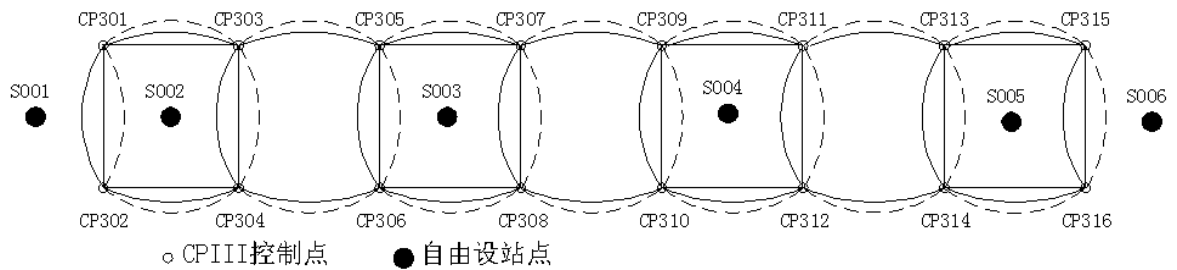


图 F.3.2 多个测站 CPIII 控制网自由测站三角高程网示意图

F.4 CPIII平面控制测量自由测站测量记录

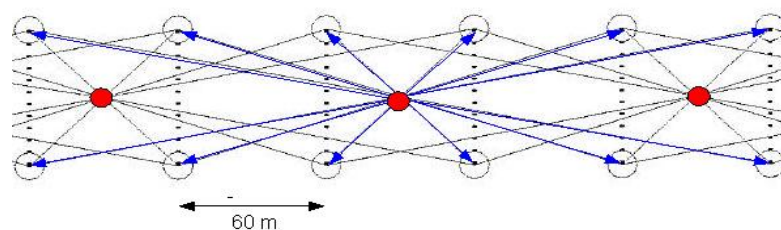
F.4.1 CPIII 平面控制网外业观测时，应按表 F.4.1 格式现场填写 CPIII 平面控制测量自由测站测量记录表。

表 F.4.1 CPIII 平面控制测量自由测站测量记录表

_____线_____段 第__页共__页
 测量单位：_____天气：_____测量日期：_____年__月__日

自由测站点编号		温 度		气 压	
CPIII 点编号	备注	CPIII 点编号	备 注		

自由测站、CPIII 点编号示意图



线路里程方向

说明：将自由测站点和 CPIII 点的编号标记于上述示意图中。每一测站均应填写一张表格。

观测：_____记录：_____测量时间：____时____分

高速铁路工程现场交接桩纪要
_____线_____段

交 桩 文 件

_____标段

(DK + 至 DK +)

年 月 日

交接桩纪要

_____年__月__日至_____年__月__日，_____建设单位、_____测量单位、_____监理咨询单位和_____施工单位进行了交接桩工作。测量单位测量代表将测设在实地的桩点交给接桩单位代表，现纪要如下：

一、交桩范围:

标段 DK + 至 DK + 段

二、参加单位及参加人员:

建设单位:

(参加人员)

测量单位:

(参加人员)

监理咨询单位:

(参加人员)

施工单位:

(参加人员)

三、交桩内容:

四、资料交接清单:

五、交接意见:

六、资料交接单位及签字:

交桩单位: (章) 交 桩 者:

年 月 日

接桩单位: (章) 接桩者:

年 月 日

咨询监理单位: (章)

年 月 日

本规范规定用词说明

1 为便于在执行本规范条文时区别对待，对要求严格程度不同的用词说明如下：

（1）表示很严格，非这样做不可的用词：

正面词采用“必须”；

反面词采用“严禁”。

（2）表示严格，在正常情况下均应这样做的用词：

正面词采用“应”；

反面词采用“不应”或“不得”。

（3）表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做的用词：

正面词采用“宜”；

反面词采用“不宜”；

表示有选择，在一定条件下可以这样做的，采用“可”。

2 规范中指定应按其他有关标准、规范执行时，写法为“应符合……的规定”或“应按……执行”。

条文说明

本条文说明主要是对重要的条文的编制依据、存在问题以及执行中应注意的事项等予以说明。为了减少篇幅，只列条文号，未抄录原条文。

1 总 则

1.0.1 本条阐明了制定本规范的目的。高速铁路铁路工程测量是高速铁路工程建设的一项先行的基础工作，为高速铁路工程建设各阶段及运营维护提供可靠的测量保障。

1.0.2 本规范内容涵盖了高速铁路铁路工程建设各阶段所应进行的主要测量工作。根据铁路技术等级标准的划分，高速铁路是指旅客列车设计行车速度 $250\sim 350\text{km/h}$ 的铁路，由于本规范所规定的测量精度及方法是根据高速铁路轨道平顺性要求制定，按照铁路轨道静态检测精度标准，设计行车速度 200km/h 无砟轨道铁路的静态平顺性标准与设计行车速度 $250\text{km/h}\sim 350\text{km/h}$ 无砟轨道铁路的静态平顺性标准相同，因此本条规定新建 200km/h 无砟轨道铁路工程测量参照本规范执行。

1.0.3 高速铁路工程测量精度要求高，施工中要求由坐标反算的边长值与现场实测值应尽量一致，而国家的 3° 带投影坐标，在投影带边缘的边长投影变形值达到 340mm/km 。因此本条规定采用工程独立坐标系，把边长投影变形值控制在一定范围内以满足高速铁路施工测量的要求。

德国高速铁路采用 MKS 定义的特殊技术平面坐标系统。MKS 可根据需要把地球表面正形投影到设计和计算平面上，发生的（不可避免的）长度变形限定在 10mm/km 的数量级上。在京津城际高速铁路工程测量中，博格公司要求基础控制网平面相对精度为 $1/100000$ 。根据武广线、郑西线无砟轨道 CPIII 控制网的测量实践也表明，在满足边长投影长度变形值不大于 10mm/km 的条件下，CPIII 观测距离不需进行投影改化进行平差计算就可满足 CPIII 控制网的精度要求。如果投影变形值超过 10mm/km ，CPIII 观测距离不进行投影改化就很难满足 CPIII 控制网的精度要求。参考国外先进的控制测量技术和总结津京城际和武广、郑西客运专线的经验，本条规定投影长度的变形值不宜大于 10mm/km 。

对于个别地段投影长度的变形值大于 10mm/km 的情形，则在施工过程中应进行高斯投影和高程投影改化，使坐标反算值与测量值的互差值不大于 10mm/km 。

1.0.4 1985 国家高程基准是全国统一使用的国家高程基准，客运专线线路长，与道路、管线、河流及市政设施交叉频繁，为了准确测量高速铁路与交叉物的高程关系，因此本条规定高程系统采用 1985 国家高程基准。

1.0.5 为了对高速铁路工程建设各阶段控制测量的精度、方法进行规范，使之满足高速铁路工程建设勘测设计、工程施工、轨道施工及运营维护各阶段对测量成果的需求，本条规

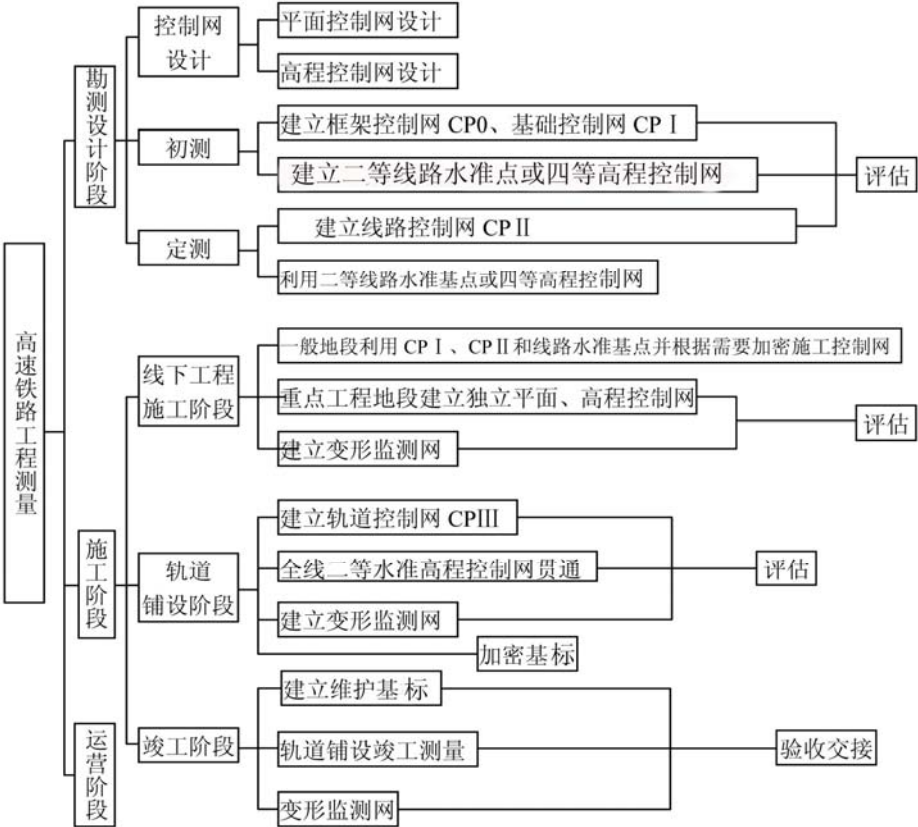
定把高速铁路工程测量平面、高程控制网按施测阶段、目的及功能分为勘测控制网、施工控制网、运营维护控制网。

1 勘测控制网是勘测设计单位在勘测设计阶段为满足高速铁路工程勘测设计和向施工单位进行交桩而建立的平面、高程控制网，它包括框架控制网 CP0、基础平面控制网 CP I、线路平面控制网 CP II 和线路水准基点控制网。

2 施工控制网是为高速铁路工程施工提供控制基准的各级平面高程控制网。它包括基础平面控制网 CP I、线路平面控制网 CP II、线路水准基点控制网，以及在此基础上加密的施工平面、高程控制点和为轨道铺设而建立的轨道控制网 CPIII。

3 运营维护控制网是在高速铁路工程竣工后，施工单位交给运营单位，为运营阶段对高速铁路工程进行变形监测、运营维护的平面、高程控制网，它包括基础平面控制网 CP I、线路平面控制网 CP II、线路水准基点控制网、轨道控制网 CPIII 以及轨道维护基标。

高速铁路工程测量分为勘测、施工、运营维护三个阶段，其基本工作流程见说明图 1.0.1。



说明图 1.0.1 高速铁路工程测量基本工作流程图

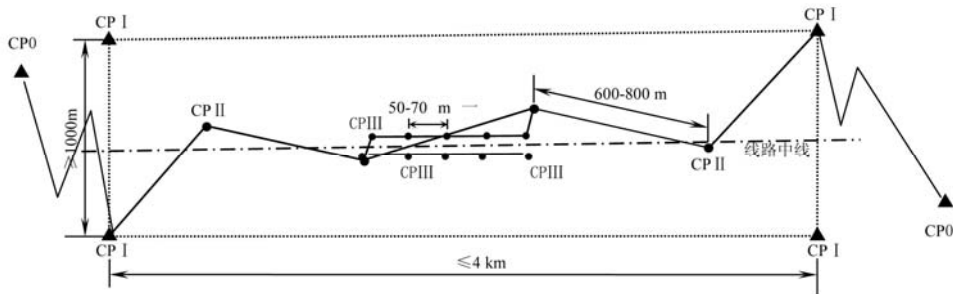
1.0.6 高速铁路建立框架控制网 CP0，是在《客运专线无砟轨道铁路工程测量暂行规定》

平面控制网按三级布设的基础上，总结京津城际铁路、郑西、武广、哈大、京沪、石武高速铁路平面控制测量实践经验而制定的。《客运专线无砟轨道铁路工程测量暂行规定》三级平面控制网分别为基础平面控制网 CP I、线路平面控制网 CP II 和轨道控制网 CP III。由于高速铁路线路长、地区跨越幅度大且平面控制网沿高速铁路呈带状布设。为了控制带状控制网的横向摆动，沿线必须每隔一定间距联测高等级的平面控制点，但是由于沿线国家高级控制点之间的精度较低，基础平面控制网 CP I 经国家点约束后使高精度的 CP I 控制网发生扭曲，大大降低了 CP I 控制点间的相对精度，个别地段经国家点约束后的 CP I 控制点间甚至不能满足 1/170000 的要求。在测量中不得不采用一个点和一个方向的约束方式进行 CP I 控制网平差，但这种平差方式给 CP I 控制网复测带来不便。为此在京津城际铁路、哈大、京沪、石武高速铁路平面控制测量首先采用 GPS 精密定位测量方法建立高精度的框架控制网 CP0，作为高速铁路平面控制测量的起算基准，不仅提高了 CP I 控制网的精度，也为平面控制网复测提供了基准。因此本条规定：在平面控制测量工作开展前，应首先采用 GPS 测量方法建立高速铁路框架控制网（CP0）。

1.0.7 本条规定按分级布网的原则把平面测量控制网分三级布设，第一级为基础平面控制网，第二级为线路平面控制网，第三级为轨道控制网。为了便于规范条文的编写，把各级平面控制网用英文字母和罗马数字来表示：CP I 为基础平面控制网，CP II 为线路平面控制网，CP III 为轨道控制网。各级平面控制网的作用为：

- 1 基础平面控制网（CP I）主要为勘测设计、施工、运营维护提供坐标基准；
- 2 线路平面控制网（CP II）主要为勘测设计和施工提供控制基准。
- 3 轨道控制网（CP III）主要为轨道提供控制基准。

三级平面控制网之间的相互关系如说明图 1.0.7 所示



说明图 1.0.6 高速铁路三级平面控制网示意图

1.0.8 高速铁路高程控制测量的目的是为线下工程施工和轨道施工、营运维护提供高程控制基准，为了满足线下工程施工的要求，应建立全线统一的高程控制基准，即线路水准基点。在轨道施工和营运维护阶段，线路水准基点的密度不能满足轨道施工和营运维护的要

求，因此应在线路水准基点控制网基础上建立第二级永久性的轨道高程控制网 CPⅢ。

1.0.9 高速铁路工程测量包括了勘测设计、线下工程施工、轨道施工、竣工验收测量，整个测量周期长，其间还包括施工期间平面高程控制网的复测与维护。而且由于高速铁路线路长、地区跨越幅度大，地形、地质条件变化大。因此要求高速铁路工程测量工作开展前，勘测设计单位应根据沿线地形、地质情况，结合高速铁路工程特点进行平面高程控制网测量技术设计，经建设单位组织评审后实施。测量大纲应包括以下内容：

- 1、各级控制网的技术标准、建网时机及测量要求；
- 2、坐标、高程基准，投影带的划分及坐标换带的衔接。
- 3、特殊地区：软土、区域沉降、湿陷性黄土、冻土地区标石的埋设，复测周期及施工阶段平面高程控制网的维护等；
- 4、变形测量的要求、方法及时机。

高速铁路工程测量成果评估验收应分阶段实施，各阶段指勘测设计、施工、维护等各阶段，它是保证各阶段测量成果交接质量的一个重要环节。检查评估内容如下：

1.平面控制网测量检查评估内容

- 1) 技术设计的合理性，平面控制网测量是否经济可靠。
- 2) 控制点的位置是否满足勘测设计、施工测量及运营维护的要求，控制点埋设是否稳定可靠和有利于长期保存。

3) 使用的仪器精度指标及检定情况，外业观测记录是否齐全，各项限差是否满足要求。

4) 平差计算数据处理方法的正确性和可靠性。

5) 各种资料是否完整齐全。

2.平面控制测量数据质量评估

1) 外业观测数据的质量检验，如果存在超限观测值，则要摒弃相关数据。

2) 通过分析评估程序对测量数据进行处理来检验测量数据的可靠性。

3. 平面控制网平差计算数据处理质量评估

1) 对平差计算数据处理起算基准、起始数据进行检验。

2) 对平差计算数据处理所采用的数学模型和计算软件进行验证。

3) 用合格的起算数据和相同的数学模型对平差计算成果进行验算。

4. 平面控制网数据处理结果的整理和质量验证

1) 计算各级控制网的验后精度，包括 GPS 测量的环闭合差，基线边平面相对中误差和方向中误差，导线测量的方位角闭合差、全长相对闭合差、测角中误差，控制网的点位和相邻点位误差椭圆参数。

2) 通过对误差统计结果整理，明确和清楚地得出测量误差的变化曲线和分布情况，从而对平面控制网的质量作出评价。

5. 平面控制网测量评估验收报告

完成上述检查评估项目后，编写评估验收报告，内容包括：平面控制网设计方案评估、平面控制网布网埋石评估、外业测量数据质量评估、平差计算数据处理评估、测量成果精度及可靠性评估、资料完整性评估。

6. 高程控制网测量检查评估

内容包括：高程控制网测量技术设计、选点埋石、仪器精度指标及检定情况、外业观测、平差计算和资料完整齐全等。

7. 高程控制测量数据质量评估

外业观测数据检验和测段往返测高差不符值检验。

8. 高程控制网平差计算数据处理质量评估

- 1) 对平差计算数据处理起算基准、起始数据进行检验；
- 2) 对平差计算数据处理所采用的数学模型和计算软件进行验证；
- 3) 用合格的起算数据和相同的数学模型对平差计算成果进行验算。

9. 高程控制网数据结果的整理和质量验证

1) 计算各级控制网的验后精度，包括测段往返测高差不符值、水准路线（或环线）闭合差、每千米水准测量高差中数偶然中误差 M_{Δ} 点及每千米水准测量全中误差 M_W 、最弱点高程中误差、相邻点高差中误差等。

2) 通过对误差统计结果整理，得出测量误差的变化曲线和分布情况从而对高程控制网的质量作出评价。

10. 高程控制网测量评估验收报告

完成上述检查评估项目后，编写评估验收报告，内容包括：高程控制网设计方案评估、高程控制网布网埋石评估、外业测量数据质量评估、平差计算数据处理评估、测量成果精度及可靠性评估和资料完整性评估等。

2 术语和符号

2.1 术语

2.1.2～2.1.5 本次修订引入基础框架控制网（CP0）、基础平面控制网（CP I）、线路平面控制网（CP II）、轨道控制网（CP III）概念，是为了便于阐述新建铁路线路平面控制测量按分级布网原则进行测量。

2.1.8 本次修订引入的三角形网和三角形网测量的统一概念，是对以往的三角网、三边网、三角形网的概念综合。由于目前全站仪的广泛应用，单纯的三角网、三边网已很少应用，所以不再严格区分。

2.1.9 测角仪器的分级与命名。

过去对测角仪器精度等级的划分，一直沿用我国光学经纬仪的系列划分方法，即划分为 DJ07、DJ1、DJ2、DJ6 等，随着全站仪的普遍使用，这一划分已显得不够全面。为此，参照 2007 年版《工程测量规范》（GB 50026-2007）的测角仪器分级方法，分为 0.5"，1"，2"，6"级。测角的 0.5"，1"，2"，6"级仪器分别包括全站仪、电子经纬仪、光学经纬仪，分别命名为 0.5"级仪器，1"级仪器，2"级仪器，6"级仪器。对于其他精度的测角仪器，如：3"，5"等类型，使用时，按“就低不就高”的原则归类。

2.2 符号

水准仪的型号 DS05 、DS1 、DS3

水准仪的型号是根据水准仪的测量标称精度进行命名的：

DS05——该型号的水准仪每千米水准测量高差中误差为 0.5mm；

DS1——该型号的水准仪每千米水准测量高差中误差为 1mm；

DS3——该型号的水准仪每千米水准测量高差中误差为 3mm。

3 平面控制测量

3.1 一般规定

3.1.1 本条所规定的各级平面控制网布网要求是在《客运专线无砟轨道铁路工程测量暂行规定》的基础上，结合京津、武广、郑西、哈大、京沪、石武、合宁、合武客运专线无砟轨道精密工程测量的实践而制定的。

1、有关 CP0 控制网的规定：

（1）根据京津、哈大、京沪、石武客运专线平面控制网测量的实践表明：在建立 CP I 之前建立高精度的 CP0 控制网作为高速铁路平面控制网的坐标框架起算基准，不仅可以克服国家高等级平面控制点稀少的问题，有效提高 CP I 控制网的精度。而且使 CP I 控制网复测时有一套稳固的、高精度的起算基准，使复测结果与原测结果有可比性，便于复测坐标与原测坐标的对比。

（2）CP0 控制网的点间距的规定：

京津、哈大、京沪、石武客运专线 CP0 控制网的点间距如下：

线名	京津	哈大	京沪	石武
CP0 点间距（km）	30	100	80	50

为了使 CP I 控制网复测时便于坐标比较，本规范规定 CP I 控制点复测成果与原测成果不大于 20mm，当 CP I 控制网自身测量的各项精度指标均满足要求时，复测成果与原测成果的坐标较差就与约束点 CP0 控制网的点间距有关。据统计，在 CP I 控制网复测自身测量满足 GPS 二等网精度要求时，哈大线复测成果 92%满足 20mm 要求，京沪 98%满

足 20mm 要求，京津、石武客运专线复测成果都满足 20mm 要求。根据以上各线的情况，综合考虑 CP0 控制网的选点、布网、野外测量调度协调等各方面因素，本规范将 CP0 控制网控制网点间距定为 50km。

2、有关 CP I 控制网的规定：

(1) 本规范所规定的二等 GPS 测量精度等级与《客运专线无砟轨道铁路工程测量暂行规定》B 级 GPS 网的精度等级是一致的，其最弱边边长相对中误差 $1/170\,000$ 提高到 $1/180\,000$ 主要是为了与现行的《铁路工程卫星定位测量规范》的等级标准一致。

(2) 点对点距离由原来的点对点 $\geq 1000\text{m}$ 改为现在的 $\geq 800\text{m}$ ，主要是考虑到现场很难选出 $\geq 1000\text{m}$ 的通视边，故将通视边缩短到 $\geq 800\text{m}$ 。根据京津、武广、郑西、哈大、京沪、石武 CP I 控制网测量精度统计，边长为 800m 时，其边长相对中误差也能达到 $1/180\,000$ 。

3、有关 CP II 控制网的规定：

(1) 本规范所规定的三等 GPS 测量精度等级与《客运专线无砟轨道铁路工程测量暂行规定》的 C 级相同，点间距由 $\geq 800\text{m}$ 改为 $600\sim 800\text{m}$ 主要是考虑现场的选点方便和施工阶段使用的方便，而且边长为 600m 时，其边长相对中误差也能达到 $1/100\,000$ 。

(2) 导线测量由《客运专线无砟轨道铁路工程测量暂行规定》中的四等提高到三等是根据 CPIII 自由测站边角交会网对上一级控制网的精度要求决定的，根据郑西、合武隧道洞内无砟轨道 CPIII 测量的情况，洞内导线为四等时，约束平差后 CPIII 控制网会发生扭曲，出现个别 CPIII 相邻点之间相对精度超过 1mm 的现象。根据京津城际无砟轨道铺设的经验，其 CP II 导线是按三等导线的精度测量的。为了满足铺设 II 型板的要求，按照留有一定精度富余量的原则，本规范规定 CP II 导线按三等导线精度测量。

(3) 导线测量的边长放宽到 $400\sim 800\text{m}$ 是为了使现场布设导线方便。

4、有关 CPIII 控制网的规定：

本次修订取消了 CPIII 导线测量法。CPIII 控制网导线测量主要是按照日本板式无砟轨道的施工工艺而采用的导线布网测量方法。而目前国内在 I 型板式无砟轨道的施工中，通过 I 型板式无砟轨道铺设技术再创新的研究，已形成了一套采用 CPIII 自由测站边角交会法布网进行轨道铺设的技术，该技术相对于采用导线和基准器铺设 I 型板式无砟轨道具有精度高，操作简单、效率高等特点。国内在建的其他结构型式的无砟轨道的 CPIII 控制网均采用自由测站边角交会法布网测量，在石太、哈大线 I 型板式无砟轨道施工中，都采用 CPIII 自由测站边角交会网进行轨道板精调测量。

CPIII 控制网导线测量与 CPIII 控制网自由测站边角交会法布网测量相比存在以下缺点：

- ①多余观测量少，图形强度低，点位精度不均匀；
- ②不利于轨道精调时使用轨检车检测。

基于上述原因，本规范取消了 CPIII控制网导线测量的相关规定。

5 关于各级控制相邻点位的相对精度

(1) CP0 点间距为 50km，经过近年来的 CP0 测量实践，采用长基线 GPS 精密星历计算，其相邻点的相对中误差一般在 0~20mm 之间。(2) CP I、CP II、CPIII 的相对点位精度

本次修订将 CP I 相对点位精度修改为 10mm，CP II 相对点位精度修改为 8mm，CP III 的相对点位精度保持不变。根据京津、武广、郑西等线 CP I、CP II 测量精度的统计，只要严格按照 CP I、CP II 测量要求进行测量，CP I、CP II 相对点位精度完全能满足 10mm 和 8mm 的规定；CPIII 的相对点位精度保持为 1mm 技术上能达到，也能满足 CPIII 自由设站测量和轨道施工控制的要求。

3.1.2 本条规定的各级平面控制网的主要技术要求说明如下：

1、表 3.1.2-1

(1) CP0 最弱边相对中误差 1/1 000 000 是根据近年来 CP0 测量的实践总结得出的。铁二院近年来 CP0 测量精度统计如下：

线路名	最弱边相对中误差
长沙至昆明线	1/34 279 000
成都至贵阳线	1/36 889 000
成都至九寨沟线	1/29 157 000
成都至重庆线	1/32 203 000
渝黔、渝万线	1/12 875 000
贵广线震后	1/39 751 000

从上面统计中可以看出，采用精密星历解算的长基线精度完全能达到 1/2 000 000。

(2) CP I 最弱边相对中误差由原来的 1/170 000 提高到 1/180 000 主要是为了与修订后的《铁路卫星定位测量规范》中所规定的二等 GPS 精度一致而修改，从近几年的 CP I 测量结果看 99% 的 CP I 最弱边相对中误差都在 1/180 000 以上。为了保证各铁路测量规范的系统性和一致性，本规范把 CP I 最弱边相对中误差提高到 1/180 000。

2、表 3.1.2-2 CP II 导线的附合长度≤4km 是基于 CP I 点间距≤4km 制定的。其余各项精度指标均参照《工程测量规范》(GB50026-2007) 制定。

3.1.3

1、关于坐标系基准

现行的大地坐标系历经 50 年，对国民经济建设作出了重大的贡献，效益显著。但其成果受技术条件制约，精度偏低、无法满足新技术的要求。1954 年北京坐标系采用的克拉索夫斯基椭球参数同现代精确的椭球参数的差异较大，椭球定向不十分明确，椭球的短

半轴既不指向国际协议原点 CIO，也不指向目前我国使用的地极原点 JYD。参考椭球面与我国大地水准面呈西高东低的系统性倾斜，东部高程异常达 60 余米，最大达 67 米。采用 1954 年北京坐标系为 GPS 测量基准会大大降低 GPS 控制网的测量精度

1980 西安坐标系适用于经典大地测量成果的归算及其应用，它的表现形式为平面的二维坐标。用现行坐标系只能提供点位平面坐标，而且表示两点之间的距离精确度也比用现代手段测得的低 10 倍左右。高精度、三维与低精度、二维之间的矛盾是无法协调的。比如将卫星导航技术获得的高精度的点的三维坐标表示在现有地图上，不仅会造成点位信息的损失（三维空间信息只表示为二维平面位置），同时也将造成精度上的损失。1980 西安坐标系所采用的 IAG1975 椭球，其长半轴要比现在国际公认的 WGS84 椭球长半轴的值大 3 米左右，而这可能引起地表长度误差达 10 倍左右。1980 西安坐标系不是地心坐标系，而是由中国局域高程异常最佳符合方法定位，其坐标系采用指向 1968.0 JYD 地极原点方向，与国际上包括 GPS 定位中通用的椭球短轴的指向 BIH1984.0 不同。不利于高精度 GPS 测量。

WGS-84 大地坐标系：是目前 GPS 所采用的坐标系统，GPS 所发布的星历参数就是基于此坐标系统的。WGS-84 坐标系统的全称是 World Geodical System-84（世界大地坐标系-84），它是一个地心地固坐标系统。WGS-84 坐标系的坐标原点位于地球的质心，Z 轴指向国际时间局 BIH1984.0 定义的协议地球极方向，X 轴指向 BIH1984.0 的起始子午面和赤道的交点，Y 轴与 X 轴和 Z 轴构成右手系。

2000 国家大地坐标系：是全球地心坐标系在我国的具体体现，其原点为包括海洋和大气的整个地球的质量中心。经国务院批准，根据《中华人民共和国测绘法》，我国自 2008 年 7 月 1 日起启用 2000 国家大地坐标系。国家测绘局在公告中提供了新坐标系的技术参数。公告同时对新旧坐标系的转换和使用作出说明：2000 国家大地坐标系与现行国家大地坐标系转换、衔接的过渡期为 8 至 10 年。现有各类测绘成果，在过渡期内可沿用现行国家大地坐标系；2008 年 7 月 1 日后新生产的各类测绘成果应采用 2000 国家大地坐标系。

为了保证 CP0 控制网的高精度 GPS 测量不因坐标基准的模型造成精度损失，因此规定 CP0 控制网应以 2000 国家大地坐标系作为坐标基准。

2、关于采用固定数据平差

CP I、CP II、CP III 采用上一级控制点进行固定数据平差是平面控制网分级布网原则的要求。为了实现三网合一，要求勘测、施工、营运维护各阶段的平面控制基准统一。此外还要求要求勘测、施工、营运维护各阶段的平面控制网做到相互衔接，即：勘测阶段的基础平面控制网 CP I 应附合到 CP0 控制网上；作为线下工程施工控制的线路平面控制网 CP II 应附合到 CP I 控制网上，保证施工的线路平面位置与设计的线路平面位置一致；作为轨道施工控制的轨道控制网 CP III 应附合到 CP II 控制网上，保证轨道工程施工的线路位

置与线下工程施工的线路位置一致。

3.1.4 同等级扩展的测量方法是按照相同的测量等级标准，以增设或补设控制点周边的同级控制点作为起算点，按照约束平差或拟稳平差的方法计算增设或补设控制点的坐标，且保证增设或补设控制点之间以及与已知点之间的相对精度满足本级控制网相对精度要求。

在铁路工程测量中重点考虑的是控制点之间的相对精度能否满足施工控制测量的要求，而不强调控制点的绝对精度，增补控制点时不再强调逐级布网，重点考虑的是控制点的相对精度。只要控制点的相对精度满足铁路工程的精度要求，增设或补设控制点可采用同等级扩展。随着科学技术的发展，测量仪器和计算手段都得到了相应的提高，使控制网同等级扩展后，控制点间的相对精度保持不变。

3.1.5 各等级 GPS 测量控制网的主要技术指标说明如下：

本条所列的各等级 GPS 测量控制网不包括 CP0 控制网的技术指标，CP0 控制网是长基线精密控制网，必须采用专用的精密星历软件进行处理，其外业观测的技术条件须进行专门设计，各项技术要求都在 3.2 节中专门规定。现就本条所规定的内容说明如下：

1、表 3.1.5-1 采用了《铁路卫星定位测量规范》的主要技术指标。GPS 控制网的精度分级是在充分考虑 GPS 测量精度高、布网灵活性强以及相邻等级网的布网、测量方法和观测时间没有太大差异的前提下，根据铁路工程对测量精度的需要和铁路 GPS 控制网带状布设，长、短边边长悬殊大等特点划分的。

(1) 控制网的精度指标是根据铁路工程对测量精度的要求确定的。

一等网主要用于铁路工程线路特大型桥梁和隧道的施工控制网测量；按照目前桥梁、隧道施工控制测量的要求，GPS 网最弱边相对中误差 $\leq 1/250000$ 能满足桥梁、隧道独立控制网的精度。

二等网主要用于高速铁路基础平面控制网（CPI）测量、复杂特大桥一级施工控制网测量和长度 6km 以上隧道的施工控制网测量；经过京津城际铁路、郑西、武广客运专线无砟轨道的实践，证明最弱边相对中误差 $\leq 1/170000$ 能满足要求；而在桥梁施工平面控制网测量中要求 GPS 测量的最高精度为桥轴线相对中误差为 $\leq 1/175000$ ，故规定二等控制网最弱边相对中误差为 $\leq 1/180000$ 。

三等网主要用于高速铁路线路控制网（CPII）测量、复杂特大桥二级施工控制网测量和长度 3~6km 隧道施工控制网测量；从目前高速铁路 CPII 测量实践来看，最弱边相对中误差 $\leq 1/100000$ 是合适的。

四等网主要用于高速铁路初测的平面控制测量。考虑到与三角形网测量精度要求统一，故规定最弱边相对中误差 $\leq 1/70000$ ；

五等网主要用于初测调查测量，线路中线、地形、施工测量时的控制点加密。并考虑

到与三角形网测量精度要求统一，故规定最弱边相对中误差≤1/40000。

(2) 关于约束平差后最弱边方位角中误差的确定：

GPS 的测量原理与常规的导线、三角形网不同，GPS 测量的一个特点是边长测量精度很高，但在边长较短时，由于受固定误差的影响，方位角精度就不如边长测量精度高。基线边长与角度之间的匹配关系也不像导线、三角形网测量的边角关系。对一些客运专线 CPI、CPII GPS 测量的基线方位角和边长精度的关系统计表明：当基线方位角中误差≤1.0″时，一般对应的基线相对中误差应≤1/220000；当基线方位角中误差≤1.3″时，一般对应的基线相对中误差应≤1/180000；当基线方位角中误差≤1.7″时，一般对应的基线相对中误差应≤1/100000。

由于上述原因，本规范的 GPS 测量等级划分与导线、三角形网测量等级划分没有严格意义上的对应关系。

2、表 3.1.5-3 的规定引自《铁路卫星定位测量规范》。

3.1.6 导线测量技术要求：

1、表 3.1.6-1 导线测量的技术要求：

(1) 导线等级的划分：在其他工程测量规范中，导线等级最高为三等，鉴于铁路工程测量的特殊性，为保证长大隧道的贯通精度，长大隧道洞内控制导线最高要求达到二等导线精度。同时为了保证隧道内轨道铺设的平顺性，在 L≥7km 的长大隧道施工及贯通后洞内 CPII 布设时，需采用二等导线测量，因此把导线等级最高定为二等。

(2) 导线边长：根据铁路工程的特点，导线边长既要考虑满足测量精度的要求，同时也要考虑测量的可操作性和使用的方便。在其他工程规范中，四等以上的导线边长均超过 1km，而在铁路工程中，多数情况下导线边长无法达到如此距离，因此本规范没有对各等级导线的平均边长作出明确规定。

(3) 导线精度及附（闭）合长度：若以 2 倍中误差为极限误差，导线经水平角平差后，全长相对闭合差限差的计算公式为：

$$\frac{f}{D} = 2 \sqrt{\frac{m_d^2}{n \cdot d^2} + \frac{m_B^2}{\rho^2} \times \frac{(n+1)(n+2)}{12 \cdot n}}$$

二、三、四等及一、二级导线的测角中误差分别取 1″、1.8″、2.5″、4″、7.5″；二、三、四等及一级导线测距精度取为 2mm+2ppm，二级导线测距精度取为 5mm+2ppm；二、三、四等导线平均边长分别取 1000、800、600m，一、二级导线平均边长均取 400m，按上式可得导线精度为：

说 明 表 3.1.6-1

导线长 (km) 等 级	20	18	14	12	10	5
-----------------	----	----	----	----	----	---

导线长 (km) 等 级	20	18	14	12	10	5
二等	1/73684	1/76933	1/84855	1/89744	1/95425	1/112786
三等	1/37371	1/38757	1/43017	1/46338	1/49012	1/60559
四等	1/23453	1/24822	1/27411	1/29659	1/31753	1/40451
一级	1/12260	1/12881	1/14469	1/15520	1/16836	1/22140
二级	1/6538	1/6869	1/7716	1/8276	1/8977	1/11798

若以 1.5 倍中误差为极限误差，导线经水平角平差后，全长相对闭合差限差的计算公式为：

$$\frac{f}{D} = 1.5 \sqrt{\frac{m_d^2}{n \cdot d^2} + \frac{m_B^2}{\rho^2} \times \frac{(n+1)(n+2)}{12 \cdot n}}$$

则可得导线精度为：

说 明 表 3.1.6-2

导线长 (km) 等 级	20	18	14	12	10	5
二等	1/98245	1/102577	1/113140	1/119659	1/127233	1/150381
三等	1/49827	1/51676	1/57356	1/61785	1/65349	1/80746
四等	1/31271	1/33096	1/36548	1/39544	1/42338	1/53935
一级	1/16347	1/17175	1/19293	1/20693	1/22448	1/29520
二级	1/8718	1/9159	1/10288	1/11034	1/11969	1/15731

综合以上分析，并结合铁路工程实际选定了导线技术要求。在特殊条件下，为提高导线精度，可采取导线网、三角形网等加强措施，提高多余观测量。

3、表 3.1.6-3 水平角观测所用的仪器是以 0.5"级、1"级、2"级和 6"级仪器为基础，根据实际的检查需要和相关仪器的精度，分别规定出不同的指标。参照《工程测量规范》（GB50026-2007）规定的方向观测法技术要求制定，并根据经验增加了 0.5"级仪器的技术要求。

4、测距技术要求：

（1）表 3.1.6-4 规定的距离测量精度等级的技术要求引自《中、短程光电测距规范》（GB/T 16818-1997）。

（2）距离观测测回的规定根据全站仪测量的特点而制定。随着全站仪在铁路工程测量中的全面应用，导线测量均以照准目标后，距离和方向同时观测。因此将距离测量的测回定义为盘左、盘右各测量一次，与方向测量的测回定义相同，有利于提高全站仪导线测量的效率。而且目前全站仪测距技术已能保证测距精度稳定，盘左、盘右各测量一次距离即能保证一个测回的距离测量精度。

（3）表 3.1.6-4 中边长往返观测平距是指测距仪与反光镜的平均高程面上的水平距离，

按下式计算：

$$D_p = \sqrt{s^2 - h^2}$$

式中 D_p ——测距边两端点仪器与反光镜的平均高程面上的水平距离（m）；

s ——经气象及加、乘常数等改正后的斜距（m）；

h ——仪器与反光镜之间的高差（m）。

3.1.7 本条规定参照《工程测量规范》（GB50026-2007）制定。三角形网测量的精度指标，是基于三角网和三边网的相关指标制定的。本条没有对边长做出规定，是因为铁路工程的特殊性，不同条件下边长差异较大。如桥梁施工控制网边长可出现长、短边并存，而隧道洞内控制网，为了提高精度可选择三角形网，但边长不可能布设得很长。

3.2 框架控制网（CP0）测量

3.2.1 为了保持高速铁路框架控制网的系统性和完整性，保证坐标基准的唯一性，对一条高速铁路的 CP0 应进行整网平差数据处理，不应分段进行。

3.2.2 对多条互通的高速铁路线路，应在线路互通连接处设立控制点。如原已建有 CP0 控制点，该点在确认为稳定的前提下宜作为已知点对新建 CP0 进行约束。使之形成一个统一的框架控制网，使两条铁路能够平顺衔接。在目前国家 2000 大地坐标系还不完善的条件下，CP0 与 IGS 台站联测，采用 WGS-84 椭球参数建立高速铁路坐标系是最方便、可行、有效的方法，不论 CP0 控制网建立的先后，只有是以 IGS 台站为基准，采用 WGS-84 椭球参数平面坐标系，都能实现统一构网。这种建立 CP0 控制网的方式，对于建设多条铁路交叉的枢纽及铁路并行线极为有利。这一优势在铁四院京沪高速铁路、沪宁城际铁路、南京枢纽中，在铁二院的成都枢纽、成绵乐、成灌、成兰铁路和贵阳枢纽、贵广、成贵、渝黔、长昆铁路勘测设计中已显示出来，避免了各条线路坐标的差异进行换算衔接。

3.2.4

1 CP0 控制网与 IGS 参考站或国家 A、B 级 GPS 点联测的目的是将 CP0 控制网坐标基准归化到 WGS-84 坐标系或 2000 国家大地坐标系中。

2 “每个 CP0 站点与其相邻的 CP0 站点的连接数不小于 3 个，联测的 GPS 永久性跟踪站点与其相邻的 CP0 站点的连接数不小于 2”，其目的是保证实现 CP0 控制网的边联结，使每个点都有闭合环检核条件。

3.2.5 CP0 观测的技术要求是在参考国家《全球定位系统（GPS）测量规范》（GB/T18314—2009）B 级 GPS 网的规定的基础上，根据 CP0 测量精度的要求和总结近年来多条铁路 CP0 测量的作业实践制定的。

夜间观测是指在日落后 1 小时到日出前的期间进行观测。在我国南部低纬度地区进行 CP0 测量时，夜间时段的观测适宜在午夜到日出期间进行观测。上述时刻均以同步观测网点中最西部站点的时刻为准。

3.2.6 CP0 基线解算推荐使用 Garmit 或 Bernese GPS 基线解算软件，或使用经铁道部鉴定为合格的长基线解算软件。

3.2.7

1、精密星历指 IGS 公布的最终精密星历（Final Orbit），而非 IGS 公布的快速精密星历。

3、传统单基线解是一种不严密的解算方法，其忽略了不同基线之间的相关性，在基线解算的平差模型中采用了近似的随机模型。多基线解采用的是严密平差模型，因而不会产生同步环坐标闭合差问题，其结果更为准确和可靠。基线结果必须和方差-协方差阵一并输出，既方便后续的基线向量网平差，也是基线重复性较差检验和独立环坐标闭合差检验所必须的。

4、起算点坐标成果和采用的精密星历的坐标成果应在同一坐标框架中进行。起算点的绝对坐标精度对基线的解算精度有影响，本规范限定起算点的绝对点位中误差不大于 0.1m。因而，不能直接使用接收机单点定位的坐标成果作为 CP0 的起算坐标。

3.2.8 CP0 控制网基线处理结果质量检核要求参照国家《全球定位系统（GPS）测量规范》（GB/T18314—2009）B 级 GPS 网的规定制定。

3.2.9

1、4、本条中无约束平差和约束平差后基线向量各分量改正数限差参照《全球定位系统（GPS）测量规范》（GB/T18314—2009）的规定制定。

2、约束平差前进行外部数据处理质量检查，其一检查约束点的兼容性，其二通过外部高精度已知点的相对关系来对 CP0 的绝对点位精度进行检核，有利于不同线路 CP0 控制点成果的通用与共享。

3.3 基础平面控制网（CP I）测量

3.3.1 CP I 控制网一般在初测阶段施测，当初测阶段比较方案多、线路方案还不稳定时，可先按初测精度要求建立初测平面控制网。方案稳定后，在定测前应完成 CP I 控制网测量。

3.3.2 CP I 控制网作为基础平面控制网，主要为线路控制网 CP II 提供起算基准，线下工程施工主要利用线路控制网 CP II 进行施工控制测量。为了便于勘测阶段 CP I 控制点的选点布网，如果要求沿线路 50~500m 范围布设，将会给 CP I 控制网布设增添难度。因此，把 CP I 控制点的布设范围定为距线路中心 50~1000m 范围内。

3.3.3 CP I 采用边联结方式构网，形成由三角形或大地四边形组成的带状网；除了要求独立观测的基线边形成由三角形或大地四边形进行构网计算外，还要求 4 台及以上 GPS 同步观测的基线组成三角形或大地四边形网进行构网平差。从理论上讲 4 台 GPS 同步观测只有 3 条基线是严格意义上的独立观测边，这在采用多基线方法解算的精密 GPS 基线

解算软件（如：Gaimet，Beness 软件）中解算的基线是保证了同步环的闭合差为 0。但在目前采用的商用软件中，采用的是单基线方法解算，其同步环基线解算闭合差不等于 0，因此要求利用构成同步观测环的基线边参加 CP I 控制网构网平差，形成由三角形或大地四边形组成的带状网，增强 CP I 控制网的图形强度。

在线路勘测设计起点、终点或与其它铁路平面控制网衔接地段，与相衔接铁路的 2 个或 2 对（CP I 按 4km 一对点布设时）以上的 CP I 控制点相重合，是为了求得高速铁路平面坐标系统与相衔接铁路平面坐标系统的关系。

CP I 控制网宜与附近的已知水准点联测是为了求得 CP I 控制网的正常高。

3.3.4 CP I 控制网与沿线的国家或城市平面控制点联测的目的是：（1）将高速铁路工程独立坐标系统引入国家坐标系统或城市平面坐标系统；（2）当需要提供国家坐标系统或城市平面坐标系统坐标时，通过联测的国家三角点或城市平面控制点，对 CP I 控制网进行约束平差，将高速铁路工程独立坐标转换为国家或城市独立坐标。

3.3.7 CP I 控制网平差及坐标转换：

1、通过 GPS 基线网三维无约束平差后，检查 CP I 控制网 GPS 测量的内符合精度，环闭合差是否满足要求。各项指标合格后，才能进行约束平差。

2、目前把 GPS 三维空间坐标转换为二维平面坐标的一种方法是将 GPS 网中的已知点的平面坐标作为约束点进行二维约束平差得到。但是由于 GPS 网中的已知点间的边长存在投影差（高程改化和高斯投影），且高斯投影差在 CP I 控制网的各条边中是一个非线性的变量，如果直接进行二维约束平差计算 CP I 控制网的平面坐标，就会把 CP I 控制网的各条边中非线性的投影差以已知点间的边长投影系数对各条边进行线性约束，这是一种不严密的转换方法。另一种方法是利用已知点的三维坐标对 GPS 进行三维约束平差，然后通过投影变换将 GPS 三维空间坐标转换为二维平面坐标，这是一种严密的转换方法。由于 CP0 控制点有高精度的三维空间坐标，为 CP I 控制网的三维约束平差提供了条件。因此，应首先利用 CP0 控制点作为固定点进行 CP I 控制网的三维约束平差，计算 CP I 控制点的空间直角坐标，在通过分带投影的方法计算 CP I 控制点的平面直角坐标。这样可以克服利用 CP0 控制点的平面坐标作为固定点进行 CP I 控制网的二维约束平差，带来的边长变形。

3.4 线路平面控制网（CP II）测量

3.4.1 线路控制网 CP II 是线路定测放线和线下工程施工测量的基础，一般应在线路方案稳定后得定测阶段施测，并利用其进行定测放线，使定测放线和线下工程施工测量都能以 CP II 控制网作为的基准，因此要求 CP II 控制网宜在定测阶段完成。

3.4.3 为了确定客运专线与其它铁路平面控制网的衔接关系，本条规定在线路起、终点及不同单位测量衔接地段，应联测 2 个以上平面控制点。通过 CP I 测量时联测的 2 个点和

CPⅡ测量联测的 2 个以上平面控制点求出两套坐标系统的转换参数，便于接头处的左边转换衔接。

3.4.6 线路控制网 CPⅡ 作为轨道控制网 CPIII 的平面控制基准，必须 CPIII 控制网建立以前测设，因此本条规定在隧道洞内 CPⅡ 控制点应在隧道贯通后，应进行洞内 CPⅡ 控制点测量，由于隧道洞内空间狭小，只能采用导线测量方法测设。

导线测量的最大弱点是多余观测值少，图形强度低，横向摆动大。为了保证高速铁路的平顺性，必须最大限度地控制导线的横向误差。因此，表 3.4.6 根据隧道内导线的附和长度，分别采取了提高导线测量等级、采用导线环加强图形强度等措施来控制 CPⅡ 导线的横向误差。

表 3.4.6 中的隧道洞内 CPⅡ 导线测量精度等级根据武广、郑西、温福、福厦、宜万、达成等线无砟轨道洞内 CPⅡ 导线所采用精度等级而总结得到。

表 3.4.6 近年来隧道（无砟）洞内 CPⅡ 导线测量精度等级统计

导线精度等级	附和长度及布网方式	武广	郑西	温福	福厦	宜万	达成
四等	附和长度	$1 \leq L \leq 4$	$1 \leq L \leq 4$	$1 \leq L < 6$	—	—	—
	布网方式	单导线	单导线	导线环			
三等	附和长度	$4 < L \leq 7$	$4 < L \leq 7$	$6 \leq L < 10$	$4 < L \leq 7$	< 7	—
	布网方式	导线网	导线网	导线环	导线网	导线环	
二等	附和长度	> 7	> 7	> 10	—	> 7	> 7
	布网方式	导线网	导线网	导线环		导线环	导线网
备注		350km/h	350km/h	250 km/h	250km/h	250km/h	250km/h

以上表格为已完成无砟轨道隧道洞内 CPII 导线等级及布网方式统计，按以上等级及布网方式完成的洞内 CPII 基本满足无砟轨道铺设精度要求，按照留有一定精度富余量及就高不就低原则，本规范制定出隧道洞内 CPII 精度要求。

隧道施工过程中，都按隧道贯通精度的要求建立了洞内控制网。隧道贯通后应尽量保存洞内控制网，在洞内施工平面控制桩保存完好的情况下洞内 CPⅡ 导线点应尽量利用。这样可以节省 CPⅡ 导线点埋设工作，更重要的是通过 CPⅡ 导线测量成果与洞内施工平面控制桩坐标成果的对比可以得出洞内控制测量与 CPⅡ 导线测量的横向偏差，为隧道洞内轨道施工评估提供数据。因此要求导线点宜充分利用洞内施工平面控制桩。

3.5 轨道控制网（CPIII）平面测量

3.5.2 CPIII 控制网是轨道铺设、精调以及运营维护的基准，为了保证在轨道的铺设、精调以及运营维护阶段有一个安全、可靠、稳定的控制基准，因此要求 CPIII 控制网应在通过沉降和变形评估后施测。

由于 CPⅠ、CPⅡ 控制网经过数年的施工，受外界环境的变化和施工的影响可能会发生位移变化。为了保证 CPⅠ、CPⅡ 控制网的精度满足 CPIII 网附和的要求，按照《时速

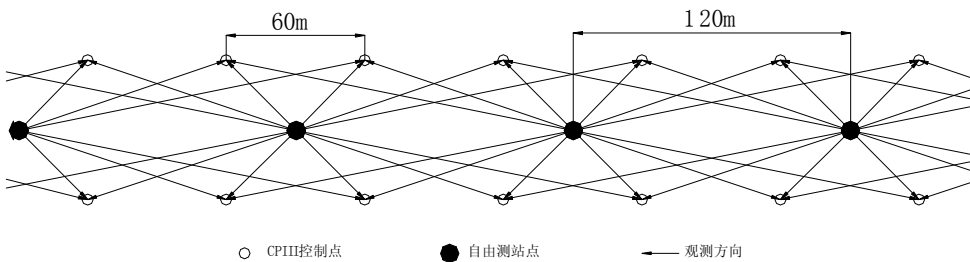
200 公里及以上铁路工程基桩控制网（CPIII）测量管理办法》（铁建设[2008]80 号）和《关于进一步规范铁路工程测量控制网管理工作的通知》（铁建设[2009]20 号）的要求，在 CPIII 控制网测量前应对全线的 CP I、CP II 控制网进行复测。当复测与原测成果较差满足限差要求时，应采用原测成果；当较差超限时，应采用同精度扩展方式处理的复测成果。

3.5.3 为了保证线下工程与轨道工程的相互吻合，轨道控制网 CPIII 与线下工程施工控制网应采用线路控制网 CP II 作为平面控制基准，要求 CPIII 平面网应附合于 CP I、CP II 控制点上。为了使 CPIII 平面网复测成果与原测成果有较好的一致性，根据京津城际、武广的经验，每 600m 左右联测一个 CP I 或 CP II 控制点为宜。

线下工程建成后，原来施工所用的 CP I、CP II 控制点有可能与 CPIII 控制点不通视，其密度有可能不满足 CPIII 平面网附合的要求，此时应按同精度扩展方式加密 CPII 控制点。所谓同精度扩展方式加密 CPII 控制点，就是在同精度联测原 CPII 点和加密的 CPII 点后，采用相邻的 CPII 点和周边的 CP I 控制点作为约束点进行平差。

3.5.4 表 3.5.4 中 CPIII 标志重复性安装误差是指同一标志在同一个预埋件上重复安装后的棱镜中心坐标较差的限差；互换性安装误差是指不同标志安装在同一个预埋件上棱镜中心坐标较差的限差。其各项限差系根据根据中铁二院与西南交大承担的铁道部建设司规范科研项目《高速铁路 CPIII 测量标准及软件研制》成果，并结合近年来 CPIII 平面网测量的实践制定。

3.5.8 CPIII 控制网的标准构网图形如说明图 3.5.8 所示



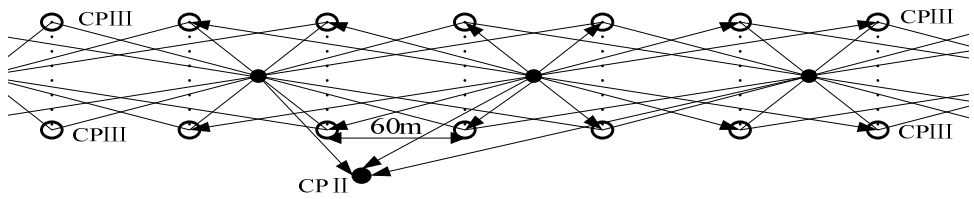
说明图 3.5.8 CPIII 平面网标准构网网形示意图

3.5.9、3.5.10 的规定系根据中铁二院与西南交大承担的铁道部建设司规范科研项目《高速铁路 CPIII 测量标准及软件研制》成果，并根据武广客专 CPIII 平面网测量的实践制定。根据中铁二院与西南交大采用武广客专 CPIII 平面观测数据进行分析比较结论，0.5"、1"全站仪分别进行 2 个和 3 个测回能满足 CPIII 平面网建网要求。

3.5.11 CPIII 平面网与上一级 CP I、CP II 控制点联测可以通过自由设站置镜观测 CP I、CP II 控制点，或采用在 CP I、CP II 控制点置镜观测 CPIII 点。

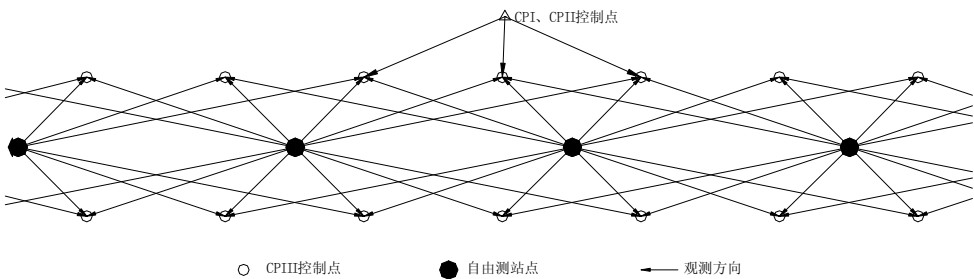
当采用在自由设站置镜观测 CP I、CP II 控制点时，应在 2 个及以上连续的自由测

站上观测 CP I、CP II 控制点，其观测图形如说明图 3.5.11-1 所示：



说明图 3.5.11-1 在自由设站置镜观测 CP I、CP II 控制点的观测网图

当采用在 CP I、CP II 控制点置镜观测 CPIII 点，应在 CP I、CP II 控制点置镜观测 3 个以上 CPIII 控制点。其观测图形如说明图 3.5.11-2 所示：



说明图 3.5.11-2 在 CP I、CP II 控制点置镜观测 CPIII 点的观测网图

3.5.12 由于车站范围内要进行道岔安装，而道岔施工必须在一个 CPIII 控制网内整体控制，一次完成，因此不允许在车站范围内存在 CPIII 控制网接头。车站范围指车站进出站信号机外 300m 以内的范围。

3.5.13 任何测量平差软件的使用都应经过审查鉴定后方能用于生产。CPIII 平面网控制网测量具有很强的专业性，为了保证高速铁路 CPIII 平面网测量能满足高速铁路轨道铺设平顺性的要求，其平差计算软件应通过铁道部主管部门评审鉴定。

3.5.14

表 3.5.14-1、表 3.5.14-2 的规定系根据中铁二院与西南交大承担的铁道部建设司规范科研项目《高速铁路 CPIII 测量标准及软件研制》成果，并结合武广客专 CPIII 平面网测量的实践制定。武广客专 CPIII 平面网方向改正数、距离改正数和中误差以及点位中误差统计如下：

说明表 3.5.15 CPIII 平面网平差后的主要技术指标统计

项目	与 CP I、CP II 联测	与 CPIII 联测	距离中误差	点位中误差
----	-----------------	------------	-------	-------

	方向改正数 (")		距离改正数 (mm)		方向改正数 (")		距离改正数 (mm)		(mm)		(mm)	
	改正数	比例 %	改正数	比例%	改正数	比例 %	改正数	比例 %	中误差	比例 %	中误差	比例 %
武广	≥5	0	≥6	0	≥5	0	≥4	0	≤0.5	77.1	≥1.3	0
	4~6	0.63	4~6	1.57	3~5	0.27	2~4	0.41	0.5~1	22.9	1~1.3	0.14
	≤4	99.37	≤4	98.43	≤3	99.71	≤2	99.59	≤1	100	≤1	99.86

3.5.15 根据中铁二院与西南交大承担的铁道部建设司规范科研项目《高速铁路 CPIII 测量标准及软件研制》成果，并结合武广客专的实践经验，在区段连接处，后测的 CPIII 平面网应以前一区段重叠的 1~3 对 CPIII 点和本区段的 CP I、CP II 控制点作为约束点进行约束平差，这样才能保证相邻区段 CPIII 平面网的平顺衔接。

3.5.16 坐标换带结合处，提供两套坐标的重叠段不小于 800m，主要是给轨道施工单位留有选择换带点的余地；此外由于两相邻带的投影尺度变形不一致，会造成一定的衔接误差，通过 800m 的重叠段也可进行误差调整。

3.5.17 CPIII 平面网复测采用与原测相同网形指 CPIII 平面网复测应联测与原测相同的 CP I、CP II 控制点，当 CP I、CP II 控制点破坏或不满足联测精度要求时，应采用稳定的 CPIII 点原测成果进行约束平差。CPIII 复测坐标较差限差主要依据武广客专 CPIII 复测较差统计制定。

说明表 3.1.17 武广客专轨道控制网 CPIII 复测较差统计结果

DX		DY	
差值/mm	比例	差值/mm	比例
1	70.61%	1	57.33%
2	21.60%	2	26.81%
3	5.34%	3	11.68%
>3	2.45%	>3	4.17%
≤3	97.55%	≤3	95.83%

4 高程控制测量

4.1 一般规定

4.1.1 高速铁路高程控制测量等级的划分是根据高速铁路工程建设的需要，在国家《工程测量规范》（GB50026-2007）的等级系列的基础上，增加了精密水准测量的等级。

除增加的精密水准测量外，各等级高程控制网采用每千米高差中数偶然中误差、每千米高差中数的全中误差的精度和水准路线长度等技术要求都参照现行国家标准《国家一、二等水准测量规范》（GB12897-2006）和《国家三、四等水准测量规范》（GB12898-91）

制定。精密水准测量路线长度规定为 3km，是因为 CPIII 点测量的水准路线必须附合于每 2km 一个的线路水准基点上。故规定精密水准测量路线长度规定为 3km。

4.1.2 本条规定线路水准基点测量按二等水准网施测，是根据遂渝线无碴轨道工程试验段的高程控制测量和中铁二院工程集团有限责任公司与西南交通大学完成的《无碴轨道控制测量理论和方法研究》和《客运专线无碴轨道铁路工程测量控制网精度标准的研究》，参考德铁标准 RIL883 以及德国旭普林、博格公司的控制网测量方法制定的。

1 遂渝线无碴轨道工程试验段高程控制网按二等水准网施测，轨道铺设采用精密水准测量施测。

2 中铁二院工程集团有限责任公司与西南交通大学完成的《无碴轨道控制测量理论和方法研究》和《客运专线无碴轨道铁路工程测量控制网精度标准的研究》，通过理论分析和大量的仿真模拟计算。得出结论：高程控制网可分级进行，首级采用二等水准测量，为全线统一的高程控制网。

3 德国旭普林公司控制网测量的相邻水准点间高差限差为 $5\sqrt{L}$ ，略大于我国二等水准测量的相邻水准点间高差限差 $4\sqrt{L}$ 。

4 在京津、郑西、武广等客运专线无碴轨道工程高程控制网全部按二等水准网施测，证明高程控制网采用二等水准精度是符合工程实际需求的。

精密水准测量是介于二等水准和三等水准测量精度的一个等级，专用于 CPIII 高程测量。

4.2 水准测量

4.2.1~4.2.6 水准测量的主要技术指标参照现行国家标准《国家一、二等水准测量规范》（GB12897-2006）和《国家三、四等水准测量规范》（GB12898-91）以及《工程测量规范》（GB50026-2007）并结合高速铁路工程测量的特点而综合制定。

4.3 光电测距三角高程测量

4.3.1 本规范把光电测距三角高程测量适用精度等级提高到三等高程控制测量。近年来，全国很多单位了采用光电测距三角高程测量进行高精度水准测量的科研实验与生产作业，《中国测绘学科发展蓝皮书》2005 卷之《地球空间信息学中的测绘学科》明确指出“电子测距三角高程测量可以在起伏较大的地区代替三等、四等几何水准测量”；《水点水利工程施工测量规范》（DL/T5173-2003）已经规定了“高程控制测量中可用光电测距三角高程导线测量代替三等、四等几何水准测量”。2007 年中铁二院结合渝利线的高程控制测量开展了《采用三角高程进行山区三等水准测量方法研究》。通过研究和实验验证，山区采用光电测距三角高程测量进行三等水准测量是可行的。

光电测距三角高程测量对向观测（三等）较差规定是根据中铁二院科研项目《采用三角高程进行山区三等水准测量方法研究》和渝利线、蒙河线三角高程等生产中，实践经验

总结的。四等、五等光电测距三角高程测量对向观测较差引自《工程测量规范》（GB50026-2007），附和或环线闭合差引自相应等级水准测量的规定。

由于受大气折光差的影响，要求光电测距三角高程测量的对向观测高差较差达到三等水准测量的往返测较差 $\leq 12\sqrt{D}$ 是很难的，而大气折光差可以通过取往返测高差平均值进行消除或减弱，试验结果证明：两组光电测距三角高程测量的对向观测高差平均值的完全能满足较差 $\leq 12\sqrt{D}$ 的要求。当一组对向观测高差较差 $\leq 25\sqrt{D}$ 时，其往返测高差平均值能满足三等水准测量高差的要求。

四、五等光电测距三角高程测量的对向观测高差较差主要是参照《工程测量规范》（GB50026-2007）相应的规定制定的。

光电测距三角高程测量的附和或环线高差闭合差与相应等级几何水准测量的限差一致。

4.3.3 参照现行国家标准《国家三、四等水准测量规范》（GB12898-91）和《工程测量规范》（GB50026-2007）结合生产实践经验以及中铁二院科研项目《采用三角高程进行山区三等水准测量方法研究》制定。

各等级光电测距三角高程测量的高差测定规定采用对向观测，主要是为了抵消直角观测中的大气折光影响。

根据对光电测距三角高程测量的研究和生产实践的经验总结，现将有关光电测距三角高程测量要求说明如下：

（1）对向观测组数是指光电测距三角高程测量中，两测站点间进行一次完整的对向观测为一组。三等光电测距三角高程测量进行两组观测。

（2）关于三等光电测距三角高程测量误差分析

设视线的垂直角为 α ，仪器的测角精度为 m_α ，仪器的测距精度为 m_D ，仪高和反射镜高的量取精度分别为 m_i ， m_v ；大气折光对高差的影响为 m_f 。由往返测高差中误差传播律可得：

$$m_{h_{AB}}^2 = \tan^2 \alpha \cdot m_D^2 + \frac{D^2}{\cos^4 \alpha} \cdot \frac{m_\alpha^2}{\rho^2} + m_i^2 + m_v^2 + m_f^2 \quad (1)$$

由误差传播率可得：

$$m_f^2 = \frac{(1+k^2)D^2}{R^2} m_D^2 + \frac{D^4}{4R^2} m_k^2 \quad (2)$$

对式（1）、式（2）进行整理，可得：

$$m_{h_{AB}}^2 = \frac{D^2}{\cos^4 \alpha} \cdot \frac{m_\alpha^2}{\rho^2} + \left[\tan^2 \alpha + \frac{(1+k^2)}{R^2} D^2 \right] \cdot m_D^2 + \frac{D^4 m_k^2}{4R^2} + m_i^2 + m_v^2 \quad (3)$$

由式（3）可知，影响三角高程测量精度的主要因素有以下几点（ $\rho=206\,265$ ， $R=6$

370 km)。

从式中看，测距误差对高差影响与垂直角有关，当固定 α 时，由测距误差所引起的高差中误差 $m_{h_{AB}}$ 将随距离 D 的增长而增加得较慢，例如，当仪器测距标称精度为 1mm+2ppm 且垂直角 α 为 30° 时，距离为 100 米时，由测距误差所引起的高差中误差为 0.69mm，当距离变为 800 米时，由测距误差所引起的高差中误差为 1.72mm；当固定距离 D 时，由测距误差所引起的高差中误差 $m_{h_{AB}}$ 随 α 的增大而增加得较快。

例如，当仪器测距标称精度为 1mm+2ppm 且距离 D 为 500 米时，垂直角为 10° 时，由测距误差所引起的高差中误差为 0.53mm，当垂直角变为 40° 时，由测距误差所引起的高差中误差为 1.73mm。垂直角较小时，测距误差 mD 的影响也较小，因此规定一般竖直角三等不超过 20°；

如果采用对中杆（量杆）量取仪器高和棱镜高，误差 m_i 、 m_v 可以小于 $\pm 1\text{mm}$ 。

由上可知道，垂直角观测的误差 m_α 对高差影响与距离成正比，而大气折光系数的误差 m_k 对高差影响与距离的平方成正比，因此要限制测距边的边长。对于三角高程测量，

m_α 、 m_k 两项误差的影响是主要的，当固定 α 时，由测角误差所引起的高差中误差 $m_{h_{AB}}$ 将随距离 D 的增长而增加得较快，例如，当仪器测角标称精度为 1 秒且垂直角 α 为 30° 时，距离为 100 米时，由测角误差所引起的高差中误差为 0.46mm，当距离变为 800 米时，由测角误差所引起的高差中误差为 3.65mm，其高差中误差与水平边长 D 成正比；当固定距离 D 时，由测角误差所引起的高差中误差 $m_{h_{AB}}$ 随 α 的增大而增加得较慢。例如，当仪器测角标称精度为 1 秒且距离 D 为 500 米时，垂直角为 10° 时，由测角误差所引起的高差中误差为 1.76mm，当垂直角变化为 40° 时，由测角误差所引起的高差中误差为 2.92mm。因此要保证垂直角观测的精度，并且采用对向观测，以削弱大气折光系数误差的影响。

折光系数 k 主要取决于温度梯度和大气密度。一般认为早晚变化较大，中午附近比较稳定，阴天和夜间最好，选最佳观测时间。如果通过对往返高差进行气差改正后再取均值，可大大削弱 k 误差的影响。但是，由于折光系数 k 是个变数，通常采用其平均值来计算大气折光的影响，因此，其系数是有误差的。一些文献表明，大气折光系数 k 的中误差约为 $\pm 0.02 \sim \pm 0.04$ 。取 $m_k = \pm 0.03$ ，由式（3）右边第三项可得折光差对三角高差的影响，其结果见表 1。

说明表 4.3.3-1 折光差对三角高程测量高差的影响

距离（m）	影响量（mm）	距离（m）	影响量（mm）
-------	---------	-------	---------

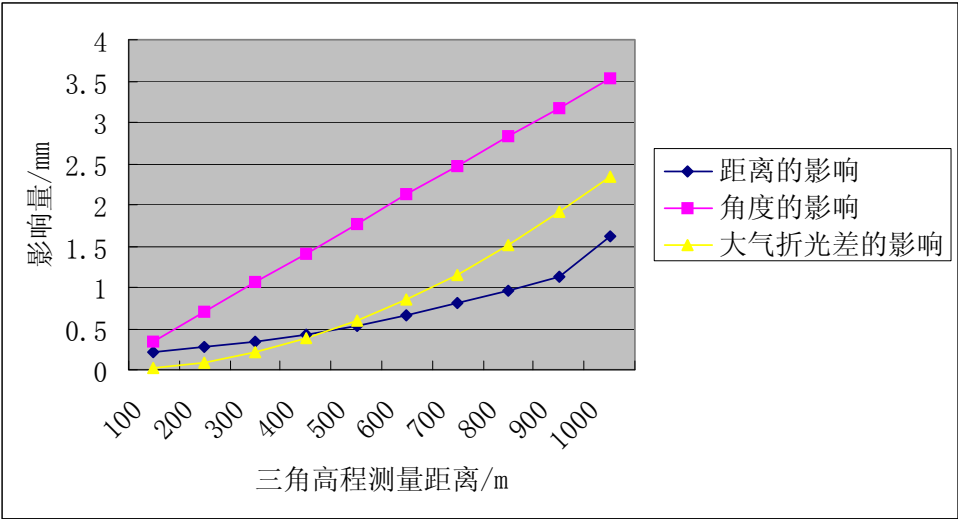
距离 (m)	影响量 (mm)	距离 (m)	影响量 (mm)
100	0.02	600	0.85
200	0.09	700	1.15
300	0.21	800	1.51
400	0.38	900	1.91
500	0.59	1000	2.35

从说明表 4.3.3 可以看出,当三角高程测量的边长距离超过 600m 时,大气折光系数 k 的误差对三角高程测量高差的影响会急剧增大,因此,三角高程测量的边长不宜过长。

在全站仪标称精度确定的前提下(如使用 Leica TC1800 全站仪时,测角标称精度为 1 秒,测距标称精度为 2mm+2ppm),假定三角高程的边长为 600m,垂直角为 30°,则由式 (3) 并代入数据,可计算出三角高程测量的高差中误差:

$$\begin{aligned}
m_{h_{AB}}^2 &= \frac{D^2}{\cos^4 \alpha} \cdot \frac{m_{\alpha}^2}{\rho^2} + \left[\tan^2 \alpha + \frac{(1+k^2)}{R^2} D^2 \right] \cdot m_D^2 + \frac{D^4 m_k^2}{4R^2} + m_i^2 + m_v^2 \\
&= \frac{(600 \times 1000)^2}{\cos^4 (30^\circ \times \pi / 180)} \cdot \frac{0.707^2}{206265^2} + \left[\tan^2 (30^\circ \times \pi / 180) + \frac{(1+0.16^2)}{6370000^2} \right] \cdot 2.2^2 \\
&\quad + \frac{600^4}{4 \times 6370000^2} \cdot 0.03^2 + 0.5^2 + 0.5^2 \\
&= 7.52 \text{ mm}^2 + 1.61 \text{ mm}^2 + 0.71 \text{ mm}^2 + 0.25 \text{ mm}^2 + 0.25 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

由以上分析可知,在全站仪三角高程测量中,全站仪测角误差 m_{α} 对三角高程高差中误差 $m_{h_{AB}}$ 的影响最大,是三角高程测量的主要误差来源,而且,随着三角高程测量距离的不断变大,测角误差 m_{α} 对三角高程高差中误差 $m_{h_{AB}}$ 会急剧增大,因此,当三角高程测量的距离变大时,必须适当增加三角高程测量的测回数,以提高三角高程的测角精度,从而减小测角误差 m_{α} 对三角高程高差中误差 $m_{h_{AB}}$ 的影响;其次是全站仪测距误差 m_D 对高差中误差 $m_{h_{AB}}$ 的影响;再者是大气折光差 m_k 对高差中误差 $m_{h_{AB}}$ 的影响;而仪器高和棱镜高的量取误差对高差中误差 $m_{h_{AB}}$ 的影响较小。图 3 为全站仪的测角为 $m_{\alpha}=\pm 0.707''$,测距中误差 $m_s=\pm (1+2 \times 10^{-6} S) \text{ mm}$,观测垂直角 10° ,边长在 1km 之内测角误差、测距误差和大气折光差对三角高程测量高差精度的影响。



说明图 4.3.3 竖角为 10°时角度、距离、大气折光差对高差精度的影响

由说明图 4.3.3 可知，三角高程测量边长在 1km 范围之内，测角精度是影响高差精度的主要因素，距离次之，当边长超过 600m 后往返测的大气折光差的影响会迅速增大，因此，在三等光电测距三角高程测量中控制边长的长度。

为分析光电测距三角高程测量代替三等几何水准测量的可行性，将光电测距三角高程测量中的各项误差分别代入公式 (3)，求得它们对光电测距三角高程测量高差精度的联合影响 m_{hAB} ，并取 $2m_{hAB}$ 与《国家三、四等水准测量规范》中规定的三等几何水准测量限差 $12\sqrt{L}$ (L 为闭合环的长度) 进行比较，结果见说明表 4.3.3-2 和说明表 4.3.3-3。

说明表 4.3.3-2 不同条件下 $2m_{hAB}$ 与三等水准测量限差比较
($m\alpha=\pm 0.707''$, $m_s=\pm (1+2\times 10^{-6}S)$ mm)

距离/m	竖角						水准限差 (mm) $15\sqrt{L}$
	5	10	15	20	25	30	
100	1.70	1.76	1.84	1.94	2.08	2.28	3.79
200	2.10	2.16	2.28	2.42	2.64	2.90	5.37
300	2.64	2.72	2.86	3.06	3.32	3.68	6.57
400	3.28	3.38	4.00	4.06	4.12	4.54	7.59
500	3.98	4.10	4.30	4.58	4.96	5.48	8.48
600	4.76	4.88	5.10	5.44	5.88	6.46	9.29
700	5.60	5.74	5.98	6.34	6.84	7.50	10.04
800	6.50	6.66	6.92	7.32	7.88	8.60	10.73
900	7.48	7.64	7.94	8.36	8.96	9.76	11.38

距离/m	竖角						水准限差 (mm)
	5	10	15	20	25	30	$15\sqrt{L}$
1000	9.48	9.64	9.92	10.34	10.92	11.70	12.00
1500	17.60	17.78	18.12	18.60	19.30	20.28	14.69

说明表 4.3.3-3 不同条件下 $2m_{hAB}$ 与三等水准测量限差比较
($m_{\alpha}=\pm 2.0''$, $m_s=\pm (2+2\times 10^{-6}S) \text{ mm}$)

距离/m	竖角						水准限差 (mm)
	5	10	15	20	25	30	$15\sqrt{L}$
100	2.52	2.65	2.85	3.13	3.49	3.94	3.79
200	4.23	4.38	4.63	4.98	5.46	6.07	5.37
300	6.11	6.29	6.60	7.05	7.67	8.48	6.57
400	8.05	8.27	8.65	9.21	9.97	10.99	7.59
500	10.02	10.26	10.68	11.29	12.33	13.56	8.48
600	12.05	12.36	12.88	13.66	14.73	16.18	9.29
700	14.12	14.46	15.06	15.95	17.18	18.84	10.04
800	16.23	16.61	17.28	18.28	19.66	21.53	10.73
900	18.39	18.81	19.55	20.65	22.19	24.27	11.38
1000	20.60	21.06	21.87	23.08	24.76	27.05	12.00
1500	32.59	33.24	34.37	36.06	38.44	41.71	14.69

由说明表 4.3.3-2 可知，在光电测距三角高程测量中，当所使用全站仪的测角和测距中误差分别为 $m_{\alpha}=\pm 0.707''$ ， $m_s=\pm (1+2\times 10^{-6}S) \text{ mm}$ 时，在距离不超过 1000m、竖直角不超出 30° 时，用全站仪光电测距三角高程测量替代三等几何水准测量在理论上是可行的。

另外，由说明表 4.3.3-3 可知，当所使用全站仪的测角和测距中误差分别为 $m_{\alpha}=\pm 2.0''$ ， $m_s=\pm (2+2\times 10^{-6}S) \text{ mm}$ 时，只有在距离不超过 300m、竖直角不超出 15° 时，用全站仪三角高程测量替代三等几何水准测量在理论上是可行的。当距离增大或竖直角增大时，只有通过增加三角高程测量的测回数，以提高三角高程测量的测角精度。

在实际测量中，若选用 0.5 秒或 1 秒的仪器时并同时考虑测量精度和测量效率时，则测站到目标的最佳距离应该在 600 米以内，如果距离较长时，适当增加测回数，提高垂直角的观测精度。

垂直角 n 测回测角中误差为：

$$m=m_{\text{半测回}}/\sqrt{2n}$$

规范中指标较差、垂直角较差的规定限差三等为 5"，则 $m_{\text{半测回}}$ 为 2.5"，三等 4 测回观测的测角中误差为 0.88"。该推算结果与在渝利线、蒙河线的实验结果是吻合的，也是容易达到的。

1"级全站仪和电子经纬仪的垂直角观测精度为 1", 1"光学经纬仪的垂直角观测精度相对较低, 且不同厂家的仪器差别较大。因此三等观测时, 最好采用全站仪和电子经纬仪, 所使用的全站仪和电子经纬仪的测角标称精度为 1 秒或 0.5 秒; 测距精度为 2+ppm 或 1+2ppm 甚至精度更高。另外, 在条件允许的情况下, 可使用带有目标自动识别 (ATR—Automatic Target Recognition) 全站仪, 以减少目标的照准误差, 提高仪器的测角精度, 从而提高精密三角高程测量的精度。

4.3.4 由于三等水准测量测段间都要求往返测量, 为了保证三等光电测距三角高程测量精度, 满足规范要求。因此, 规定三等光电测距三角高程测量进行双程测量, 即相当于水准测量的往返测。在保证双程测量的前提下, 可以采用“单程双对向”和“双程对向”两种形式。

双程对向方法: 采用两台全站仪分别进行往返观测或一台全站仪重复进行往返观测的方法。

单程双对向方法: 采用一台全站仪在同一测站上变换仪器和反射镜高度分别进行两次往测和两次返测, 然后组成两组对向观测高差。取两组对向观测高差平均值的中数作为高差测量值。

采用双程对向方法或单程双对向方法观测时, 只要两组对向观测高差平均值较差满足 $\leq 12\sqrt{D}$ 的要求, 则不必强求同组之间往返测高差较差满足 $\leq 25\sqrt{D}$ 的要求, 克服大气折光系数改正不准造成的往返测高差较差超限的问题。

4.3.7 单向观测高差中地球曲率和大气折光差对高差将产生影响。

$$\text{地球曲率影响为: } \frac{1}{2R}D^2$$

$$\text{大气折光差影响为: } -\frac{K}{2R}D^2$$

(D 为平距)

大气折光系数 K 根据观测时间、植被、气候及视线高出障碍物 (或地面) 的高度等不同而不同, 如下表所示

折 光 系 数 表

地面	沙漠	平原、山区	森林	沼泽	水网、湖泊
平均 K 值	0.095	0.115	0.143	0.148	0.157

一般情况下, 可选平均值为 0.14

对于边长为 600m、800m、1000m, 单向高差而言, 大气折光差分别是 3.9mm、7.0mm、11.0mm。600m、800m、1000m, 分别是三、四、五等三角高程测量的边长的最长距离。大气折光差相对于对向观测高差较差 (三等 $25\sqrt{D}$ mm、四等 $40\sqrt{D}$ mm、五等 $60\sqrt{D}$ mm) 较小, 对比较对向观测高差较差影响不大。由于实际中, K 值是不可能确

定准确，因此，在单向观测高差计算中，省略了大气折光差对高差的影响。

垂直角采用对向观测是，在较短时间内进行观测，大气折光系数的变化较小，可近视为相等。因此，即刻进行的对向观测值计算高差时，可以很好地抵消大气折光的影响。

4.4 精密光电测距三角高程测量

4.4.1 精密光电测距三角高程进行二等及以下水准测量，是基于中铁第四勘察设计院集团有限公司与武汉大学共同完成的“精密三角高程测量研究”课题，并在武广客专大瑶山隧道二等水准测量中成功应用，且通过由国家测绘总局组织的评审验收的情况下提出的。在实践中只要同时进行对向观测、减少或削弱垂线偏差的影响，能够满足二等水准测量的要求。

4.4.2 为了使两台全站仪做到同时对向观测，必须将反射棱镜安装在全站仪上。因此应对全站仪上的把手进行改装，使其在把手安装反射棱镜。此外，全站仪将测量高差联测道水准点上时，必须用特制的精密棱镜对中杆进行联测。

考虑到全站仪的精度和便于加装棱镜，用于精密三角高程测量的高精度智能全站仪有：徕卡 TCA 1201、TCA 2003、索佳 NET 05、拓普康 GTS 901A 等。为能进行同时对向观测，需将棱镜安置到全站仪把手上。实际应用时，采用高、低两个棱镜，使每一测站观测能得到检核，并提高了测站观测的精度和可靠性。装有高、低棱镜的全站仪如图 4.4.2 所示。



图 4.4.2 全站仪+高、低棱镜的安装

4.4.3 精密三角高程测量原理和测量方法

1、短距离精密三角高程测量，其测量原理和测量方法如下：

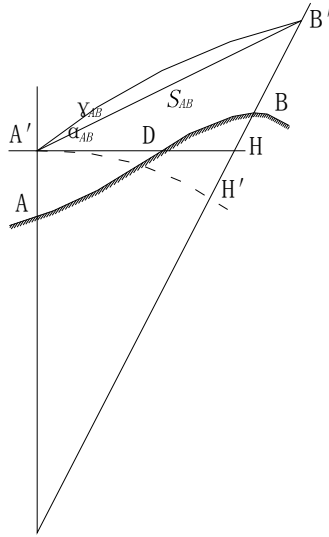


图 4.4.3-1 三角高程测量原理

由图 4.4.3-1 可知，从 A 点观测 B 点，A' 为仪器中心，B' 为棱镜中心，观测竖直角为 α_{AB} ，斜距为 S_{AB} ，仪器高 AA' 为 i_A ，棱镜高 BB' 为 v_B ， γ_{AB} 为 A 点在观测方向上的垂直折光角， $H'H = D^2/2R$ 为地球曲率对高差的影响。则 B 点对于 A 点的高差为：

$$h_{AB} = S_{AB} \cdot \sin \alpha_{AB} - S_{AB} \cdot \cos \alpha_{AB} \cdot \gamma_{AB} + i_A - v_B + D^2 / 2R$$

同理，从 B 点观测 A 点，可得 A 点对于 B 点的高差为：

$$h_{BA} = S_{BA} \cdot \sin \alpha_{BA} - S_{BA} \cdot \cos \alpha_{BA} \cdot \gamma_{BA} + i_B - v_A + D^2 / 2R$$

如果对向观测，则 B 点对于 A 点的高差取平均值得

$$h_{AB} = 0.5 \cdot [(S_{AB} \cdot \sin \alpha_{AB} - S_{BA} \cdot \sin \alpha_{BA}) - (D \cdot \gamma_{AB} - D \cdot \gamma_{BA}) + (i_A - i_B) + (v_A - v_B)]$$

式中， $\gamma = K \cdot D / 2R$ 。K 为大气垂直折光系数，则

$$h_{AB} = 0.5 \cdot [(S_{AB} \cdot \sin \alpha_{AB} - S_{BA} \cdot \sin \alpha_{BA}) - (K_{AB} - K_{BA}) \cdot D^2 / 2R + (i_A - i_B) + (v_A - v_B)]$$

当采用两台全站仪作同时对向观测时，一般情况下可认为 $K_{AB} \approx K_{BA}$ ，则

$$h_{AB} = 0.5 \cdot [(S_{AB} \cdot \sin \alpha_{AB} - S_{BA} \cdot \sin \alpha_{BA}) + (i_A - i_B) + (v_A - v_B)]$$

上式中，除由两台全站仪观测的斜距 S_{AB} 、 S_{BA} 及竖直角 α_{AB} 、 α_{BA} 外，还要精确的量取仪器高和棱镜高。在精密高程测量作业中要将仪器高和棱镜高量测到小于 0.5 毫米是极其困难的。因此，采取一定的作业方法，在一个测段三角高程测量中使得各站的仪器高和棱镜高能够相互抵消，就可以不量仪器高和棱镜高。

2、精密光电测距三角高程的测量方法

为使一个测段三角高程测量中各站的仪器高和棱镜高能够相互抵消，采用如下作业方

法进行测量。

1) 由两台高精度智能全站仪，在仪器把手上安置测距棱镜，以实现双向观测。

2) 按图 4.4.3-2 所示，进行设站观测，1、2、3、...、N 位置按实地情况选择，距离 12、23、...是随意的。A、B 为水准点，1 为起始站，N 为结束站。

(1) 架设全站仪于 1、2 位置，在水准点 A 上架设定长棱镜杆，1 位置全站仪离水准点 A 点 10~20 米，1~2 为对向观测边。

(2) 在 1 位置上的全站仪对 A 点棱镜观测斜距和竖直角，则可计算 A 点到 1 位置上全站仪中心的高差：

$$h_{A1} = -S_{1A} \cdot \sin \alpha_{1A} + V_A$$

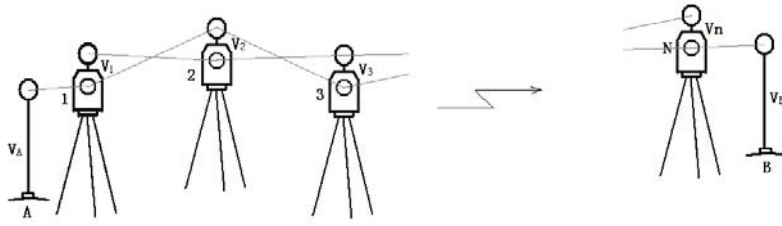


图 4.4.3-2

(3) 在 1、2 位置上的全站仪进行对向观测，两仪器中心间的高差为：

$$h_{12} = 0.5 \cdot [(S_{12} \cdot \sin \alpha_{12} - S_{21} \cdot \sin \alpha_{21}) + (V_1 - V_2)]$$

(4) 将 1 位置上的全站仪迁至 3 位置，2~3 为对向观测边。

(5) 在 2、3 位置上的全站仪进行对向观测，两仪器中心间的高差为：

$$h_{23} = 0.5 \cdot [(S_{23} \cdot \sin \alpha_{23} - S_{32} \cdot \sin \alpha_{32}) + (V_2 - V_3)]$$

(6) 总是将后点上的全站仪移至前一点，直到测段结束。必须注意的是：对向观测的边数一定是偶数条边。这样，在结束站 N 架设的仪器即为起始站所架设的仪器。N 位置全站仪离水准点 B 点 10~20 米，在水准点 B 上架棱镜杆，保持棱镜杆高度与水准点 A 上棱镜杆高度不变。

(7) 在 N 位置上的全站仪先进行对向观测。然后，对水准点 B 上的棱镜观测斜距和竖直角，则可计算 N 位置上全站仪中心到水准点 B 的高差：

$$h_{NB} = S_{NB} \cdot \sin \alpha_{NB} - V_B$$

(8) 水准点 A 到水准点 B 之间的高差为：

$$h_{AB} = h_{A1} + h_{12} + h_{23} + \dots + h_{NB}$$

由于， $V_A = V_B$ ， $V_1 = V_3 = \dots = V_N$ ， $V_2 = V_4 = \dots = V_{N-1}$ ，则

$$h_{AB} = -S_{1A} \cdot \sin \alpha_{1A} + 0.5 \cdot (S_{12} \cdot \sin \alpha_{12} - S_{21} \cdot \sin \alpha_{21}) + \\ 0.5 \cdot (S_{23} \cdot \sin \alpha_{23} - S_{32} \cdot \sin \alpha_{32}) + \dots + S_{NB} \cdot \sin \alpha_{NB}$$

上式中已没有仪器高和棱镜高。因此，一个测段中只要对向观测的边数是偶数，就能避免量测仪器高和棱镜高。

3、武广客运专线大瑶山隧道精密光电测距三角高程测量应用情况

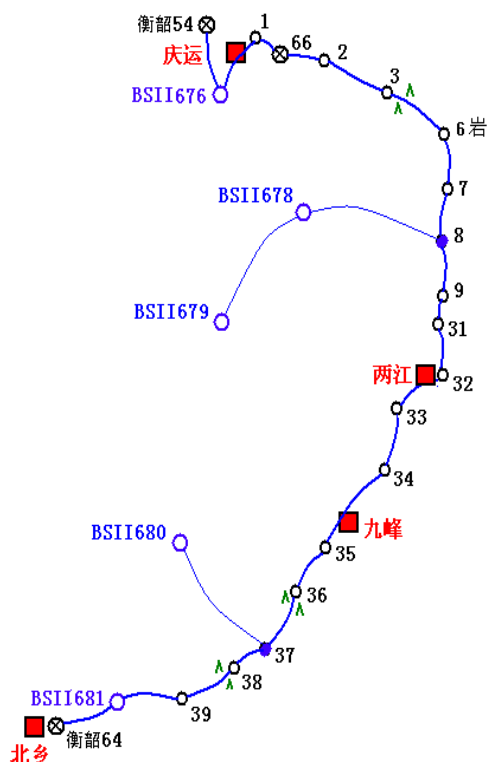


图 4.4.3-4

大瑶山隧道二等水准高程控制网从 2006 年 10 月开始实施到 2008 年 7 月共完成了四次高程控制测量，第一次为应急二等高程控制测量，第二次为正式二等高程控制测量，前两次均为精密三角高程测量，第三次是 1#、2#隧道贯通以后的洞内二等水准测量(3#隧道没有贯通,从外面绕行),第四次为 3#隧道洞内二等水准测量。观测线路如图 4.4-4 所示，测段起点为衡韶 54 点，测段止点为衡韶 64 点，均为国家一等水准点，BSII676 为 1#隧道进口点，BSII678 为 1#隧道横洞口点，BSII679 为 1#隧道出口、2#隧道进口点，BSII680 为 2#隧道出口、3#隧道进口点，BSII681 为 3#隧道出口点，其余点均为临时设置点，并埋设了钢筋钉，第一次应急高程控制测量的水准路线：衡韶 54—BSII676—1—8—37—BSII681—衡韶 64，贯通后再分别由 8、37 临时设置点测支水准止洞口点；第二次高程控制测量的水准路线为：衡韶 54—BSII676—1—8—BSII678—BSII679—BSII680—37—BSII681—衡韶 64，构成附和水准路线，BSII679 为重新埋设点；第三次为 1#、2#隧道洞内二等水准贯通测量，采取水准测量的作业方式，水准路线为 BSII676—BSII679—BSII680—BSII681，其

中 BSII676—BSII679—BSII680 水准路线从 1#、2#隧道洞内穿越，BSII680—BSII681 水准路线从 3#隧道洞外绕行（3#隧道还没有贯通），第四次水准路线为 BSII680—BSII681。精密三角高程的测量结果如下：

水准路线号	线路起点	线路止点	线路长度 (km)	闭合差 (mm)	允许闭合差 (mm)
I 衡韶 54~ I 衡韶 64（一期）	BSII 676	BSII 681	55.50	11.9	29.8
I 衡韶 54~ I 衡韶 64（二期）	BSII 676	BSII 681	66.5	17.9	32.6

在二期的精密三角高程测量中，BSII678、BSII679 因遭到破坏，重新恢复了这两个点，BSII680—BSII681 的两期高差比较如下：

水准路线	高差（m）	两期较差(mm)	线路长度（km）	限差（mm）
BSII680--BSII681（一期）	-9.49042	-9.72	17.5	±25.0
BSII680--BSII682(二期)	-9.50014			

从以上两表可以看出，两期精密三角高程的测量成果满足二等水准测量等级的要求。

二期精密三角高程成果与三、四期洞内二等水准贯通测量各点的高差比较如下：

测段	测量方式	高差（mm）	水准路线 长度（km）	较差（mm）	限差（mm）(按两条 水准路线平均长 度)
BSII676--BSII679	三角高程	-106.5532	30.1	-22.1	±27.1
	水准测量	-106.5753	10.7		
BSII679--BSII680	三角高程	-0.5440	10.9	-6.5	±17.8
	水准测量	-0.5505	6.8		
BSII680--BSII681	三角高程	-9.4962	17.5	-0.9	±30.4
	水准测量(洞 外)	-9.4953	33.9		
	三角高程	-9.4962	17.5	-1.4	±21.9
	水准测量(洞 内)	-9.4948	9.12		

从上表可以看出：BSII679—BSII680（2#隧道）、BSII680—BSII681（3#隧道）两段高差较差不管以那个水准路线长度计算都满足较差限差 $\pm 6\sqrt{L}$ mm(L 为水准路线长度)，也满足洞内二等水准测量附和线路闭合差 $\pm 4\sqrt{L}$ mm 的限差要求，而 BSII676—BSII679(1#隧道) 的两次较差未能满足水准测量线路长度（L 按 10.9km 计算） $\pm 6\sqrt{L}$ mm 的限差要求，如果 L 按两次水准路线长度的平均长度则满足 $\pm 6\sqrt{L}$ mm 的限差要求，而如果将两期的成果按闭合环计算：即 L 按 40.8km 计算，闭合差按 $\pm 4\sqrt{L}$ mm 计算，其闭合环的闭合差是满足二等水准测量的限差要求，因此，大瑶山隧道精密三角高程测量成果完全满足二等水准测量的要求。

4.4.5 本条中的往返观测是指水准点间应按对向观测的要求独立进行往返观测，4.4.3 条中

的同时对向观测只是一个单程测量。精密三角高程测量代替二等水准测量必须进行往返测并计算往返测高差较差。

4.5 线路水准基点测量

4.5.3 深埋水准标石、基岩标石埋设主要是为了给高速铁路施工建设和沉降监测提供稳定的高程基准。高速铁路建设的沉降监测和控制是高速铁路建设成败的关键。在地表不均匀沉降及地质不良地区，沉降监测需要稳定的基准点，如果没有稳定的深埋水准点和基岩点，沉降监测的工作基点的复测必须从国家基岩点引出，将会加大沉降监测工作量，而且精度还得不到保证。深埋水准点、基岩点标石规格和埋设间距主要根据京津城际、郑西、武广、京沪、石武等高速铁路埋设标准制定。

4.6 CPIII控制点高程测量

4.6.2 CPIII控制点的水准路线可按附录 F.2.1 的矩形环构网单程测量或按附录 F.2.2 的方法构网往返观测。

附录 F.2.1 的矩形环构网单程测量是我国铁路测量工作者自主创新的高速铁路无砟轨道 CPIII控制点水准测量方法，每相邻两对 CPIII构成一个水准闭合环，其水准路线构网如下：

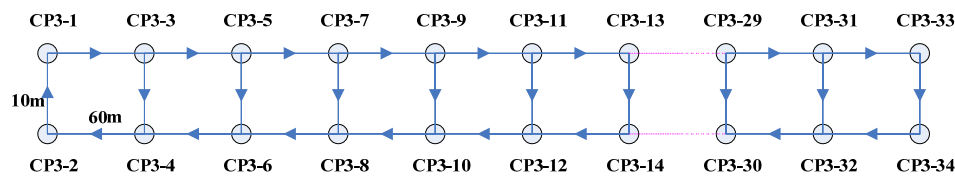


图 4.6.2-1 CPIII点矩形环构网单程测量水准路线构网示意图

由于通过闭合环闭合差可以检核水准观测数据质量，因此采用可以单程水准测量，从而减少外业观测工作量。

附录 F.2.2 的方法构网往返观测是德国旭普林公司在郑西线采用的 CPIII水准方法，观测所构成一个水准闭合环构网如下：

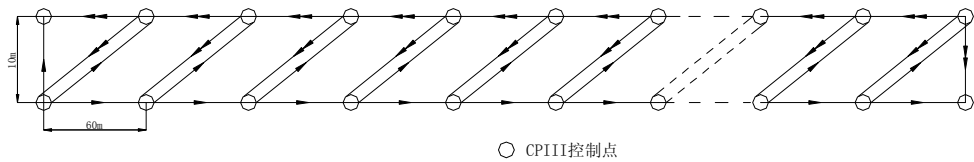


图 4.6.2-2 CPIII高程网往返观测形成的闭合环示意图

该方法虽然也构成了闭合环，有一条对角还有往返观测。但同一对 CPIII没有直接观

测量，而且多了一次返测工作量。

虽然两种方法都能满足高速铁路 CPIII水准测量的要求，但附录 F.2.1 的矩形环构网单程测量方法更能提高测量工效。

4.6.3 无论是附录 F.2.1 的矩形环构网还是附录 F.2.2 的平行四边形构网，都应按图 4.6.2-1 和图 4.6.2-2 所示的闭合环进行环闭合差检核。

4.6.4 重叠段采用前一区段连续 1~2 对 CPIII点高程成果作为固定点进行约束平差是为了使相邻 CPIII水准网的高程平顺过渡。

4.6.5~4.6.6 在不量仪器高和棱镜高设为相等的情况下，使用中间设站三角高程测量方法求出点 A 和点 B 的高差。其测量原理如图 4.6-2 所示。

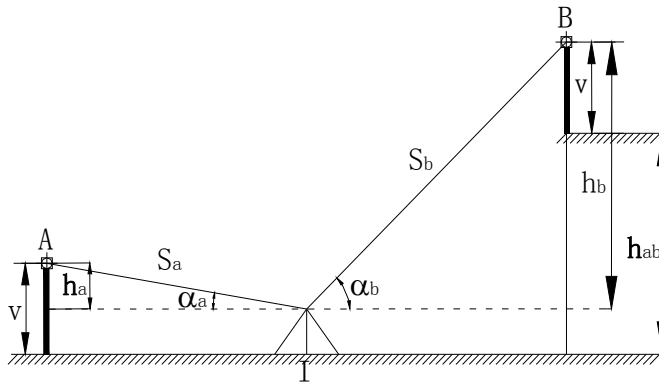


图 4.6-2 不量仪器高和棱镜高的中间设站三角高程测量原理示意图

4.6.8 中间设站光电测距三角高程传递应进行两组独立观测，即按第 4.6.7 条独立完整地做两组，第一组观测完成后，应将测站仪器位置挪动一点位置，然后进行第二组观测。两组分别按第 4.6.7 条的规定观测，都满足精度要求后，计算出每组的高差测量值，比较两组高差测量值，其较差不能大于 2mm。

4.7 CPIII控制网自由测站三角高程测量法

4.7.1 采用 CPIII控制网自由测站三角高程测量法进行 CPIII 控制点的高程测量，是根据中铁二院工程集团有限责任公司与西南交通大学共同完成的铁道部建设司规范科研课题“基于自由测站的 CPIII高程网建网测量及其标准的研究”的科研成果而提出的，通过利用武广客运专线全线的 CPIII平面网测量的边角观测数据进行了验算，采用 CPIII控制网自由测站三角高程测量法测量的 CPIII 控制点高程与 CPIII水准测量精度一致，证明 CPIII控制网自由测站三角高程测量法能够取代 CPIII精密水准测量。

4.7.2 CPIII控制网自由测站三角高程测量法的构网方法及测量原理

1、测量的基本原理

在 CPIII 平面控制网建网测量时，测量了自由测站到各 CPIII 点的斜距和天顶距，这样从理论上而言，已经建立了自由测站点到各 CPIII 点的三角高差关系。由于 CPIII 点自由测站测量和 CPIII 点测量标志的特殊性，这样的三角高差关系中是不需要量测仪器高和目标高，又由于 CPIII 网的多余观测数比较多，因此这样的三角高差关系精度应该是比较高的，在这么一个前提条件下，直接利用 CPIII 平面控制网建网测量时已经建立的自由测站到各 CPIII 点的三角高差关系，通过一定的构网规则和特殊的数据处理平差计算方法得到各 CPIII 点的高程，使之达到精密水准测量甚至二等水准或精密水准测量的精度，替代目前使用水准测量方法建立的 CPIII 高程控制网。使 CPIII 平面高程测量一次解决，从而提高 CPIII 平面控制网的测量效率。

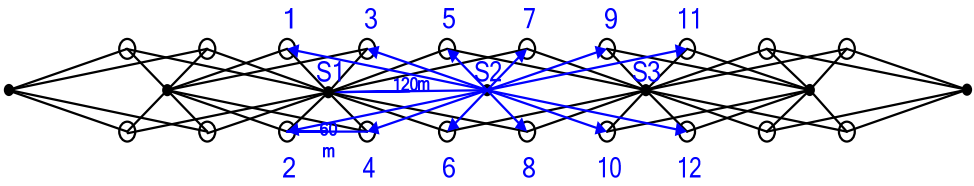


图 4.7.2-1 CPIII 网形及平面网观测方法示意图

2、CPIII 控制网自由测站三角高程测量构网

CPIII 控制网自由测站三角高程方法测量 CPIII 控制点高程的测量方案是：

1) 根据经过球气差改正后的自由测站到各 CPIII 点的单向三角高差，计算 CPIII 相邻点间的高差，如下图 4.7.2-2a 所示，由单个 CPIII 测站 12 个测点可计算 16 段 CPIII 相邻点间的高差，则多个测站所形成的 CPIII 控制网自由测站三角高程如下图 4.7.2-2b 所示。

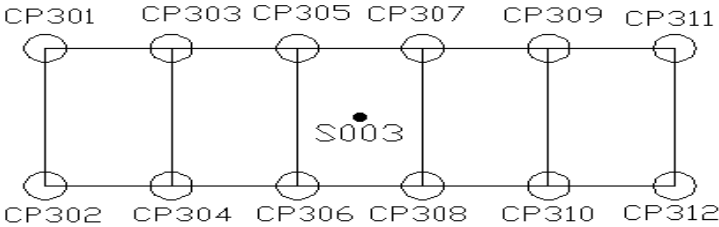


图 4.7.2-2a 单个测站 CPIII 控制网自由测站三角高程网示意图

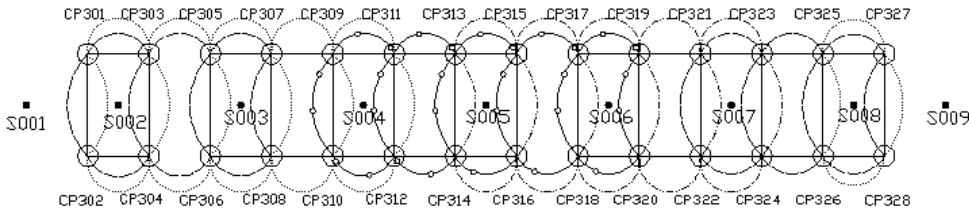


图 4.7.2-2b 多个测站 CPIII 控制网自由测站三角高程网示意图

从图 4.7.2-2b 可以看出，相邻 CPIII 点间都有 2~3 各测站所测量的高差，按照 4.7.2-2b 构成 CPIII 控制网自由测站三角高程测量控制网，按间接平差法开列高差观测值的误差方程进行平差计算。

4.7.3~4.7.9 CPIII 三角高程网外业观测的主要技术要求系根据“基于自由测站的 CPIII 高程网建网测量及其标准的研究”的科研成果制定。

5 线路测量

5.1 一般规定

5.1.2 在山区勘测阶段实施二等水准测量难度较大，且勘测阶段二等水准测量路线与线下工程施工完成后的二等水准测量路线及测量成果也会有较大的差异。因此本条规定“在勘测阶段不具备二等水准测量条件时，可根据初测、定测的需要和要求建立相应的高程控制，满足勘测设计。线下工程施工前，全线应按二等水准测量要求建立线路水准基点控制网。”，这样可降低测量成本，提高二等水准控制网的测量精度。二等水准控制网贯通后，根据实际情况将线下工程施工的高程控制调整到二等水准控制网基准上。

5.2 勘测控制测量

5.2.1 初测平面控制网应满足初测收集资料的要求，一般宜以基础平面控制网 CP I 作为初测平面控制网，当初测阶段比较方案多，布设 CPI 控制网困难时，可在 CP0 基础上施测初测平面控制网满足初测要求。

5.2.3 初测阶段由于比较方案多，不可能沿每一个比较方案埋设水准基点进行二等水准测量。因此在初测阶段可先按五等水准测量精度要求布设初测水准点，满足初测高程测量需要。定测阶段，再沿线路进行二等水准测量，作为线路水准基点，以满足定测和施工需要。从而提高勘测效率，降低勘测成本。

5.3 地形测量

5.3.1 目前，铁路长大干线的地形测量全部采用摄影测量成图方法，但对局部摄影范围以外的区域或支线、专用线的地形测量还有采用全站仪数字化测图法、GPS RTK 数字化测图等方法测图。使用航测地形图时，在现场要对地形图内容进行核对、修正，补测工作也要用到这些方法。

5.3.2 一般都是按一个测区内的地形地貌将地形划分为几个等级，再分别按各个等级和测图比例尺规定测图精度。原规范按地面横坡分为 1: 5 以下、1: 5~1: 3、1: 3~1: 1.5 和 1: 1.5~1: 1 等地形分为四种类型，本次修订参照了现行国家标准《工程测量规范》GB/50026-2007 的规定，按地面坡度分为 I 级（平坦地）、II 级（丘陵地）、III 级（山地）、IV 级（高山地），以便和国家标准统一。

5.3.4 地物点在图上的点位中误差，沿用原规范和引用《新建铁路摄影测量规范》（TB10050-97）的规定。多年实践表明，这一精度指标满足新建铁路勘测设计要求。

5.3.5 高程注记点和等高线的高程中误差，沿用原规范和引用《新建铁路摄影测量规范》（TB10050-97）的规定，按现地形分类等级进行归并。多年实践表明，这一精度指标满足新建铁路勘测设计要求。

5.3.6 地形图图例符号采用国家现行《1: 500、1: 1 000、1: 2 000 地形图图式》，与国家的基本图例符号统一，便于地形图资源共享。铁路专用图例符号和图式采用现行《铁路线路图例符号》、《铁路工程制图图形符号标准》、《铁路工程制图标准》的规定，能满足铁路行业的要求和特点。

地形图要素分类代码可参照国家现行《1: 500、1: 1000、1: 2000 地形图要素分类与代码》（GB14804）和《1: 5000、1: 10000、1: 50000、1: 100000 地形图要素分类与代码》（GB/T 15660）规定执行，制定合理的要素分类代码，但同一线路要采用相同的要素分类代码。

5.3.13 地形图平面和高程精度的检查和质量评定，是选取代表性地区实测散点检查，按高精度方法检查计算。

5.4 中线测量

5.4.3 GPS RTK 中线测量：

GPS RTK 测量原理：GPS RTK 技术是实时载波相位测量的简称，是以载波相位测量为根据的实时差分 GPS 测量。它的工作原理是在参考站上安置一台 GPS 接收机，对所有可见 GPS 卫星进行连续地观测，并将其观测数据，通过无线电传输设备，实时地发送给用户观测站。在用户站上，GPS 接收机在接收 GPS 卫星信号的同时，通过无线电接收设备，接收参考站传输的观测数据，然后根据相对定位的原理，实时地计算并显示用户站的三维坐标及其精度。

采用 GPS RTK 进行放线时，放线误差不会积累，线路控制桩的误差也不会影响中线测量精度。为了验证线路控制桩的可靠性，可用不同的流动站对线路控制桩进行测量。根据 GPS 定位原理和中铁二院在郑西、武广等线定测中 GPS RTK 测量的线路控制桩与 GPS 静态测量结果统计，GPS RTK 测量结果与 GPS 静态测量结果具有一致性。而 GPS 静态测量作业效率远远低于 GPS RTK 测量的作业效率，因此没有必要用 GPS 静态测量对 GPS RTK 测量的线路控制桩进行贯通测量。

5.5 路基测量

5.5.2 横断面测量，一般在现场绘出断面图。若采用光电测法（包括光电测距三角高程法和全站仪法），仪器备有外业自动记录器，则可回到室内通过计算机和绘图机绘图，从而提高效率和绘图精度。当采用经纬仪视距法时，横断面精度分析可按下列公式：

$$\text{高差 } h = \frac{1}{2} S \cdot \sin 2\alpha + i - V$$

$$\text{则 } m_h^2 = \frac{1}{4} S^2 \sin^2 (2\alpha) \left(\frac{m_s}{S} \right)^2 + S^2 \cos^2 (2\alpha) \left(\frac{m_\alpha}{\rho} \right)^2 + m_i^2 + m_V^2$$

式中 S——斜距 (m);

α ——竖直角;

$\frac{m_s}{S}$ ——视距测量中误差, 按 $\frac{1}{200}$ 计;

m_α ——竖直角测量中误差, 按 $m_\alpha = \pm 1'$;

m_i ——量取仪高中误差, 按 1cm 计;

m_V ——视线高中误差, 按 1cm 计;

ρ ——弧度分数, 3438'。

由上式看出, 高差的误差主要与竖直角 α 和距离的误差有关。而横断面在线路中线一侧的宽度多数在 50m 以内, 说明表 5.5.2-1 给出按不同的竖直角和两种距离, 所得高差的限差。

说 明 表

5.5.2-1

竖 直 角	S=50 m		S=100 m 的限差 (cm)
	中误差 (cm)	限 差 (cm)	
3°	2.5	5.0	10
5°	3.0	6.0	12
10°	4.8	9.6	20
15°	6.6	13.2	26
20°	8.3	16.6	34
25°	9.8	19.6	40
30°	11.0	22.0	44

根据实验资料和理论分析得出 (见王兆祥编《铁道工程测量学》(上册)); 测量高差的误差与高差和距离都有关, 每 100m 距离约有 $\pm 3\text{cm}$ 的高差中误差, 每 10m 的高差也可有 $\pm 3\text{cm}$ 的中误差。故检测高差较差的中误差为:

$$m_h = \sqrt{2} \times 0.03 \left(\frac{l}{100} + \frac{h}{10} \right) = \pm 0.04 \left(\frac{l}{100} + \frac{h}{10} \right) (\text{m})$$

考虑到横断面测量中定位较粗, 故加 0.2m。以 2 倍中误差作为限差, 并考虑其它因素的影响, 则高差误差的限差为:

$$\pm \left\{ 0.1 \left(\frac{l}{100} + \frac{h}{10} \right) + 0.2 \right\} (\text{m})$$

式中 l 、 h 均以米为单位。

视距测量的水平距离相对中误差一般为 $\frac{1}{200}$ ，考虑到定位粗糙加 0.1m，故距离允许限差为：

$$\pm \left(\frac{l}{100} + 0.1 \right) (\text{m})$$

5.5.3 利用航测方法测绘横断面，横断面测量精度主要与航测精度有关，受摄影比例尺限制，同时受地表植被和摄影质量（如阴影）影响较大。

航测法测绘横断面高程限差、距离限差系根据中铁二院工程集团有限责任公司在郑西客运专线的科研和实践经验确定。航测法测量横断面的高差误差，与地面坡度有关，特别是落在陡坎上的点，因很小的平面误差就可引起较大的高程误差。航测法测量的横断面上各点平面精度相同，距离无关。5.5.2 条中的横断面测量检测限差计算公式，不适合航测法。而在设计时，中线附近的地物都要拆除或改移，只有离中线较远的埡顶或坡底的地物，才会考虑采取适当的工程措施保留。因此规定：航测断面点高差限差允许值一般地区为 $\pm 0.35\text{m}$ ，距离限差允许值一般地区为 $\pm 0.3\text{m}$ 。因航测方法无法准确测量隐蔽地区地面点，所以必须对横断面进行现场核对，补测修正。

5.6 专项调查测量

5.6.2 对线路两侧工程影响范围内的给水、排水、燃气、电力、通信等管线的调查主要满足各专业具体要求。

5.6.7 由于各专业对专项调查的测量精度要求不一致，故本条不便对专项调查测量精度作出统一规定，而是要求各专业根据勘测设计的要求进行确定。

5.7 控制网交桩与复测

5.7.7 CP0 复测与原测平面坐标较差限差主要依据已完成的京沪、贵广、石武 CP0 复测点位坐标较差统计情况。

说明表 5.7.6 京沪、贵广、石武 CP0 复测坐标较差统计

点位中误差	$\leq 1\text{cm}$	1~1.5cm	1.5~2cm	2.5~3cm	$\geq 3\text{cm}$
点数	13	17	11	3	0

5.7.8 GPS 控制点复测采用相邻点间约束平差后三维或二维坐标差之差的相对精度来分析判断控制点的成果是否存在变化的方法，是根据工程实践经验制定的，考虑了相邻点间边长和方位的变化。相邻点间坐标差之差的相对精度限差取约束平差后最弱边边长相对中误差的 $\sqrt{2}$ 倍。导线复测采用导线边连接角和边长较差作为复测精度指标，按同精度复测

考虑，导线复测连接角较差限差为中误差的 2 倍和，边长较差限差为中误差的 $2\sqrt{2}$ 倍。

本次修编将《客运专线无碴轨道铁路工程测量暂行规定》“可重复性测量精度”修订为“同精度复测坐标较差限差”。“可重复性测量精度”是一个比较抽象的理论概念，在实际测量中可操作性较差，特别是施工单位在对控制网进行复测时，如何确定复测成果限差存在歧义。为了统一复测成果精度要求，便于操作，根据京沪复测实践经验和复测精度统计，在 CP I、CP II 控制网自身内符合精度满足规范要求的情况下，CP I、CP II 控制网复测结果与原测结果较差分布分别统计于说明表 5.7.8-1、5.7.8-2。

说明表 5.7.8-1 京沪高速铁路精测网 CPI 复测较差统计结果

DX		DY	
差值/mm	比例	差值/mm	比例
5	42.7%	5	63.2%
10	26.0%	10	23.4%
15	20.4%	15	10.4%
20	7.7%	20	2.5%
>20	3.2%	>20	0.7%
≤20	96.8%	≤20	99.3%

说明表 5.7.8-2 京沪高速铁路精测网 CPII 复测较差统计结果

DX		DY	
差值/mm	比例	差值/mm	比例
5	71.21%	5	69.61%
10	23.17%	10	23.97%
15	4.51%	15	4.71%
>15	1.10%	>15	0.70%
≤15	98.90%	≤15	99.30%

根据上述统计，将 CP I、CP II 复测限差要求分别定为±20mm 、±15mm。

6 隧道测量

6.1.1 GPS 测量可以大大减轻测量人员劳动强度，提高工作效率。除洞口子网控制点间要求通视外，主网控制点间无通视要求，避免砍伐树林。因此，隧道平面控制网宜优先采用 GPS 测量。隧道洞口布设 GPS 特别困难时，可以只布设一条 GPD 定向联系边，用于向洞内传算洞外测量成果。但为满足施工测量需要，洞口不能少于三个平面控制点，在这种情况下，可以选布并增设两个导线点，与 GPS 定向联系边一起构成洞施工控制网，GPS 与常规测量则为条文中规定的综合测量。

6.1.2 长大隧道中间一般为长直线，其坐标系的建立宜以隧道长直线为 X 轴，里程增加方向为 X 轴正方向，X 坐标即为相应的线路里程；曲线隧道当隧道内夹直线较长时，宜以

夹直线为 X 轴；隧道主要在曲线上时，可选取其中的一条切线为 X 轴。位于 X 轴上的直线段的中线坐标成果可以直观地反映施工的里程及偏离中线的距离。

6.1.4 本次修订，对原贯通误差影响值进行了重新规定。

说明如下：原规范规定隧道贯通误差值如下表：

说明表 6.1.4-1 原规范规定的隧道贯通中误差（mm）

测量部位	横向贯通中误差						高程贯通中 误差（mm）
	相邻两开挖洞口间长度（km）						
	<4	4~7	7~10	10~13	13~17	17~20	
洞外影响值（mm）	30	45	60	90	120	150	18
洞内影响值（mm）	40	60	80	120	160	200	17
洞外洞内总影响值 （mm）	50	75	100	150	200	250	25

本规定源于《铁路测量技术规则》第三篇〈隧道测量〉，是通过对去施工的隧道实际贯通误差的统计得出的，其统计成果如说明表 6.1.4-2，编写中作了适当调整。

说明表 6.1.4-2 原测规统计的隧道高程贯通情况

实际贯通误差	0~10	11~20	21~25	26~40	41~51	>50	总和
座数	35	29	11	11	2	4	92
%	38	31	12	12	2.2	4.3	100

从说明表 6.1.4-2 可以看出，大多数隧道的实际横向贯通误差都小于按理论计算出的贯通误差。因此，原规范规定的贯通误差值也是合理、可行的。

需要说明的是，统计的这些隧道大多增设有斜井、横洞或竖井，实际增加了作业面。8km 以上的隧道真正两头独打的不多，因而反映出实际横向贯通精度有所提高。

由于测量设备、测量方法较过去有了较大的变化，尤其是 GPS 测量技术的应用，大大减轻了测量人员的劳动强度，提高了隧道洞外控制网的测量精度。为体现这一技术的优越性，本次修订增加了隧道使用 GPS 测量技术的条文。同时也重新修订了相应的横向贯通误差影响值。高程贯通误差沿用原规范规定。

1 洞外（GPS 测量）横向贯通误差估算：

1) 洞外横向贯通误差影响值主要根据 GPS 测量的洞口联系边测量精度及其定位点坐标精度，通过下式求得。

$$M^2 = m_J^2 + m_C^2 + \left(\frac{L_J \cos \theta \times m_{a_J}}{\rho}\right)^2 + \left(\frac{L_C \cos \varphi \times m_{a_C}}{\rho}\right)^2 \quad (\text{说明 6.1.4-1})$$

式中，后两项也可以由下式算得。

$$m_{\text{洞外定向}} = \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot \frac{m_G}{\rho} \cdot L \quad (\text{说明 6.1.4-2})$$

式中 m —洞外定向—GPS 方向误差对贯通误差的影响；

m_G —GPS 测量定向联系边方向误差 (″)，为隧道设计时的先验值， $\rho=206265''$

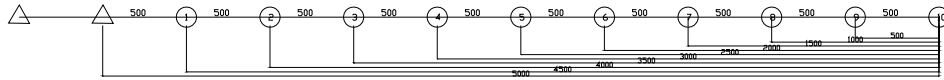
L —相向开挖隧道计算设计长度，考虑到洞外 GPS 控制点位（引测边）布设离洞口有一定距离的因素，取隧道线路长度加 1km。

2) 鉴于山岭隧道测量的复杂性和特长隧道距离远等因素，控制点间 Y 坐标误差按经验值取为 20mm（也可根据隧道长短酌取）。

2 隧道的洞内导线测量误差按下列因此考虑：

1) 洞内导线测角引起的贯通误差：

一端洞内导线，按等边直伸导线估算的导线终点由测角引起的点位横向误差由下式计算：



$$\begin{aligned}
 m_q^2 &= \frac{m_\beta^2}{\rho^2} \sum R_x^2 \\
 &= \frac{m_\beta^2}{\rho^2} s^2 \left[\frac{1}{6} n \cdot (n+1) \cdot (2n+1) \right] \quad (\text{说明 6.1.4-3}) \\
 &= \frac{m_\beta^2}{\rho^2} \left[\frac{1}{6} L' \cdot (L'+s) \cdot (2L'/s + 1) \right]
 \end{aligned}$$

式中 m_q —直伸导线终点由测角误差引起的横向点位误差；

m_β —测角误差 (″)； $\rho=206265''$ ；

R_x^2 —导线点距离导线终点的距离；

s —每条导线边距离；

n —导线点数 ($=L/s$)；

L' —导线总长度。

顺便指出，上述公式计算出的直伸导线端点横向误差是严密的。

隧道两端相向掘进，取等影响，则共同构成误差：

$$m_{\text{洞内测角}}^2 = 2m_q^2 \quad (\text{说明 6.1.4-4})$$

2) 洞内导线测边引起的贯通误差

这里取曲线起点偏离中线纵向 1.5km（相当大的曲线）；按每条 150m 长的导线边在横向（贯通面上）的投影 75m 计，共计 20 条边；每条边按 2mm+2ppm 计算测距误差，则每条边的测距误差为 2.3mm，测距误差两端总计：

$$m_l = m_s \sqrt{n} \times \sqrt{2} = 2.3 \times \sqrt{20} \times \sqrt{2} = 15mm$$

可见能控制在 20mm 内；贯通误差估算时取 20mm。

地表采用 GPS 控制测量时，不同隧道长度的洞外、洞内结横向贯通中误差如说明表

6.1.4-3。

说明表 6.1.4-3 洞外 GPS 控制测量不同隧道长度的洞外、洞内横向贯通中误差

隧道长度 (km)	计算长度 (km)	洞内 (mm)						洞外 (mm)				误差分析 (mm)						分配后 (mm)		
		测角精度 (")	洞内边长 (m)	测角误差	取两组导线 测距误差	洞内误差	定向精度 (")	定向误差	坐标误差	洞外误差	总中误差	现允许误差	拟允许误差 1	洞内分配值	洞外分配值	洞内应达	洞外应达	总误差		
1	2	2.5	150	28	20	20	28	1.7	12	20	23	37	50	50	40	30	40	30	50	
2	3	2.5	200	45	32	20	37	1.7	17	20	27	46	50	50	40	30	40	30	50	
3	4	1.8	250	44	31	20	37	1.3	18	20	27	46	50	50	40	30	40	30	50	
4	5	1.8	300	56	40	20	44	1.3	22	20	30	54	50	50	40	30	40	30	50	
5	6	1.8	400	64	46	20	50	1.3	27	20	33	60	75	65	50	40	51	42	64	
6	7	1.3	400	58	41	20	46	1.3	31	20	37	59	75	65	50	40	51	42	64	
7	8	1.3	400	70	49	20	53	1.3	36	20	41	67	75	65	50	40	51	42	64	
8	9	1.3	500	75	53	20	57	1.3	40	20	45	72	100	75	60	45	60	45	75	
9	10	1.3	500	87	62	20	65	1	34	20	40	76	100	75	65	35	66	37	74	
10	11	1	500	77	55	20	58	1	38	20	43	72	100	75	60	45	60	45	75	
11	12	1	500	87	62	20	65	1	41	20	46	79	150	100	75	50	87	66	90	
12	13	1	500	98	69	20	72	1	45	20	49	87	150	100	75	50	87	66	90	
13	14	1	500	109	77	20	80	1	48	20	52	95	150	100	80	55	84	60	97	
14	15	1	500	121	85	20	88	1	51	20	55	104	200	120	95	60	104	73	112	
15	16	1	500	133	94	20	96	1	55	20	58	112	200	120	100	60	104	66	117	
16	17	1	500	145	102	20	104	1	58	20	62	121	200	120	105	65	101	58	123	
17	18	1	500	157	111	20	113	1	62	20	65	130	250	150	120	70	133	90	139	
18	19	1	500	170	120	20	122	1	65	20	68	140	250	150	130	75	130	75	150	
19	20	1	500	184	130	20	131	1	69	20	71	150	250	150	135	75	130	65	154	
20	21	1	500	197	139	20	141	1	72	20	75	159	250	180	160	80	161	82	179	

上表中，将计算的贯通值取整为 5mm 的整倍数。按贯通中误差大致相近，将 0~20km 长的隧道分为 7 个区段，每个区段取该段内相应洞外、洞内贯通中误差影响最大值作为该区段洞外洞内允许横向贯通中误差，以此反算总的横向贯通中误差并取整致 5mm，得到条文规定的新的隧道贯通中误差允许值。

近几年已经贯通的 7km 以上的部分铁路和公路隧道横向和高程贯通误差统计分别如说明表 6.1.4-4、明表 6.1.4-5。

说明表 6.1.4-4 最近几年铁路、公路长隧道平面实际贯通情况

线路名	隧道名	隧道长度（m）	横向贯通误差（mm）
西康铁路	秦岭特长隧道	18448	12
朔黄铁路	长梁山隧道	12800	36
西南铁路	东秦岭隧道	12286	6
西康公路	终南山公路隧道下行线	18000	7.6
渝怀线	沙坝隧道	7972	36
台缙高速公路	苍岭隧道	7536	16

说明表 6.1.4-5 最近几年铁路、公路长隧道高程实际贯通情况

线路名	隧道名	隧道长度（m）	高程贯通误差（mm）
西康铁路	秦岭特长隧道	18448	1
内昆铁路	黄荆坝隧道	3230	13
内昆铁路	马蹄石隧道	2946	30
朔黄铁路	长梁山隧道	12800	35
西南铁路	东秦岭隧道	12286	5
渝怀线	沙坝隧道	7972	1
兰武复线	乌鞘岭隧道	20050	4

说明表 6.1.4-4 部分隧道是采用 GPS 控制测量的。

本次修订没有给出相向开挖长度大于 20km 隧道的贯通误差规定。一方面是因为目前很多长隧道采取长隧短打方式进行，另一方面，真正相向开挖长度超过 20km 的铁路隧道还没有相应的贯通误差值可以参考。因此，规定相向开挖长度超过 20km 的长大隧道的贯通误差需作专门设计。

对于设有竖井并通过竖井进行贯通的隧道，本规范没有对此作出贯通误差规定，主要是因为铁路隧道采用竖井施工很少，能搜集到的有关实测精度资料极少，因此缺少这方面的分析资料。本次修订，尚不具备制订竖井联系测量的贯通中误差分配条件。当采用这种测量方式测量时，宜进行专业的设计论证。

对于竖井测量，现阶段已经采用的和可能采用的测量技术包括：1、传统的钢丝投点联系测量；2、光学投点、陀螺仪定向联系测量。本规范仅给出这两种测量方式的作业规定。

6.1.5 铁路隧道施工测量的主要目的是保证隧道相向开挖能按规定精度正确贯通。

隧道测量设计包括隧道控制测量方法设计、控制网网形设计、测量精度设计以及隧道贯通误差估算等。洞外控制测量完成后，根据实测精度估算隧道洞外贯通误差；确定隧道洞内控制网的角度和边长测量精度。

隧道能否正确贯通主要受纵向、横向、方向和高程等贯通误差的影响。

纵向贯通误差主要影响线路坡度，线路坡度 i 的计算式为：

$$i = h/S \cdot 1000\%$$

式中 h 、 S —两点间的高差及水平距离。

为分析纵向贯通误差对线路坡度的影响，对上式全微分，则：

$$di = dh/S \cdot 1000\% - h dS/S^2 \cdot 1000\%$$

当只考虑纵向贯通误差 dS 时，假设可以忽略的坡度影响为 0.001% ，即 $100m$ 的水平距离允许的高差为 $\pm 0.1m$ ，可认为：

$$0.001\% = h \cdot dS/S^2 \cdot 1000\%$$

$$dS = S^2/1000000 h$$

当隧道内的坡度为 3% ，即 $h/S=3/1000$ 时，则 $dS=S/1000000 \cdot 1000/3=S/3000$ 。

由上式可知，隧道长 $300m$ 时，允许纵向贯通误差 $0.1m$ ，隧道长 $3000m$ 时，允许纵向贯通误差 $1m$ 。从目前铁路山岭隧道贯通的实际情况看，纵向贯通误差均小于按上式计算的结果。因此，纵向贯通误差一般情况不会给设计坡度和工程建筑造成不利影响。

方向贯通误差主要影响线路的平面形状。时速 $200km$ 以下的铁路，直线隧道的方向贯通误差在 $5'$ 以内时仍可作为直线线路考虑；当方向贯通误差在 $5' \sim 25'$ 时，可按顶点内移量考虑衬砌位置和线路内移量；当方向贯通误差大于 $25'$ 时，可加设大半径曲线。对于曲线隧道则可采用加、减曲线长度或改变曲线起终点的方法调整。

高程贯通误差主要影响线路的坡度。对于 $500m$ 长的隧道，高程贯通限差 $50mm$ 时，调整后约影响坡度 0.1% 。这种情况几乎不影响原设计，更不会在施工中造成困难。从目前各单位使用的仪器、设备情况、测量技术水平来看，高程贯通限差 $\pm 50mm$ 对一般的长隧道都不难满足。

横向贯通误差主要影响线路的平面形状。当贯通误差较小时，可在未衬砌地段调整；当贯通误差超限严重时，隧道侵入建筑限界，迫使炸毁大段衬砌，造成返工浪费，并使工期延误。

总之，在纵向、横向、方向和高程几项贯通误差中，关键的是横向贯通误差和高程贯通误差，所以在隧道测量中主要以横向贯通误差和高程贯通误差作为衡量贯通精度的主要尺度而加以规定。

关于进行隧道平面控制测量设计并计算贯通误差的隧道长度规定说明如下：

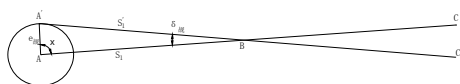
过去的铁路线路测量一般采用正倒镜法延长直线或切线，仅在交点上测偏角。曲线测设多采用偏角法。这种测量模式用于隧道洞外、洞内测量时产生的测量误差分析如下：

(1) 正倒镜法的角度差分析：

1) 照准误差 $m_{\text{照}}$

光照明亮时： $m_{\text{照}}=30''/V$ ；光照阴暗时 $m_{\text{照}}=50''/V$

式中 V 为望远镜放大倍率, 对 J_2 级经纬仪 V 值为 30。



说 明 图

2) 觇标偏心误差

如说明图 6.1.5-1 所示, B 为置镜点, A 为后视点, C 为前视点。由于后视点照准目标存在 $e_{\text{视}}$ 的误差, 使前视点为 C 偏到 C' , 产生了 $\delta_{\text{视}}$ 的误差。而点 A' 是在以 A 为圆心, 以 $e_{\text{视}}$ 为半径的圆周上移动, 设其移动变异的一个微量为 dx , 则圆周上所有可能位置的数目为 $n=2\pi/dx$, 相应于 n 个 A 点位置的偏心误差数值为 δ_1 、 δ_2 、 δ_3 、..... δ_n , 它的中误差用下式表示:

$$m_{\text{视}}^2 = \frac{[\delta_{\text{视}}^2]}{n} \quad (\text{说明式 6.1.5-1})$$

在三角形 BAA' 中, $\frac{e_{\text{视}}}{S_1'} = \frac{\sin \delta_{\text{视}}}{\sin x}$ 。

由于 $e_{\text{视}}$ 很小, 故 $\delta_{\text{视}}$ 也很小, 所以 $S_1 \approx S_1'$

由此可得

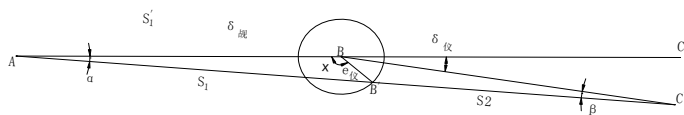
$$\delta_{\text{视}} = \rho \frac{e_{\text{视}}}{S_1} \sin x \quad (\text{说明式 6.1.5-2})$$

将式 (说明 4.1.1-2) 代入式 得

$$m_{\text{视}}^2 = \frac{[\rho^2 \frac{e_{\text{视}}^2}{S_1^2} \sin^2 x]}{\frac{2\pi}{dx}} = \rho^2 e_{\text{视}}^2 \frac{1}{2\pi S_1^2} \sum_0^{2\pi} \sin^2 x dx = \rho^2 e_{\text{视}}^2 \frac{1}{2\pi S_1^2} \int_0^{2\pi} \sin^2 x dx = \rho^2 e_{\text{视}}^2 \frac{1}{2S_1^2}$$

故

$$m_{\text{视}} = \frac{\rho e_{\text{视}}}{\sqrt{2} S_1} \quad (\text{说明式 6.1.5-3})$$



说 明 图

3) 仪器偏心误差 $m_{\text{仪}}$

由说明图 6.1.5-2 可知:

$$\delta_{\text{仪}} = \alpha + \beta \quad (\text{说明式 6.1.5-4})$$

$$\frac{e_{\text{仪}}}{S_1} = \frac{\sin \alpha}{\sin x}$$

因 α 很小, 故 $\alpha = \rho \frac{e_{\text{仪}}}{S_1} \sin x$ 。

又 $\delta_{\text{仪}}$ 值很小, 故 $\frac{\alpha e_{\text{仪}}}{\beta S_1} \approx \frac{S_2}{S_1}$, $\beta = \frac{S_2}{S_1} \alpha$ 。

因此:

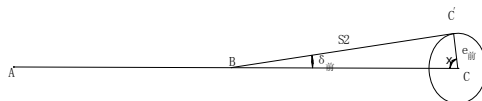
$$\delta_{\text{仪}} = \alpha + \beta = \alpha + \frac{S_1}{S_2} \alpha = \alpha \left(1 + \frac{S_1}{S_2}\right) = \rho \frac{e_{\text{仪}}}{S_1} \sin x \left(1 + \frac{S_1}{S_2}\right) \quad (\text{说明式 6.1.5-5})$$

$$m_{\text{仪}}^2 = \frac{[\delta_{\text{仪}}]^2}{n} = \frac{\rho^2 \frac{e_{\text{仪}}^2}{S_1^2} \left(1 + \frac{S_1}{S_2}\right)^2 [\sin^2 x]}{\frac{2\pi}{dx}} = \frac{1}{2} \rho^2 \frac{e_{\text{仪}}^2}{S_1^2} \left(1 + \frac{S_1}{S_2}\right)^2$$

$$\text{故} \quad m_{\text{仪}} = \frac{1}{\sqrt{2}} \rho \frac{e_{\text{仪}}}{S_1} \left(1 + \frac{S_1}{S_2}\right)$$

当 $S_1 = S_2 = S$ 时

$$m_{\text{仪}} = \sqrt{2} \rho \frac{e_{\text{仪}}}{S} \quad (\text{说明 6.1.5-6})$$



说明图 6.1.5-3

4) 前点定点误差 $m_{\text{前}}$

由说明图 6.1.5-3 可知

$$\frac{e_{\text{前}}}{S_2} = \frac{\sin \delta_{\text{前}}}{\sin x}$$

因 $\delta_{\text{前}}$ 很小, 故

$$\delta_{\text{前}} = \rho \frac{e_{\text{前}}}{S_2} \sin x \quad (\text{说明式 6.1.5-7})$$

$$m_{\text{前}}^2 = \frac{[\delta_{\text{前}}^2]}{n} = \frac{[\rho^2 \frac{e_{\text{前}}^2}{S_2^2} \sin^2 x]}{\frac{2\pi}{dx}} = \rho^2 \frac{e_{\text{前}}^2}{S_2^2} \cdot \frac{1}{2\pi} \int_0^{2\pi} \sin^2 x dx = \rho^2 \frac{e_{\text{前}}^2}{S_2^2} \cdot \frac{1}{2\pi} \cdot \pi = \frac{1}{2} \rho^2 \frac{e_{\text{前}}^2}{S_2^2}$$

$$\text{故 } m_{\text{前}} = \frac{1}{\sqrt{2}} \rho \frac{e_{\text{前}}}{S_2} \quad (\text{说明式 6.1.5-8})$$

5) 仪器本身误差包括:

- ①望远镜视准轴误差;
- ②横轴倾斜误差;
- ③照准部、度盘偏心误差;
- ④旋转照准部时仪器底座位移而产生的误差;
- ⑤竖直轴倾斜误差。

其中①、②、③项可以从两个盘位取平均值得到抵消; ④项一般较小, 可忽略不计;

⑤项可借助照准部水准使误差控制在一定范围内, 故略而不计。

由以上分析可知, 在作业中采用正、倒镜两个盘位分中定点时, 水平角观测值中误差为:

$$m_{\beta} = \sqrt{\frac{2m_{\text{照}}^2 + m_{\text{视}}^2 + m_{\text{前}}^2}{2}} + m_{\text{仪}}^2 \quad (\text{说明式 6.1.5-9})$$

现将各项中误差数据表列如下:

说明表 6.1.5-1 照准误差 $m_{\text{照}}$ 值

经纬仪等级	望远镜放大倍率	$m_{\text{照}}$	
		30"/V	50"/V
DJ ₂	30	±1"	±1.7"

说明表 6.1.5-2 觇标偏心误差 $m_{\text{视}}$ 值

	50	100	200	300	400	500
2mm	±5.8"	±2.9"	±1.5"	±1.0"	±0.7"	±0.6"
3mm	±8.82"	±4.4"	±2.2"	±1.5"	±1.1"	±0.9"

说明表 6.1.5-3 仪器偏心误差 $m_{\text{仪}}$ 值

	50	100	200	300	400	500
2mm	±5.8"	±2.9"	±1.5"	±1.0"	±0.7"	±0.6"
3mm	±11.7"	±5.8"	±3.0"	±2.0"	±1.5"	±1.2"

说明表 6.1.5-4 前点定点误差 $m_{\text{前}}$ 值

	50	100	200	300	400	500
--	----	-----	-----	-----	-----	-----

2mm	±5.8"	±2.9"	±1.5"	±1.0"	±0.7"	±0.6"
-----	-------	-------	-------	-------	-------	-------

(2) 敷设中线法所适用的直线隧道长度分析

假设洞内、洞外导线均为等边直伸导线。洞内导线边长为 100m，洞外导线边长为 200m。

觇准点用光学对中，即 $e_{\text{觇}}=2\text{mm}$ ， $e_{\text{前}}=2\text{mm}$ 。经纬仪采用 J2 级，按式（说明 6.1.5-9）求算的洞内、洞外的测角中误差为：

$$m_{\beta_{\text{洞外}}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 1.2^2 + 1.5^2 + 1.5^2}{2} + 1.5^2} = \pm 2.4''$$

$$m_{\beta_{\text{洞内}}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 2.0^2 + 1.5^2 + 1.5^2}{2} + 1.5^2} = \pm 2.9''$$

由于洞内、外导线测量误差所产生在贯通面上的横向中误差为：

$$m_{\beta_{\text{洞外}}} = \frac{m_{\beta_{\text{洞外}}}}{\rho} \cdot L \sqrt{\frac{(n-1)(n-2)}{12n}}$$

$$m_{\beta_{\text{洞内}}} = \frac{m_{\beta_{\text{洞内}}}}{\rho} \cdot L \sqrt{\frac{(K+1)(K+2)}{12K}}$$

式中 L —隧道长度 (m)；

n —洞外导线总边数

K —洞内导线总边数

对于 1500m 长的直线隧道，由于洞内、外导线测量误差所产生在贯通上的横向中误差为：

$$m_{\beta_{\text{洞外}}} = \frac{2.4}{206265} \cdot 1500 \cdot \sqrt{\frac{(8-1)(8-2)}{12 \cdot 8}} = \pm 12.0\text{mm}$$

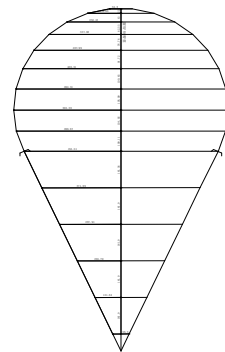
$$m_{\beta_{\text{洞内}}} = \frac{2.9}{206265} \cdot 1500 \cdot \sqrt{\frac{(15+1)(15+2)}{12 \cdot 15}} = \pm 26\text{mm}$$

$$m = \sqrt{m_{\text{洞外}}^2 + m_{\text{洞内}}^2} = \sqrt{12^2 + 26^2} = \pm 29\text{mm} < 50\text{mm}$$

从上述分析可知，当使用的经纬仪精度不低于 J₂ 级，觇准目标用光学对中，洞外导线边长不短于 200m，洞内导线连长不短于 100m 时，采用敷设中线法测量所适用的直线隧道长度为 1500m 以内。故条文规定：凡直线隧道长度大于 1500m，根据横向贯通精度要求进行隧道平面测量设计。

(3) 敷设中线法适合的曲线隧道长度。

现行线路设计规范规定的最小曲线半径为 500m，假设隧道全



说 明 图

长 1500m，并且全为圆曲线。隧道洞外测量采用正倒镜法延长切线，洞内测量采用偏角法测设中线。导线布置如说明图 6.1.5-4。

1) 洞外切线测量误差对横向贯通精度的影响

设该曲线以 J₂ 型仪器施测，并在切线上每 200 米设置转点，其测角中误差 $m_\beta = \pm 2.72''$ ，测距误差按 1/20000。

由测角误差产生在贯通面上的横向中误差为：

$$m_{y\beta} = \frac{m_\beta}{\rho} \sqrt{\sum R_x^2} = \frac{2.72}{\rho} \sqrt{903710} = \pm 13mm$$

由测距误差产生在贯通面上的横向中误差为：

$$m_{yl} = \frac{m_l}{l} \sqrt{\sum d_y^2} = \frac{1}{20000} \sqrt{327610} = \pm 29mm$$

则洞外测量的综合贯通误差：

$$m_{\text{洞外}} = \sqrt{13^2 + 29^2} = \pm 32mm$$

2) 洞内曲线测量对横向贯通精度的影响

洞内曲线采用偏角法测设是方向与距离的交会，这不同于一般的导线测设，但转点的设置仍然按转点偏角方向拨角、量边，这实质还是导线问题，故洞内曲线测量对横向贯通精度的影响仍按导线进行分析。

洞内曲线段导线边长按 100m 设计。曲线上各转点的测角中误差综合考虑为 $\pm 4''$ ，导线测距误差采用 1/20000。

由测角误差产生在贯通面上的横向中误差为：

$$m_{y\beta} = \frac{m_\beta}{\rho} \sqrt{\sum R_x^2} = \frac{4}{\rho} \sqrt{2638222} = \pm 32mm$$

由测距误差产生在贯通面上的横向中误差为：

$$m_{yl} = \frac{m_l}{l} \sqrt{\sum d_y^2} = \frac{1}{20000} \sqrt{126266} = \pm 17mm$$

则洞内测量的综合贯通误差：

$$m_{\text{洞内}} = \sqrt{32^2 + 17^2} = \pm 37mm$$

洞外、洞内测量误差所产生在贯通面上的总横向中误差：

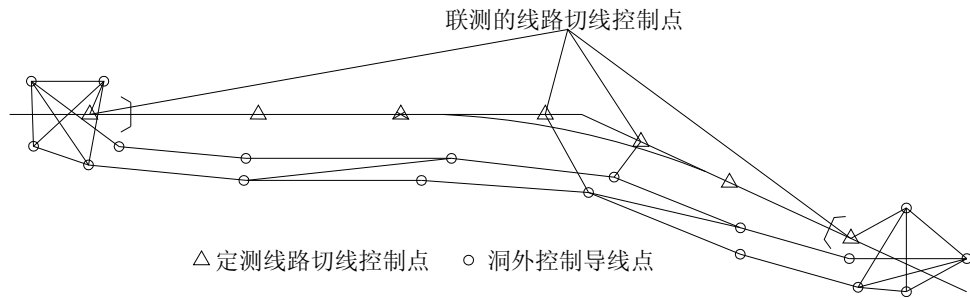
$$m = \sqrt{32^2 + 37^2} = \pm 49mm (\pm 50mm)$$

由于目前使用的全站仪、光电测距仪的精度和稳定性都较以前有一定提高，施工单位

使用的测角仪器一般为 2"级以上仪器。由以上分析,当曲线半径 $R=500\text{m}$ 时,洞外导线边长直线段为 200m ,曲线段导线边长不小于 100m 时,用中线法测设曲线隧道,当长度在 1500m 以内时,其贯通精度不超过设计的横向贯通中误差要求。

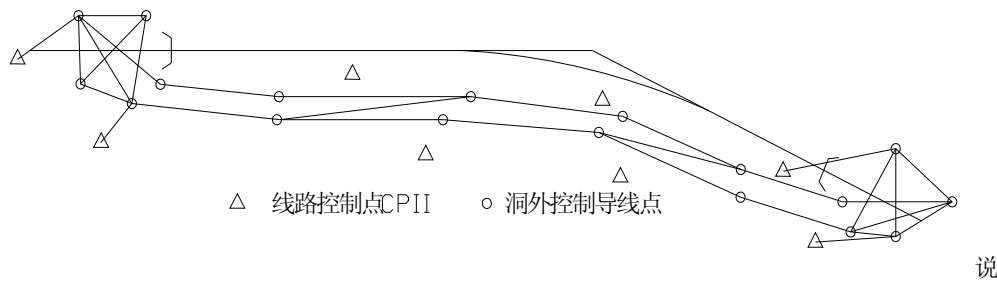
通过对直线和曲线隧道的分析,统一规定长度小于 1500m 的直线或曲线隧道,均按五等导线精度施测时可以不进行测量设计及贯通误差估算;隧道长度大于 1500m 时,则根据横向贯通精度要求进行隧道平面测量设计并估算贯通误差值。

6.1.6 在传统的定测模式下,直线隧道控制测量一般分别选取进出口端各一个设计线路切线点纳入隧道控制网;曲线隧道则每条切线选取两个设计线路切线控制点纳入隧道控制网。完成隧道控制测量后,用联测的线路切线控制点坐标重新计算隧道的线路关系,以此作为隧道施工的依据。由于测量精度不同,隧道控制测量与线路测量必然存在差异。重新解算线路关系的过程其实质是对两者测量误差的一个调整过程。这种测量因两端线路与隧道共用了相同的设计线路切线控制点,因此线路与隧道能正确衔接。传统模式下的洞外控制测量如下图所示。



说明图 6.1.6-1 传统设计定测模式下的洞外控制测量

在布设 CPⅡ 线路控制网的模式下,隧道平面的位置依据 CPⅡ 控制网由理论坐标确定。布设 CPⅡ 线路控制网模式下的洞外控制测量如下图所示。



说明图 6.1.6-2 布设线路控制网 CPⅡ 模式下的洞外控制测量

设计阶段布设线路控制网后,由于控制网的精度一般不低于四等导线的测量精度,因

此，长度不超过 4km 的隧道，线路控制网的测量精度是能够满足洞外控制测量精度要求的。但因设计阶段的线路控制网点位及其密度一般不能满足隧道洞口的布网要求。因此规定：当根据隧道测量设计，线路控制网精度满足隧道洞外贯通精度要求时，在线路控制网基础上扩展形成隧道施工控制网，以满足隧道施工。

当线路控制网精度无法满足隧道洞外控制测量贯通要求时，则建立隧道独立控制网，独立控制网的精度根据隧道长度及相应的贯通误差要求确定。为确保线路与隧道的正确衔接，进行隧道控制网与线路控制网的联测。因两者测量精度不同导致线路与隧道不能正确衔接时，由施工和设计单位共同对线路进行调整。

6.4.2 平面控制测量误差引起的隧道贯通误差规定已在前述 6.1.4 的条文说明中进行了说明。因此，当洞外采用 GPS 测量技术时，不再按传统的洞外、相向开挖两洞内三因素等影响来分配隧道贯通误差。

高程控制测量误差引起的隧道贯通误差：

洞外、洞内高程控制测量误差对每个贯通面的高程贯通误差影响是按等因素影响考虑。这是基于：1、洞外高程控制测量虽有地形起伏大、路线长、置镜多、受外界影响大等不利因素，但通视条件好、明亮度高、使用仪器一般较好、受工期影响较小等有利因素；2、洞内高程控制测量虽然起伏小、气温稳定，但明亮度低，使用仪器受限制、施工干扰大的不利因素。因此将洞外、洞内高程控制测量误差对每个贯通面上的贯通误差按等因素影响考虑是符合施测情况的。

100 多座隧道的实测高程贯通误差成果表明：这一规定是合理的，精度也是比较高。

当每个贯通面上高程贯通误差的允许中误差为 m 时，洞内、洞外高程控制测量误差产生在贯通面上的高程中误差则均为 $\sqrt{1/2}m$ ，由此确定洞内、洞外高程控制测量所需的等级。

表 6.4.2—1 说明如下：

（1）GPS 测量适用的隧道长度：

考虑 GPS 的布网特点和 GPS 测量对隧道贯通误差的影响因素，当延长接收时间、改善洞口定向边观测条件、增加联系边长度时，可以提高洞口定向联系边的方向精度。

统计表明，GPS 测量洞口定向联系边的方向精度一般可控制在 $1\sim 2''$ 以内，因此 GPS 测量特别适合长大隧道的洞外控制测量，因此建议长度大于 4km 的隧道优先采用 GPS 洞外控制测量，GPS 定向边的方向精度一般不宜小于 $1.7''$ 。

（2）洞外各等级导线测量适用的隧道长度和边长精度：

使用光电测距仪或全站仪进行洞外控制测量，由于目前使用的测距仪测程一般均较长，边长精度也比较高，导线边的长度可以增长，导线边在贯通面上的投影长度也可适当增长，以充分发挥常规测量较能适应地形变化等优势。因此也考虑了常规测量用于长大隧

道的需要。

①对于导线边长：两开挖洞口间长度在 4km 以下的隧道导线边长按不短于 300m；4km～6km 按不短于 600m；6km～20km 按不短于 1000m 考虑。

②导线边在贯通面上的投影长度：两开挖洞口间长度在 6km 以下的隧道，按导线边长的 1/10；6km 以上的隧道，按导线边长的 1/4 考虑。

③边长精度：按光电测距仪较低精度 1/50000 计算。

由测角测边误差所产生在贯通面上的横向中误差分别按下式计算：

$$m_{y\beta} = \frac{m_{\beta}}{\rho} \sqrt{\sum R_x^2} = \frac{m_{\beta}}{\rho} L \sqrt{\frac{n-3}{12}}$$

$$m_{yl} = \frac{m_l}{l} \sqrt{\sum d_y^2}$$

式中 R_x —导线至贯通面的垂直距离（m）

d_y —导线边对贯通面的投影长度（m）

n —导线边数

m_l/l —导线边边长相对中误差。

现以不同的隧道长度、测角精度，计算相应的贯通误差值列于说明表说明表 6.4.2-1

说明表 6.4.2-1 计算的贯通误差值

隧道长度	2		4		6		8	10	13	14	16	17	20
测角精度	4	2.5	2.5	1.8	1.8	1	1	1	1	1	1	1	1
导线边精度	1/50000				1/100000			1/200000					
贯通误差预计	23	14.6	31.3	24.4	50.8	32.7	44.8	59.1	78.4	85.4	100.4	108.3	133.6
允许贯通误差	30		45				60	90	120		150		

从表可以看出，洞外导线测量按表列精度进行测量时，一般情况能满足隧道贯通精度要求。对于长度为 6km～20km 的隧道，因导线测量的工作量巨大，因此优先选用 GPS 测量。

（3）洞内测量因施工干扰大，观测条件差，作二等导线测量的难度很大，因此将洞内二等导线的测角精度适当降低。

（4）对于短隧道的洞外控制测量，由于线路控制网 CPII 相当于四等导线测量精度，因此完全可以采用 CPII 控制网作为短隧道的洞外控制导线测量起算边。但因 CPII 控制点较少，布设的控制点也不便于隧道施工使用，因此可以在 CPII 控制网基础上进行增补加密；对于短隧道的洞内控制测量，由于要求的测量精度不高，因此增设了测角精度为±4"的五等导线测量。

（5）本次修订，洞内导线控制测量增加了测角中误差为 1.3"这一测量精度等级，条

文中称其为“隧道 2 等”。过去测量经验表明，长度为 6~10km 的隧道，根据设计贯通误差设计的洞内导线测角精度一般介于 2 等与 3 等之间，而国家没有这一精度指标。基于既保证贯通精度需要又经济合理的原则，增加了这一精度等级

(6) 进行隧道测量设计时，当一座隧道由同一测量单位负责洞外、洞内平面控制测量时，测量单位可以统筹兼顾洞外洞内的测量设计，统一分配洞外洞内贯通误差影响值，合理确定洞内外的测量精度。因此，当由一家测量单位完成洞内外控制测量时，洞内平面控制测量误差对横向贯通误差的影响值可按下列步骤进行：洞外平面控制测量完成后，在总的横向贯通中误差内扣除洞外平面控制测量误差对横向贯通误差的影响值，即可得到留给洞内平面控制测量误差对横向贯通误差的影响，以此确定洞内控制网的测量精度。

表 6.4.2-2 说明如下：

表 6.4.2-2 高程控制测量适用的水准路线长度中，每千米水准测量高差的偶然中误差 M_{Δ} 、水准仪等级、水准标尺类型，均引自《国家一、二等水准测量规范》、《国家三、四等水准测量规范》的相应规定。

两开挖洞口间的水准路线长度 L ，按下式计算得到：

$$L = \sqrt{\frac{m_{\Delta h}^2}{M_{\Delta}^2}} \quad (\text{说明式 6.4.2})$$

式中 M_{Δ} —每千米水准测量高差中数的偶然中误差 (mm)；

$m_{\Delta h}$ —受洞外或洞内高程控制测量误差影响，产生在贯通面上的高程中误差。

当洞外或洞内高程控制测量误差产生在贯通面上的高程中误差满足高程贯通精度要求时，可按（说明式 6.4.2）计算各等级水准测量适用的水准路线长度。

当洞外高程控制测量允许的贯通精度为 $\pm 18\text{mm}$ ，各等级水准测量 ($M_{\Delta}=\pm 5\text{mm}$) 精度适合的隧道洞外高程控制网线路长度分别为：

$$\text{二等: } L = \frac{m_{\Delta h}^2}{M_{\Delta}^2} = \frac{18^2}{1^2} = 324\text{km}$$

$$\text{三等: } L = \frac{m_{\Delta h}^2}{M_{\Delta}^2} = \frac{18^2}{3^2} = 36\text{km}$$

$$\text{四等: } L = \frac{m_{\Delta h}^2}{M_{\Delta}^2} = \frac{18^2}{5^2} = 12.96\text{km}$$

$$\text{五等: } L = \frac{m_{\Delta h}^2}{M_{\Delta}^2} = \frac{18^2}{7.5^2} = 5.7\text{km}$$

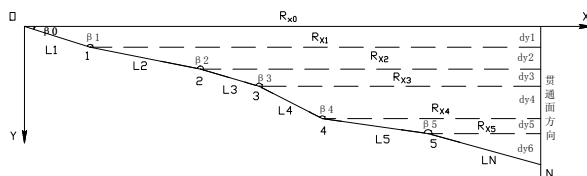
由上述分析可知，五等水准测量精度只适用于水准路线长度在 5km 以下的隧道的洞外控制测量，四等水准测量适用的水准路线长度为 5~13km，三等水准测量适用的水准路线长度为 13~36km，二等水准测量适用的水准路线长度为 36~324km。

当采用三角高程测量时，类比上述方法估算其适用隧道的长度，测量时还要注意全站仪与反射器及其支架的配合，严格控制边长，以减小测距误差对高程的影响。

6.4.3~6.4.4 GPS 测量用于隧道验前贯通误差估算已在本规范 6.1.4 中进行了详细说明。

导线测量误差影响产生在贯通面上的横向中误差近似计算公式说明如下：

如说明图 6.4.4-1 所示。假设导线由洞口投点 O 开始引测至贯通面，则贯通面上 N 点的横坐标为：



说明图 6

$$y_N = \sum l_i \sin A_i = \sum \Delta y_i$$

微分并整理上式得到：

$$dy_N = dy_1 \frac{dl_1}{l_1} + dy_2 \frac{dl_2}{l_2} + \dots + dy_n \frac{dl_n}{l_n} + (R_{x0} d\beta_0 + R_{x1} d\beta_1 + \dots + R_{xn} d\beta_n)$$

$l_1, l_2, \dots, l_n, \beta_1, \beta_2, \dots, \beta_n$ 均系独立观测值，若以 ml/l 表示测边精度， m 表示测角精度，并将式转换成中误差形式：

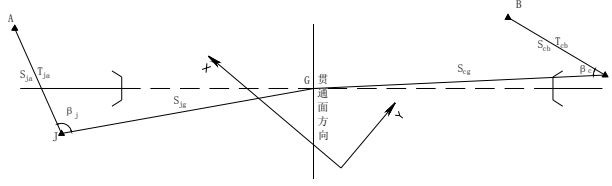
$$m^2 = d_{y1}^2 \left(\frac{ml}{l}\right)^2 + d_{y2}^2 \left(\frac{ml}{l}\right)^2 + \dots + d_{yn}^2 \left(\frac{ml}{l}\right)^2 + R_{x1}^2 \left(\frac{m_\beta}{\rho}\right)^2 + R_{x2}^2 \left(\frac{m_\beta}{\rho}\right)^2 + \dots + R_{xn}^2 \left(\frac{m_\beta}{\rho}\right)^2$$

$$\text{令 } m_{yl}^2 = \left(\frac{ml}{l}\right)^2 \sum d_y^2, \quad m_{y\beta}^2 = \left(\frac{m_\beta}{\rho}\right)^2 \sum R_x^2。$$

$$\text{则 } m^2 = m_{yl}^2 + m_{y\beta}^2。$$

上式即为隧道贯通误差影响近似计算公式。从以上推导过程可以看出，导线测量误差影响产生在贯通面上的横向中误差计算公式，系根据单导线推导出来的。但现场施测时为了满足贯通精度的需要及增强网的可靠性，隧道洞内、洞外控制测量一般不接单导线形式布设，而采用多边形闭合导线环。显然在此情况下，用式 6.4.4-1 计算的贯通误差并不是导线环的贯通误差值，而是一个近似值。不难理解，这样的近似值对于导线环来说是偏于安全的。

GPS 控制测量与常规测量贯通误差严密计算公式如下图：



说明图 6.4.4-2

无论隧道控制测量采用何种方法，隧道洞外控制测量的成果一般为隧道进口、出口附近控制点的坐标。这些点的坐标精度及其相对精度在一定程度上集中体现了测量方法的影响和控制网的成果质量。假设在任意两相向洞口有 J、C、A、B 四个控制点，它们分别表示洞口控制点和进出口附近的定向点，G 为隧道贯通点。因此，G 点的横向贯通误差是由于 J、C、A、B 四个控制点的误差引起的。

在不考虑洞口投点误差及洞内导线测量误差时，由平差理论，按求未知数的函数权倒数方法，可以得到贯通点分别由进出口计算的纵横坐标差关系式为：

$$\Delta X_G = X_j + S_{jg} \cos(T_{ja} + \beta_j) - X_c - S_{cg} \cos(T_{cb} + \beta_c)$$

$$\Delta Y_G = Y_j + S_{jg} \sin(T_{ja} + \beta_j) - Y_c - S_{cg} \sin(T_{cb} + \beta_c)$$

在不考虑 S_{jg} 、 S_{cg} 、 β_j 、 β_c 的误差时，对上式微分并整理得到关于 ΔX_G 、 ΔY_G 的权函数式为：

$$\begin{aligned} d(\Delta X_G) &= (1 - a_{ja} \Delta Y_{jg}) dX_j - b_{ja} \Delta Y_{jg} dY_j + a_{ja} \Delta Y_{jg} dX_a + b_{ja} \Delta Y_{jg} dY_a \\ &\quad - (1 - a_{cb} \Delta Y_{cb}) dX_c + b_{cb} \Delta Y_{cg} dY_c - a_{cb} \Delta Y_{cg} dX_b - b_{cb} \Delta Y_{cg} dY_b \\ d(\Delta Y_G) &= (1 + b_{ja} \Delta X_{jg}) dY_j - a_{ja} \Delta X_{jg} dX_j + a_{ja} \Delta X_{jg} dX_a + b_{ja} \Delta X_{jg} dX_a \\ &\quad - (1 + b_{cb} \Delta X_{cg}) dY_c + a_{bc} \Delta X_{cg} dX_b - a_{cb} \Delta X_{cg} dX_c - b_{cb} \Delta X_{cg} dY_b \end{aligned}$$

上式写成矩阵形式，再按协因素传播律得：

$$\begin{bmatrix} \sigma_{\Delta x_E} & \sigma_{\Delta x_E \Delta y_E} \\ \sigma_{\Delta y_E \Delta x_E} & \sigma_{\Delta y_E} \end{bmatrix} = \sigma_0^2 f Q_z f^T = f D_z f^T$$

$$f = \begin{bmatrix} 1 - a_1 \Delta y_{AE} & b_1 \Delta y_{AE} & a_2 \Delta y_{BE} - 1 & -b_2 \Delta y_{BE} & a_1 \Delta y_{AE} & -b_1 \Delta y_{AE} & -a_2 \Delta y_{BE} & b_2 \Delta y_{BE} \\ a_1 \Delta x_{AE} & 1 - b_1 \Delta x_{AE} & -a_2 \Delta x_{BE} & b_2 \Delta x_{BE} - 1 & -a_1 \Delta x_{AE} & b_1 \Delta x_{AE} & a_2 \Delta x_{BE} & -b_2 \Delta x_{BE} \end{bmatrix}$$

$$Z = [dx_A \quad dy_A \quad dx_B \quad dy_B \quad dx_C \quad dy_C \quad dx_D \quad dy_D]^T$$

Z 的协因数阵 QZ 由地面控制网估算所得的未知数的协因数阵中取得。由上式可以绘出贯通误差的误差椭圆。

对于直线隧道，当隧道轴线为 X 轴时，则 $\sigma_{\Delta x_E}$ 为纵向贯通误差的影响值， $\sigma_{\Delta y_E}$ 为横向贯通误差的影响值。

对于曲线隧道，可以根据线路关系计算出贯通点在控制网坐标系统中的坐标 (X_E , Y_E) 以及该点的切线方位角 (贯通点的纵向方位角) α_E 和横向方位角 $\alpha_F = \alpha_E + 90^\circ$ ，因此，

隧道横向贯通误差为：

$$M^2 = \sigma_{\Delta x}^2 \cos^2 \alpha_F + \sigma_{\Delta y}^2 \sin^2 \alpha_F + \sigma_{\Delta x \Delta y} \sin 2\alpha_F$$

6.4.10 洞口子网用于控制该洞口并向洞内传递洞外控制数据，各洞口子网通过主网联系在一起，形成隧道的洞外平面控制网。

当基线过长时，由于不同地区的对流层、电离层可能不相同，目前用于处理对流层和电离层误差的模型不尽完善，增加了基线处理时的残余误差，因此，需避免长大隧道主网出现较长的基线。将长基线（长于 20km）分成短基线处理，有利于提高控制网的精度。所以，对长隧道提出了分段布的要求。

按本规范第 3.2 节的要求进行无约束平差时需要一个 WGS-84 坐标起算点，一般要求这个点与独立坐标系的坐标原点重合，以便计算出的点位误差均是相对于该点的；WGS-84 坐标可以通过坐标增量从基线解算用的高精度 WGS-84 坐标起算点传算得到。当 GPS 网的 WGS-84 坐标（XYZ）、大地坐标（BLH）投影变换为高斯坐标（xy）时，采用隧道测区平均子午线经度作为中央子午线经度。可采用工程椭球直接投影法同时投影到隧道平均高程面上，并顾及高程异常（大地高减正常高）影响。最后旋转平移到独立施工坐标系。

6.4.11 最有利的观测时间一般为天明到出日前半小时、日落半小时后到天黑、阴天和晚上这些时间。当视线离地面较近时，尽可能选择在阴天或晚上观测。

关于水平角的观测方法和测回数的规定，说明以下几点：

1 洞外水平角观测，施工单位长期以来一直采用方向观测法。即使在洞口附近，一些测站涉及多个观测方向时，也都不采用组合法测角，而仍采用分组的观测方法，因此不考虑复测法测角。

2 隧道洞外控制网一般边长较短，且俯仰角较大，受地形限制，网中各边长度不一，为提高观测精度，观测前选择边长适中、俯仰角不大的方向作为起始方向，以减小观测过程中的仪器调焦误差。观测过程中，在测回间改变对中器方向重新对中置平仪器和觇标，以减小仪器和觇标的对中误差对测角的影响。这对保证测角精度是很重要的，具体分析可参见规范第 6.1.5 条文说明。

导线环严密平差计算时，尤其应该注意边、角的定权问题。如果平差时边角定权不合理，在一定程度上反而降低了成果的可靠性，按本条文定权时，还应注意边角的误差体系必须一致，即都采用相对误差体系，或者都采用绝对误差体系。

考虑到铁路隧道控制网导线环的坐标闭合差一般较小，根据以往经验，严密平差结果与近似平差结果相差很小，顾及这一情况，当隧道较短、控制网规模不大、网的等级不高时可以采用简易平差，即一般角度闭合差平均分配后计算各导线点近似坐标，求得导线环

闭合差，将坐标闭合差再按导线边长比例分配。由于坐标闭合差分配后必然引起方位的改变，一般情况下角度改正值不大于测量角中误差的两倍。

6.4.14 完成隧道控制测量后，由于定测与施工控制测量精度不同，测量不可避免地存在误差。

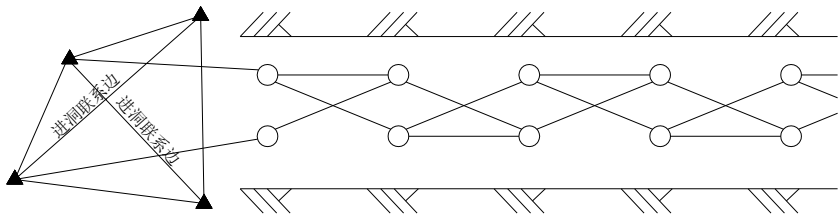
对于传统定测模式下的隧道控制测量，联测的线路定测切线点坐标必然与原有坐标不符，其不符值必将反映在线路关系上，包括曲线转角、曲线长度、切线长度等都将随之改变。为保证隧道贯通要求，需重新计算线路曲线要素，并按新的线路曲线关系进行隧道洞门放样、指导隧道施工。

对于布设线路控制网 CPII 模式下的隧道控制测量，隧道段的线路坐标与理论坐标形式给出，因此，联测两端设计线路控制点后与设计线路控制点坐标出现不符值时，需考虑隧道与两端线路的衔接关系，必须时由设计与施工单位共同调整线路关系，同时将调整成果报相关部门。

6.5.1 关于洞内洞外平面控制网边连接问题：当完成洞外控制测量后，可以通过软件选取最佳进洞联系边，用于向洞传算坐标与方位。为提高传递精度，一般选取两条进洞联系边向洞内同时传递方向和坐标，以代替过去洞内与洞外导线单一连接方式。这种联系方式一方面可以使与洞外控制网的联系的洞内导线构成闭合检核条件，另一方面，洞外的两条边向洞内传递已数据，以提高洞内导线的贯通精度。

布设交叉双导线主要是为了增加网的多余观测量、增加导线的闭合检核条件、提高网的整体强度和精度。

洞外洞内导线边连接方式和洞内交叉双导线的布网形式如说明图 6.5.1 所示。



说明图 6.5.1

6.5.6 关于洞口测角问题这里需要补充说明。由于洞外控制数据是通过隧道进洞联系边向洞内导线传递的，进洞联系边的观测质量直接影响隧道横向贯通精度，洞口站由于处于洞外与洞内交接处，白天测量时，洞外与洞内的光线明暗强度、温度及气象条件各不相同，很难保证观测质量，因此建议该站的测角工作选择在阴天或晚上进行为宜。如果洞口段曲线隧道，尤其应当注意折光和气差影响。

6.5.9 目前 6"级的陀螺仪已有部分施工单位使用。通过 SOKKIA AGP-1 型 6"级陀螺仪在

锦屏隧道的运用及相关的实验研究表明，该仪器定向精度 4 测回可以达到 4.2"。当隧道较长时，洞内适当增设高精度的陀螺定向边，以检核洞内导线的方位。各单位可以在这方面作相应的尝试和必要的经验积累。实验结果如说明表 6.5.9。

说明表 6.6.7 SOKKIA AGP—1 型 6"级陀螺仪不同测回定向精度统计

测回数	定向精度 (")	单边定向耗时 (小时)
1	8.5	0.25
2	6.0	0.5
3	4.9	0.75
4	4.2	1
5	3.8	1.25

6.6.1 中线建立可分两种情况：用中线法贯通的短隧道，中线是在坑道掘进临时中线复测的基础上建立的；用导线法贯通的隧道，中线点是用导线放设的。为了衬砌放样，还须在永久点基础上加密临时中线点。

临时中线用于指导坑道开挖和局部衬砌放样。临时中线点的间距，一般曲线上为 10m、直线上为 20m。测设时在中线点间置镜定向，直线上用压点的方法，曲线上用偏角法或极坐标法测设。

中线点间距规定的依据如下：

由导线测设中线的情况：为保证相邻中线点的通视，根据前述计算，现行线路设计标准下，全断面或上下断面法开挖的隧道，曲线地段的最短通视长度一般为 140m，因此选取用 100~200m；直线地段，考虑到通常使用的导线边长和施工使用方便，规定为 150~250m。

1 由导线测设中线：适用于洞内施测导线贯通的隧道。由于采用极坐标放样，计算简便，测设方便又便于检测。在使用光电测距仪和全站仪时更为方便。一般要求测设不少于 3 点是为了便于检核。直线上放设 3 点后，通常用串线法检核；曲线上放出 3 点后，一般置镜中间点检测偏角。当中线上只测设 1 点或两点时，一般需测设与 2 个已知点的方位、构成检核角。

2 独立的中线法测设：适用于中线法贯通的较短隧道。条文中对测设方法明确规定为：直线上采用正倒镜延伸直线法。该方法简便、适用，有利于消除仪器误差。曲线上由于受通视长度限制。一般宜采用偏角法，当测设永久中线时因每个中线点需置镜，即构成弦线偏角法。视现场条件及施工需要也可采用其它曲线测设方法。

3 供衬砌用的临时中线加密点，分部开挖的隧道加密衬砌用的临时中线点时，曲线上宜每 10m 一点，直线上宜每 20m 一点。全断面开挖的隧道，为了台车定位方便，直线和曲线上都宜于按 10m 一个点加密。

6.6.3 全站仪的大量使用，现在的隧道洞内放样方法一般采用极坐标法。洞内控制则多采用导线法。原来采用平移隧道中线采用中线法控制平道的测量方法已不多用，因此，当曲线隧道设有平道时，中线平移施工测量，可以通过中线偏移量，计算出相应里程的坐标，以此确定平道的施工中线。原规范关于曲线平移的计算方法也可以参照使用。这里仅给出原规范曲线平移后的缓和曲线计算公式。

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{\sqrt{R_1}}{\sqrt{R_2}} \quad (\text{说明式 6.6.3-1})$$

$$\frac{m_1}{m_2} = \frac{\sqrt{R_1}}{\sqrt{R_2}} \quad (\text{说明式 6.6.3-2})$$

$$\frac{\beta_1}{\beta_2} = \frac{\sqrt{R_2}}{\sqrt{R_1}} \quad (\text{说明式 6.6.3-3})$$

式中 R_1 、 R_2 —原曲线和平移曲线的圆曲线半径；

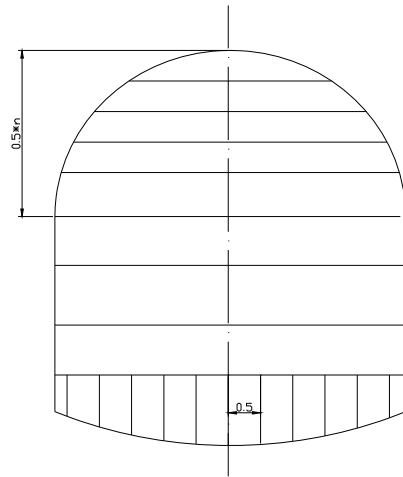
l_1 、 l_2 —原线路和平移线路的缓和曲线长度 (km)；

β_1 、 β_2 —原线路和平移线路的缓和曲线偏角 (km)。

6.6.4 洞内用三角高程加密施工高程点时，考虑到边长较短，通常在 100m 左右，而且一般最多传递 2~3 条边。因此地球曲率对高差影响极小；垂直折光影响也忽略不计，故不需要作对向观测，只要求变动反射器高度观测两次以防粗差。

6.6.5 全断面开挖完成后，需进行开挖断面测量，以判断开挖断面是否符合净空要求及超欠挖情况，并根据断面测量成果计算已完成的土石方数量和回填数量。断面测量可采用支距法，有条件时尽量采用自动断面极坐标系统，以减轻测量人员劳动强度。当采用支距法测量断面时，拱部断面一般采用五寸台法测绘，其测量方法如说明图 6.6.5 所示。即沿中线自外拱顶线高程向下每隔 0.5m 向两侧测量断面的开挖支距，然后把各支距的端点连接起来，即为拱部开挖断面的轮廓线。

测量断面的间距当建设单位有规定时，按建设单位的规定执行，建设单位没有规定时按本规定执行。

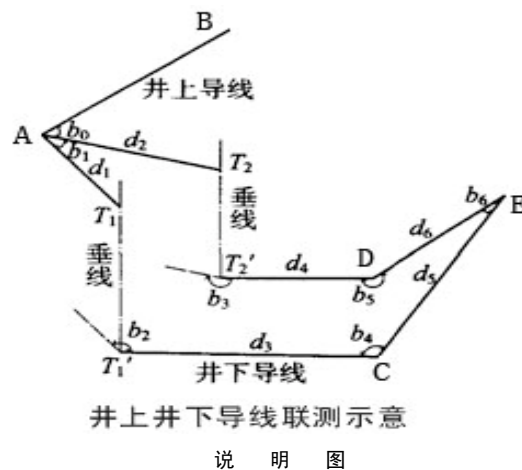


说明图 6.6.5 隧道断面测量示意图

6.6.7 运用陀螺经纬仪进行定向的常用方法主要有逆转点法和中天法。它们间的主要差别是，在测定陀螺北方向时，逆转点法的仪器照准部处于跟踪状态，而中天法的仪器照准部是固定不动的。逆转点法、中天法具体测量方法和数据处理可参考解放军出版社 1998 年 12 月出版的《陀螺定向测量》有关章节。

根据定向仪器的精度不同，每一定向边可以进行一至二次独立定向工作，每一次定向测量不少于三测回，每一测回之间均重新安置仪器并重新开机。

联合定向法首先采用光学垂准仪，通过投点确定井上、井下在同一铅垂线上的点位，然后用陀螺仪分别进行井上井下定向，根据陀螺定向成果，把井上导线的坐标和方位传递到井下导线。这种测量的方法如说明图 6.6.7。竖井联系测量一般按下列步骤进行：



(1) 竖井投点： A、B 为井上已知导线点，C、D、E 为井下待求导线点。在井口选定 T1、T2 两个点位，用光学垂准仪在井上或井下投点，T1、T1'在空间上为 2 个点，但

投影到同一平面时就成为 1 个点；T2、T2'情况相同。井上、井下导线通过投点连成一闭合环。

(2) 陀螺定向：定向时采用陀螺经纬仪或陀螺全站仪进行。由于井筒上下不宜安置陀螺仪，故井上选择 AB 为定向边，井下选择 CE 为定向边，进行陀螺定向观测。

(3) 导线测量：置镜 A、C、D、E 点，按设计精度，用全站仪进行导线测量。

(4) 平差计算：根据导线测量及定向测量的数据，进行导线平差计算。坐标、方位从井上导线点 A、B 传递到井下导线点 C、D、E，其坐标成果用于指导施工。

垂准仪、陀螺经纬（全站）仪联合定向法首先在北京地铁复西段的施工测量中应用。该成果在西单车站施工技术科研成果鉴定会上得到了与会专家肯定。该方法简单、精度高，作业时间短。此后，这项科研成果在北京地铁复八线全线施工测量中推广。

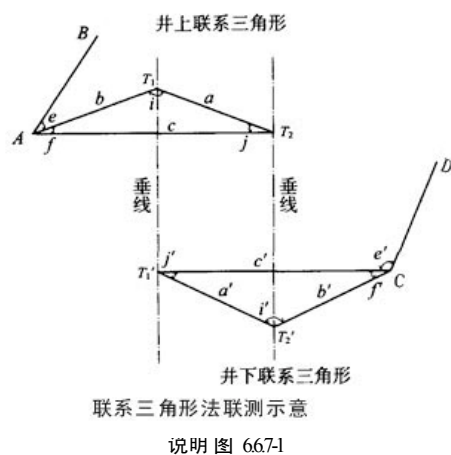
近年来，该项成果在北京地铁、广州地铁、深圳地铁、京珠高速浏阳河隧道等竖井联系测量中得到广泛应用，效果良好。

垂准仪、陀螺经纬（全站）仪联合定向法要求所采用的仪器、标牌和测距棱镜需互相配套，否则，加工异型连接螺杆，其加工精度对于纵轴不同轴误差小于 0.2mm。

施工单位使用的陀螺经纬仪一次定向标称精度一般为 $\pm 20''$ ，每条陀螺边独立观测三测回，二条陀螺边共观测六测回，则两条陀螺边归算到同一条定向边的中误差为 $\pm 8.2''$ ，陀螺经纬仪测前、测后各三测回的陀螺常数测定平均误差也同样有 $\pm 8.2''$ 时，则定向误差为 $\pm 8.2'' \times \sqrt{2} = \pm 11.6''$ 。此外，陀螺边与趋近导线起始边的连接角的测角误差按五等（ $\pm 4''$ ）计算，则起始边的方向误差为 $\pm 12.3''$ 。三次独立定向后的地下导线起始边的平均值中误差为 $\pm 12.3 / \sqrt{3} = \pm 7.2''$ ，由此可见，采用三次独立定向后可达到较高的精度。

如果采用自动陀螺全站仪，一次定向标称精度为 $\pm 6''$ ，每条陀螺边观测三测回，二条陀螺边归算到同一条定向边的中误差为 $\pm 2.5''$ ，陀螺边与趋近导线的起始边的连接角的观测误差按五等（ $\pm 4''$ ）计算，则起始边的方向误差为 $\pm 4.7''$ ，三次独立定向后的地下导线起始边的平均值中误差为 $\pm 2.7''$ 。三次独立定向即可达到较高精度。

现在自动陀螺仪、半自动陀螺仪已经在施工中得到应用，标称精度分别为 6"、5"。采用自动或半自动定向的方法，人工干预少，定向精度更高。



联系三角形法是一种传统的竖井联系测量方法。三角联系测量控制点布设如说明图 6.6.7-1 所示。

联系三角形法一般按下列步骤进行：

(1) 导线布设：垂线是通过竖井绞车及导向滑轮悬挂并吊有重锤的高强钢丝。A、B 为已知的地面导线点，C、D 为待求的井下导线点

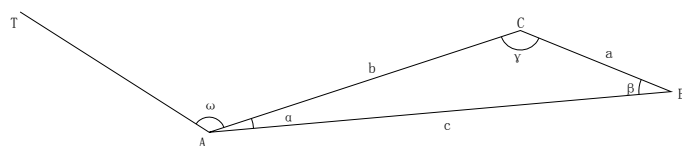
(2) 三角形测量：测量 e、f、e'、f' 角度；测量 a、b、c、a'、b'、c' 边长。

(3) 三角形平差计算：对三角形测量结果进行平差处理。

(4) 坐标和方位传递计算：根据已知点 A、B 的坐标及平差后的三角形边角关系计算 CD 边的方位角及 C 点的坐标，其成果用于指导施工。

(5) 重复观测：进行联系三角形测量时，为保证精度，一般重复观测数组。每组观测前，将两垂线位置稍加移动，测量方法完全相同。由各组推算井下同一导线点坐标和同一导线边方位角。各组数值互差满足限差规定时，取各组的平均值作为本次测量的最后成果。

联系三角形示意图说明图 6.6.7-2。



说明图 6.6.7-2

由图可知： $\sin\beta = \frac{b}{a} \sin\alpha$ 。为确定角度 α 与边长 a、b 的测量误差对角度 β 的影响，

微分上式并变换为中误差，并令 $m_a=m_b=m_c=m_s$ ， $\cos^2\alpha=1-\sin^2\alpha$ 代入并变成中误差形式，得：

$$m_\beta^2 = m_s^2 \left(\frac{\operatorname{tg}^2 \beta}{b^2} + \frac{\operatorname{tg}^2 \beta}{a^2} \right) \rho^2 + m_\alpha^2 \left(\frac{b^2}{a^2 \cos^2 \beta} + \operatorname{tg}^2 \beta \right) \quad (\text{说明 6.6.7})$$

当联系三角形 α 、 β 角度不大于 3° 时，则式可用 $\operatorname{tg} \beta = \frac{b}{a} \operatorname{tg} \alpha$ 表示。

同时，上式第一项为边长 a 、 b 测量误差对角度 β 的影响，第二项为角度 α 测量误差对角度 β 的影响，于是得：

$$\text{边长 } a、b \text{ 测量误差对角度 } \beta \text{ 的影响： } m_\beta = \frac{m_s}{a} \rho \operatorname{tg} \alpha \sqrt{1 + \left(\frac{b}{a}\right)^2}。$$

$$\text{角度 } \alpha \text{ 测量误差对角度 } \beta \text{ 的影响： } m_\beta = \frac{b}{a} m_\alpha。$$

根据经验，联系三角形边长测量允许误差一般要求为 $\pm 0.8\text{mm}$ ，角度测量误差为 $\pm 4''$ 时，按上式计算的结果见说明表 6.6.7-1 和说明表 6.6.7-2。

说明表 6.6.7-1 边长 a、b 测量误差对角度 β 之影响

α	a=3m			a=4.5m			a=6m		
	b/a=1	b/a=1.5	b/a=2	b/a=1	b/a=1.5	b/a=2	b/a=1	b/a=1.5	b/a=2
0°30′	0.6	0.8	1.0	0.4	0.6	0.7	0.3	0.4	0.5
1°00′	1.3	1.6	2.1	0.6	1.1	1.4	0.6	0.8	1.0
2°00′	2.6	3.3	4.2	1.8	2.2	2.8	1.3	1.7	2.1
3°00′	3.9	4.9	6.2	2.6	3.3	4.1	2.0	2.5	3.1

说明表 6.6.7-2 角度 α 测量误差对角度 β 之影响

α	a=3m			a=4.5m			a=6m		
	b/a=1	b/a=1.5	b/a=2	b/a=1	b/a=1.5	b/a=2	b/a=1	b/a=1.5	b/a=2
0°30′	4.1	6.0	8.0	4.0	6.0	8.0	4.0	6.0	8.0
1°00′	4.2	6.1	8.3	4.1	6.1	8.1	4.0	6.0	8.1
2°00′	4.8	6.8	9.0	4.4	6.4	8.5	4.2	6.2	8.3
3°00′	5.6	7.7	10.1	4.8	6.8	9.0	4.5	6.5	8.6

按上述推算得出以下结论：

- 1) 两悬吊钢丝间距不小于 5m。
- 2) 定向角 α 小于 3°。
- 3) b/a 及 b'/a' 的比值小于 1.5。

联系三角形一次定向独立完成三测回，是指每测回观测完成后均变动两根钢丝的垂钩位置重新进行定向测量，共有三套不同的完整观测数据。这样规定的目的一是提高精度，二是检核粗差，保证成果可靠性。

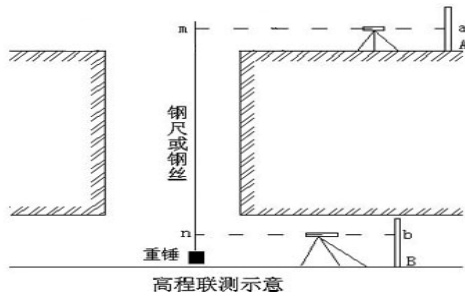
钢丝加重前需投放信号圈检查钢丝是否处于自由状态；加重时缓慢加重至规定的允许重量；确认钢丝稳定后，上下同时观测。

联系三角形定向测量作业简单，但较为烦琐、占用井筒时间长，不易提高精度。

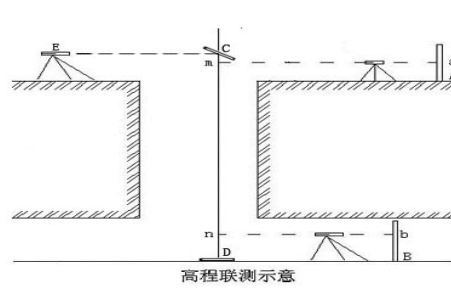
各测回测定的地下起始边方位角较差不大于 20"，方位角平均值中误差应在 $\pm 12''$ 之内：本条参照《地下铁道、轻轨交通工程测量规范》（GB50308-1999）制订。

采用钢丝或钢卷尺向井下传递高程是传统的做法，也是施工中最常见的高程传递方法，作业方法如说明图 6.6.7-3。

首先应在井筒中部悬挂一钢丝，在井下端悬以重锤，使其处于自由悬挂状态；然后，在井上、井下同时用水准仪测得 A、B 处水准尺上的读数 a 和 b ，并用水准仪瞄准钢丝读数，完成一次测量。变换仪器高重复上述测量工作，取其平均值作为最终结果。



说明图 6.6.7-3



说明图 6.6.7-4

光电测距仪导高测量精度高，而且缩短了井筒占用时间。测量顺序如说明图 6.6.7-4

在井口附近的地面上安置光电测距仪，在井口和井底的中部，分别安置反射镜。在测量 E~C 的距离时，C 点插入平面反射镜，在测量 E~C~D 的距离时，插入全反射镜。D 点为全反射镜。井上的反射镜与水平面成 45° 夹角，井下的反射镜处于水平状态；通过光电测距仪分别测量出仪器中心至井上和井下反射镜的距离 L、S，从而计算出井上与井下反射镜之间的高差：H=S-L；然后，分别在井上、井下安置水准仪。测量出井上反射镜中心与地面水准基点间的高差 h_{AE} 和井下反射镜中心与井下水准基点间的高差 h_{DB} ，则可计算出井下水准基点 B 的高程 H_B 。

6.7.1 关于实际贯通误差的测量方法，具体说明如下：

1 采用中线法测量的隧道，实际贯通误差的测定如说明图 6.7.1-1 所示。

图中 M、N 为洞内中线点，E'、E'' 分别为进口端和出口端引测至贯通面处的中线点。

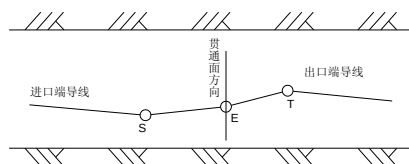
2 采用精密导线作洞内控制测量的隧道，实际贯通误差的测定如说明图 6.7.1-2 所示。

在贯通面附近任选一点 E，由进口端导线测出它的坐标 ($x_{E进}$ 、 $y_{E进}$)，由出口端导线测出它的坐标 ($x_{E出}$ 、 $y_{E出}$)，由此算得实际贯通误差值为

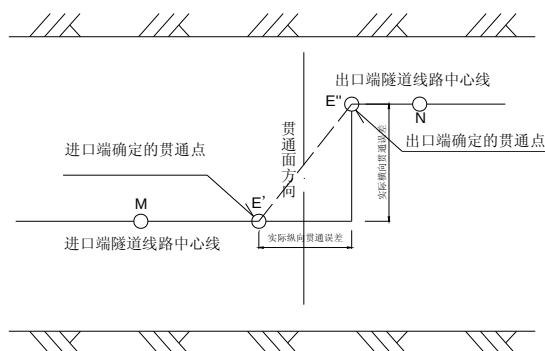
$$\sqrt{(x_{E出} - x_{E进})^2 + (y_{E出} - y_{E进})^2}。$$

它在贯通面方向上的投影长度，即是实际横向贯通误差；它在垂直于贯通面方向上的投影长度，即是实际纵向贯通误差。当 Y 轴平行于贯通面时，则 ($y_{E出} - y_{E进}$) 即为实际横向贯通误差；($x_{E出} - x_{E进}$) 即为实际纵向贯通误差。

方位角贯通误差的测定方法是：测量 $\angle SET$ ，由出口端导线的已知方位角 α_{TE} ，推算 SE 边的方位角 $\alpha_{SE出}$ ，它与进口导线推算的方位角 $\alpha_{SE进}$ 的差值 ($\alpha_{SE出} - \alpha_{SE进}$)，即为实际方位角贯通误差。



说明图 6.7.1-2



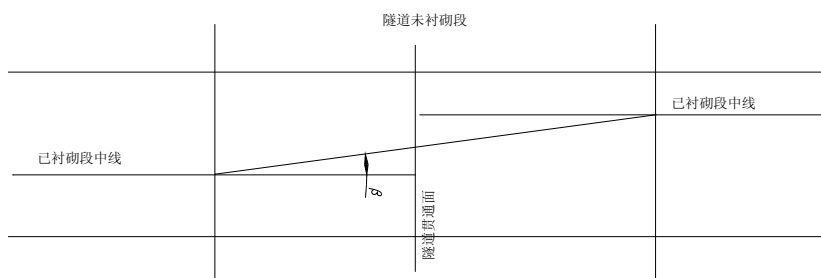
说明图 6.7.1-1

3 由进、出口水准路线分别测至贯通面附近的 E 点，得到 E 点的高程 $H_{E进}$ 和 $H_{E出}$ ，则 $H_{E进} - H_{E出}$ 即为实际高程贯通误差。

隧道贯通以后，通过贯通测量测得的实际贯通误差包括纵向、横向、方位角以及高程贯通误差。贯通误差的测定有两个作用：一是隧道贯通后进行贯通误差调整，以此作为未衬砌段今后的施工和轨道铺设依据；二是统计隧道实际贯通误差，以验证隧道测量设计理论，改进隧道测量设计，研究测量方法和测量仪器，三是为将来测量规范的修订提供参考。因此，隧道贯通后，测量机构按本规定即时组织人员测量实际贯通误差并提出相应的贯通误差调整方案。贯通误差的测量及调整资料需妥善保管。

6.7.4 就隧道本身而言，施工单位出于安全考虑，竣工断面均较设计有所加宽，一般加宽在 5cm 以上，对于洞内用导线测量的隧道，如果贯通误差在加宽范围内，则完全可以通过平差计算调整贯通误差，调整后的线路中线不会影响到已衬砌地段的线路中线，因此，这种情况下优先采用平差法调整贯通误差。

折线法调整是一种比较简单的调整方法。其调整方法如说明图 6.7.4-1

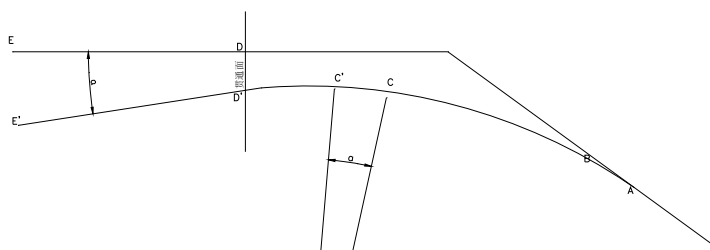


说明图 6.7.4-1

因调线而产生的折角在 $5'$ 以内时：圆曲线长度远远不足现行线路设计规范最小 30m 规定，无法设置曲线；外矢距也小于 1mm ，顶点内移量实际上设不出来，因此可视为直线线路。

折角在 $5' \sim 25'$ 时，按 $\beta=25'$ 、 $R=10000\text{m}$ 计算，曲线长全 70m ，也无法设置最短圆曲线长 30m ，缓和曲线长 40m 的曲线。但按这种要求设置的顶点内移值可达 70mm 。因此，当折角在 $5' \sim 25'$ 时，规定采用顶点内移的方法也是可行。

当折角超过 $25'$ 时，可设置大半径曲线，半径的大小可根据贯通误差大小选取。当调线地段内有直线和曲线，而且贯通点在曲线的始终点附近时，要注意由曲线延伸出来的切线是否与另一端洞内直线相重合。通常出现的情况是不重合也不平行。在此情况下，先将两者调整平行，然后再继续调整至重合。可采用“调整圆曲线长度法”调整平行，该调整方法如说明图 6.7.4-2 所示。



说明图 6.7.4-2

D 和 D' 附近为贯通点，当从 D' 点继续向前延伸切线时，发现此切线与 DE 切线不平行，欲使切线平行，可将圆曲线 BC' 缩短到 C，此时圆曲线半径和缓和曲线长度保持不变，而圆曲线之中心角减小了相应的值，D'E' 切线也转动一个角与 DE 切线平行。调整平行后，进一步调整使此切线与直线重合，调整的方法是采用“调整曲线始终点法”。如说明图 6.7.4-3 所示。

7 桥涵测量

7.1.1 一般桥涵系指一般特大桥、一般大桥、中桥、小桥和涵洞；复杂特大桥系指水面较宽且有高墩、大跨、深水基础或基础施工难度较大，梁部结构类型复杂，测量定位、放样精度要求较高的特大桥、大桥。一般桥涵可利用线路控制网（CP I、CP II 和线路水准基点）建立施工控制网，复杂特大桥应按本章 7.4 节的规定建立独立的施工测量平面、高程控制网。

7.1.3 考虑到桥梁工程的独立性，可在不同勘测阶段根据工程需要选用合适的坐标系。初测、定测阶段的测量工作主要为桥梁设计服务，因此可按 1.0.3 条选用线路独立坐标系，或建立桥梁独立坐标系统，并与线路坐标系进行实地联测。必要时，如桥位选定和平面布置涉及重大建筑物位置、突出地形、有关地区总体规划等，勘测设计中需要进行全盘考虑，且有利于充分利用已搜集资料，并可节省工作量，才与国家统一坐标系或地方坐标系进行联测。

施工控制网测量的主要目的和任务是为桥梁工程施工图设计及施工放样服务，其精度要求比初测、定测阶段提高，因此这项工作必须在满足施工需要的桥梁施工独立坐标系中进行，但仍须与初测、定测阶段所采用的坐标系统建立关联。为了工程施工方便，可选用桥址里程坐标系统。

桥梁施工独立坐标系中的尺度基准应采用下列方法之一建立：

- 1 当国家或线路控制点的可靠性、兼容性良好，并与桥梁控制网的精度匹配时，可由已知点确定网的尺度基准；
- 2 采用 GPS 测定的长度作为控制网的尺度基准，宜采用精密光电测距方法进行校核；
- 3 采用精密光电测距方法测量网中的一条长边，建立平面控制网的尺度基准。

7.1.4 桥址中线里程可采用假设里程，以桥址控制中起始点一岸靠近正桥的控制点定为桥址中线里程起算点，可以保持勘测设计各阶段在同一桥位的起点里程基本一致，不致产生大的差异，有利于桥式选择和定位测量。为了全线贯通的需要，桥址假定里程必须与线路里程需要进行联测，以取得换算关系并确定其连续里程。

7.1.5 由于桥面系高程设计与线路上部建筑高程设计必须保证相互衔接，因此桥梁、线路测量采用统一的高程系统，进行桥址水准点和线路水准点的相互联测，取得两者采用不同高程系统的换算值，以利设计工作的进行。

桥梁平面控制点亦需与两端线路控制网进行联测，并取得中线里程联接关系。勘测设计阶段桥梁中线里程一般采用假定里程，初测、定测和补充定测保持连贯。通常桥址选线或定测在前，线路接线或定测在后，桥梁测量提供中线控制桩位置和假设里程，线路测量提供相互里程关系。公路铁路两用桥或桥梁与当地其它工程设施有关时，则与国家或

地方控制点进行联测，以确定平面关系。

铁路桥梁高程不仅与两端线路高程发生关系，而且与水文、航运、堤防等有关高程有密切关系。较复杂的桥梁牵涉部门更多。因此桥梁水准点需与有关单位可靠水准点直接联测。两个高程系统之间，在不同地点的高程换算值亦不尽相同。通过联测（包括跨河水准测量）确定有关水准点的高程关系，即不同系统高程换算值，达到：①避免高程值由于水准点变形，位置变动或错找位置而发生错误；②统一各有关单位水准点高程系统值，并检核其互差是否符合要求；③确保桥梁工程的相对精度要求。所确定的高程关系，与线路测量采用的关系值一致，保证桥梁与线路高程关系不出差异。

7.3.5 一般情况下不需要测绘桥梁横断面，仅当设计有特殊需要时，才进行相关墩台基础的横断面测量。

7.4.2~7.4.3 桥梁施工平面控制网的必要精度主要由跨河正桥施工精度确定。实际工作中，可按式（7.4.2）估算出控制网中最弱边的相对精度后，再根据表 7.4.3 的规定选定控制网测量等级。平差后，控制网中桥轴线边的测量精度必须满足表 7.4.3 的规定。

对于复杂特大型桥梁，由于其施工精度要求高，一般不允许出现长度变形，而且对施工控制点的密度和位置均有严格要求，因此，通常需要单独建网。而对于桥长小于 800m 的桥涵，当桥址两岸已有足够数量的 CPI、CPII 控制点且其点位分布合理，同时投影变形不大，不至于影响施工放样精度时，可直接利用之，无需另行单独建网。单独建网时，必须联测线路控制网(CP I、CPII)，建立桥梁施工控制网与线路控制网的关系，供接线设计使用，以保证桥梁与其两端线路中线正确衔接。

表 7.4.3 的精度等级（说明表 7.4.3-1）系根据本规范第 3 章表 3.1.5-1 卫星定位测量控制网的主要技术要求、表 3.1.6-1 导线测量的技术要求、表 3.1.7 三角形网测量的技术要求和新建铁路工程测量规范（TB 10101—99）中表 6.6.4 控制三角网等级和精度（说明表 7.4.3-2）综合制定。该表合理地兼顾到桥梁施工控制网的必要精度和 GPS 网的高精度特点，在新建铁路工程测量规范（TB 10101—99）中表 6.6.4 的基础上，融入数十座大型桥梁工程的控制网测量精度统计结果，并充分考虑到对本规范第 3 章控制测量一般性技术要求的正确引用等规范衔接问题。

说明表 7.4.3-1 桥梁施工平面控制测量等级和精度

测 量 等 级			桥轴线边 相对中误差	最弱边相 对中误差
GPS 测量	三角形网测量	导线测量		
一等	——	——	≤1/250 000	1/180 000
二等	——	——	≤1/200 000	1/150 000
三等	二等		≤1/150 000	1/100 000

四等	三等	三等	$\leq 1/100\ 000$	$1/70\ 000$
----	----	----	-------------------	-------------

说明表 7.4.3-2 原《测规》中桥梁平面控制测量等级和精度

等级	测角中误差(")	桥轴线相对中误差	最弱边相对中误差
一等	0.7	1/175 000	1/150 000
二等	1.0	1/125 000	1/100 000
三等	1.8	1/75 000	1/60 000
四等	2.5	1/50 000	1/40 000
五等	4.0	1/30 000	1/25 000

具体说明如下：

(1) 说明表 7.3.2-2 主要针对三角形建网方式而制定的，目前已基本上采用 GPS 建网技术。由于 GPS 静态定位技术的精度高，比传统的三角形网测量方法更容易达到比较高的测量精度，同时考虑到高速铁路工程精度要求高的特点，因此，表 7.4.3 中的精度指标（桥轴线边相对中误差、最弱边相对中误差）比原测规中相应等级略有提高，大量工程实践证明：这种提高是合理可行的；

(2) 本规范表 7.4.3（即说明表 7.4.3-1）中一等 GPS 测量的最弱边相对中误差略大于第 3 章表 3.1.5-1 的要求，理由是考虑到桥梁施工控制网的最弱边一般较短，最弱边精度不宜定得过高。工程实践证明：当跨河桥长大于 2.5 km 时，最弱边精度要求在 1/150 000 以上，应按第 3 章中一等 GPS 网的技术要求进行观测。

(3) 考虑到目前桥梁施工控制网很少采用三角形网测量技术，因此表 7.4.3 中淡化了三角形网和导线测量方法的规定。本规范第 3 章中关于三角形网、导线测量中最弱边的中误差规定比相应等级 GPS 方法的规定近似低一个等级，同时，表 3.1.6-1 和表 3.1.7 规定的水平角观测测回数比原《测规》中相应等级桥梁三角网的测回数略有减少，综合分析的结果是：对应于同一个最弱边精度指标的桥梁施工控制网，三角形网和导线测量比 GPS 网要高一个等级。

(4) 根据桥梁工程的特点，跨河主桥部分不宜采用二等导线进行施工控制网测量。其次，与普通的新建铁路相比，高速铁路精度要求高，因此，表 7.4.3 中不对五等 GPS、四等三角形网和导线进行规定。

7.4.4 GPS 静态相对定位技术桥梁施工控制网测量是首选方法，三角形网及导线测量方法可作为 GPS 方法的一种补充，在不具备 GPS 测量条件时采用。精密导线测量方法主要用于加密控制测量中，当用于跨河主桥控制网加密时，由于导线边长相差悬殊，对测量

精度产生不利影响，因此，本条补充了导线控制网边长、闭合环边数等规定，目的是保证测量精度满足桥梁施工需要。

桥梁施工控制网的尺度基准必须符合 7.1.3 条说明的规定，因此，三角形网或导线测量中，采用全站仪测量的光电测距边，必须按精密测距的要求加入必要的改正数，并须按式(7.4.4)归算至墩顶（或轨底）平均高程面上。GPS 平面控制网中的光电测距检核边亦应照此进行边长改正和投影面归化计算。

7.4.6-7.4.7 考虑到桥梁长周期施工的需要，每一岸的施工水准点不应少于 3 个。对复杂特大桥，或有变形观测要求时，宜在江河两岸各埋设至少 1 个深桩水准点，水准点埋置深度应达到有利于稳定的土层。

7.4.8 由于跨河桥梁施工的精度比较高，因此我们规定：全网高程宜以一个稳定可靠的高等级已知水准点起算，但必须与两端的线路水准基点进行精密联测，供接线设计使用。此规定尤其适用于复杂特大型桥梁或精度要求很高的桥梁。当两岸的线路水准基点间高差精度满足桥梁施工需要时，也可直接利用两岸的线路水准基点，对桥梁施工高程控制网进行约束平差。

7.5.1 复测周期和具体的复测时间应根据控制网稳定情况、施工阶段及施工测量的实际情况综合确定，其主要目的和标准是确保施工控制网的精度满足相应阶段施工放样的要求，最终确保工程施工质量和工期符合规定要求。

7.5.2 全面复测指对整个施工控制网进行的完整复测，局部复测指仅对部分施工控制点进行的复测。实际工作中，可根据需要选择不同的复测方式。

7.5.4 考虑到桥梁施工控制网的特殊性，施工控制点的稳定性分析可采用式（7.5.4）进行，必要时可采用统计检验的方法对全网稳定性进行全面系统的分析和评价。也可根据实际需要参考本规范第 5.7 节的相关规定。

7.6.1 受建网阶段和条件的限制，勘测阶段建立的桥梁施工控制网在点位、密度及其数量方面通常不能完全满足长周期施工放样的需要，其次，工程施工也会造成控制点损坏和视线遮挡，因此，工程施工各阶段必须根据施工进度和实际需要在首级控制网基础上进行施工控制点的加密。

加密控制点的测量等级和精度应根据加密点用途和施工测量实际需要确定。对首级控制点的恢复、补充和扩展，应按首级控制网精度进行同级扩展；当仅用于精度较低部位施工（如桥梁附属设施、桥墩基础施工）时，通过精度设计后确定加密测量等级，通常可在首级控制网基础上降低一个精度等级进行加密测量。但原则上，降级加密只能在首级施工控制网基础上降低一级，不得利用降级加密点再次进行降级加密。

7.6.10 桥梁基础施工放样及其竣工测量可采用 GPS RTK 技术。应建立作用范围和实时定位精度满足施工放样要求的 GPS 参考站。参考站设置及 RTK 测量应符合铁道部现行《铁

路工程卫星定位测量规范》的相关规定。

1 打桩船 GPS 定位系统进场后及每个承台第一根桩的施工过程中,应采用下列方法校核:

- (1) 全站仪辅助定位;
- (2) 改换使用另一个 GPS 参考站的信号;
- (3) 船上布设校核点,测量其三维坐标,再根据校核点与桩身的几何关系推算出桩身偏位。

承台其余桩位的校核可量取各桩之间的几何距离来比对。

2 RTK 测量过程中,应防止 GPS 假锁定。可采用以下方法:

(1) 解算安装在打桩船上两 GPS 接收机天线之间的距离,与其安装距离比对,若不符值超过 5cm,则判定为 GPS 解算失误。

(2) 桩身到位后,关闭 GPS 主机,1 分钟后再开机重新锁定。

3 测量海中钢管桩桩顶标高时,应在上、下游的承台钢管桩中各选一个倾斜度相对较小的钢管桩。标高可用 RTK 放样,每根桩放样 3 次,再用塑料水管进行两桩校核,选取其相符值。

4 海中其他钢管桩截桩标高测量应满足以下规定:

(1) 承台其它桩的标高,从已测桩开始用塑料水管顺次引测至已测桩。当已测桩两次测量标高之差超过 5mm 时,应进行返测,直至符合要求为止。

(2) 每次测高前,应在控制点上进行 RTK 比对,求取 RTK 测高改正常数,并在已放样好的标志上进行验证。

5 钢管桩桩头处理完毕后应按下列规定测量钢管桩中心点的坐标,将其归算至设计标高处并与设计坐标比较,其较差应不大于 $\frac{1}{4}d$ (d 为桩径)。

(1) 截桩后,在桩顶安放十字架,用 RTK 测定桩心坐标,计算桩心偏位。

(2) RTK 测取桩心坐标时应观察屏显数据随桩体晃动的变化情况,记录晃动中心值,每根桩记录 3 次,取其均值。

7.6.18~7.6.22 针对斜拉桥主塔施工及钢桁梁架设施工的特殊要求编写。

8 构筑物变形测量

8.1.1 高速铁路无砟轨道对线下工程的工后沉降要求十分严格,轨道板施工完后只有通过扣件进行调整,扣件调整范围为 -4~+26mm。因此要求高速铁路无砟轨道施工前应对线下构筑物沉降、变形进行系统观测与分析评估,附合设计要求后方可施工。本章有关路基、桥涵、隧道变形测量的相关规定主要针对高速铁路无砟轨道对线下工程施工变形监测及工

后沉降评估而制定。运营期间的变形监测可参照相关条款执行。

8.1.3 高速铁路线路长，路基、桥梁、涵洞、隧道工程量大，沿线复杂地质条件对工程建设影响大，线下构筑物变形是无砟轨道铁路的重要参数，一直贯穿于设计、施工、运营维护、维修各阶段，为使这一重要参数所获取的数据科学、可靠并连续，因此在工程设计阶段，应对变形测量进行规划、设计。变形监测工作精度要求高，受施工干扰大，因此本在变形监测工作开展以前由监测单位制定详细的监测方案，确保变形监测工作的顺利实施。

8.1.4 初始状态的观测数据，是指监测体未受任何变形影响因子作用或变形影响因子没有发生变化的原始状态的观测值。该状态是首次变形观测的理想时机，但实际作业时，由于受各种条件的限制较难把握，因此，首次观测的时间，选择尽量达到或接近监测体的初始状态，以便获取监测体变形全过程的数据。

8.1.5 变形监测网与施工控制网联测的目的是为了掌握监测点变形与工程设计位置的偏差。

8.1.6 变形监测点的分类，是按照变形监测精度要求高的特点，以及标志的作用和要求不同确定的，本规范将其分为三种：

1 基准点是变形监测的基准，点位要具有更高的稳定性，且须建立在变形区以外的稳定区域。其平面控制点位，一般要有强制归心装置。

2 工作基点是作为高程和坐标的传递点使用，在观测期间要求稳定不变。其平面控制点位，也要具有强制归心装置。

3 变形观测点，直接埋设在能反映监测体变形特征的部位或监测断面两侧。要求结构合理、设置牢固、外形美观、观测方便且不影响监测体的外观和使用。

8.1.7 关于变形监测的等级划分及精度要求：

1 变形监测的精度等级，是按变形观测点的水平位移点位中误差、垂直位移的高程中误差或相邻变形观测点的高差中误差的大小来划分的。它是根据我国变形监测的经验，并参考国外规范有关变形监测的内容确定的。其中，相邻点高差中误差指标，是为了适合一些只要求相对沉降量的监测项目而规定的。

2 变形监测分为四个精度等级，一等适用于高精度变形监测项目，二、三等适用于中等精度变形监测项目，四等适用于低精度的变形监测项目。变形监测的精度指标值，是综合了设计和相关施工规范已确定的允许变形量的 $1/20$ 作为测量精度值，这样，在允许变形范围之内，可确保建（构）筑物安全使用，且每个周期的观测值能反映监测体的变形情况。

8.1.8～8.1.10

对于监测网的检测。根据国内变形测量的实践经验，监测网由于自然条件的变化，人为破坏等原因，不可避免的有个别点位会发生变化。为了验证监测网点的稳定性，应对其

进行定期检测。检测时间间隔的长短，应根据点位稳定程度来确定。条文中作出了一般规定。

每次观测规定。根据变形观测的经验，由于测量面积小，精度要求高，要求每次采用相同的图形和观测方法，以及同一仪器和设备等基本条件相同，这是为了将观测中的系统误差减到最小，达到提高精度的目的。

8.2.1 水平位移监测基准网测量的主要技术要求：

1 相邻基准点的点位中误差，是制定相关技术指标的依据。它也和表 8.1.7 变形观测点的点位中误差系列数值相同。但变形观测点的点位中误差，是指相对于邻近基准点而言；而基准点的点位中误差，是相对相邻基准点而言。理论上，监测基准网的精度采用高于或等于监测网的精度，但如果提高监测基准网点的精度，无疑会给高精度观测带来困难，加大工程成本。故采用相同的点位中误差系列数值。换句话说，监测基准网的点位精度和监测点的点位精度要求是相同的。

2 关于水平位移变形监测基准网的规格。为了让变形监测的精度等级（水平位移）一、二、三、四等和工程控制网的精度等级系列一、二、二、四等相匹配或相一致，仍然取 $0.7''$ 、 $1.0''$ 、 $1.8''$ 和 $2.5''$ 作为相应等级的测角精度序列，取 $1/300000$ 、 $1/200000$ 、 $1/100000$ 和 $1/80000$ 作为相应等级的测边相对中误差精度序列，取 12、9、6、4 测回作为相应等级的测回数序列，取 1.5mm、3.0mm、6mm 和 12mm 作为相应等级的点位中误差的精度序列。

要说明的是，相应等级监测网的平均边长是保证点位中误差的一个基本指标。布网时，监测网的平均边长可以缩短，但不能超过该指标，否则点位中误差将无法满足。平均边长指标也可以理解为相应等级监测网平均边长的限值。以四等网为例，其平均边长最多可以放长至 600m，反之点位中误差将达不到 12.0mm 的监测精度要求。

3 关于水平角观测测回数。对于测角中误差为 $1.8''$ 和 $2.5''$ 的水平位移监测基准网的测回数，采用相应等级工程控制网的传统要求，见本规范第 3 章。对于测角中误差为 $0.5''$ 和 $1.0''$ 的水平位移监测基准网的测回数，分别规定为：1''级仪器 12 测回和 9 测回，0.5''级仪器 9 测回和 6 测回。主要是由于变形监测网边长较短，目标成像清晰，加之采用强制对中装置，根据理论分析并结合工程测量部门长期的变形监测基准网的观测经验，参照《工程测量规范》制定出相应等级的测回数。

8.2.2 关于垂直位移监测网的主要技术要求：

1 相邻基准点的高差中误差，是制定相关技术指标的依据。它也是和表 8.1.7 中变形观测点的高程中误差系列数值相同。但变形观测点的高程中误差，是指相对于邻近基准点而言，它与相邻基准点的高差中误差概念不同。

2 每站高差中误差，采用本规范传统的系列数值，经多年的工程实践证明是合理可行

的，其保证了各级监测网的观测精度。

3 取水准观测的往返较差或环线闭合差为每站高差中误差的 $2\sqrt{n}$ 倍，取检测已测高差较差为每站高差中误差的 $2\sqrt{(2n)}$ 倍，作为各自的限值，其中 n 为站数。

8.3.7, 8.4.5, 8.4.7 沉降观测频次引自《客运专线铁路无砟轨道铺设条件评估技术指南》（铁建设【2006】158号）。

考虑到运梁车通过比较频繁，一般每天可架设 2 片预制梁，则每天通过运梁通道四次。如果每次通过前后都进行观测，则每天需要观测 8 次。考虑到水准测量的速度和运梁车行进的速度的差异，每次运梁车通过前后都进行观测这个要求在实际工作中无法完成。因此本条文中对此进行了修改成“前 2 次通过前后各 1 次，其后每 1 次/天，连续 2 次，其后 1 次/3 天，连续 3 次，以后 1 次/周”。

8.4.2 根据铁道部《客运专线无砟轨道铁路工程施工技术指南》（TZ216-2007）和京沪高速铁路的实际工作情况，增加对每个梁场生产的前三片预制梁的徐变观测的要求。

8.6 区域地面沉降监测是高速铁路建设和运营期间的一项重要工作。结合京沪高速铁路区域地表沉降监测的实际工作经验及铁道部相关科研项目的初步研究成果，可采用传统的水准测量、现代遥感技术（InSAR）、分层桩等多种技术进行监测，监测成果可以相互补充和检核，以得到准确的区域地表沉降信息。并对区域沉降发展趋势进行预测，评估其对高速铁路建设和安全运营维护的影响。

9 轨道施工测量

9.1.2 线路中线贯通测量成果评估应根据线路中线贯通测量的中线桩平面高程成果，对线下工程的竣工中线平面高程与设计中线进行比较，利用线路横断面检查线下工程的建筑限界是否满足设计要求，侵界时应调整线路平纵面，尽量避免工程废弃。

9.1.3 高速铁路无砟轨道施工包括混凝土底座及支承层、凸形挡台放样、加密基标测设、轨道安装（轨道板铺设、轨排粗调精调）及轨道精调等工序，为了保证各工序之间的顺利衔接，规定轨道施工各工序均应以轨道控制网 CPIII 为基准，进行轨道施工测量。

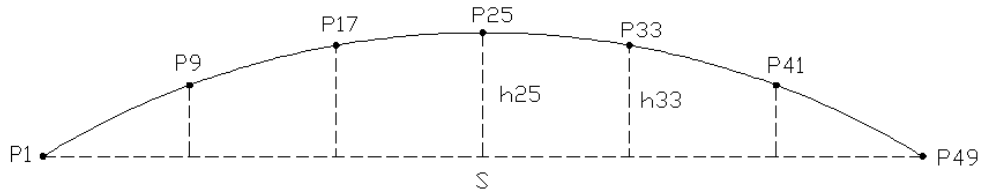
9.1.4 表 9.1.4-1、9.1.4-2 中轨道静态平顺度允许偏差引自《高速铁路设计规范》。表中增加了轨向、高低的 30m 弦和 300m 弦长的中长波不平顺的检验要求。纵向高低和方向的检验标准和方法是相同的，即采用 30m（48 个轨枕间距）弦长测量，检测间隔 5m 的两相邻检验点的实际矢高差与设计矢高差的差值为 2mm，用于控制中波不平顺；采用 300m（480 个轨枕间距）弦长测量，检测间隔 5m 的两相邻检验点的实际矢高差与设计矢高差的差值为 10mm，用于控制长波不平顺。其测量方法如下：

1) 30m（48 个轨枕间距）弦长检测

30m（48 个轨枕间距）弦线可以利用测量仪器的检测数据采用计算方法设置，或在现

场直接拉线。

如说明图 9.1.4-1 所示，在 5m（9 根轨枕间距）范围内的轨枕编号为 P1～P9，30m（48 根轨枕间距）范围内轨枕编号为 P1～P49。h25、h33 分别为 30m（48 根轨枕间距）弦范围内第 25 和第 33 根轨枕位置的矢高。在 30m（48 根轨枕间距）弦范围可计算和测出 P2～P48 轨枕各点的矢高。



说明图 9.1.4-1 30m（48 根轨枕间距）弦长检测

若检验支承点 P25 点，与之对应的间距 5m（9 根轨枕间距）的核算点轨枕为 P33，则必须满足的极限值 Δh 可由设计矢高 $\Delta_{\text{设计}}$ 和测量矢高 $\Delta_{\text{实测}}$ 按说明式 9.1.4-1 计算：

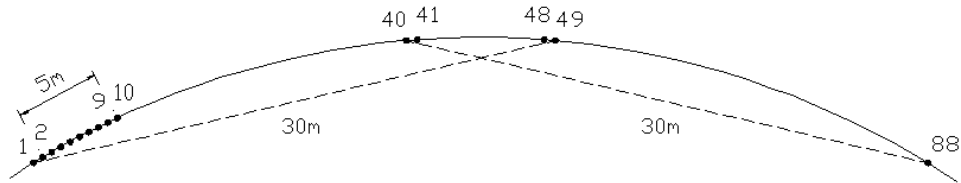
$$\Delta h = |\Delta_{\text{设计}} - \Delta_{\text{实测}}| = |(h_{25 \text{ 设计}} - h_{33 \text{ 设计}}) - (h_{25 \text{ 实测}} - h_{33 \text{ 实测}})| \leq 2\text{mm}$$

（说明式 9.1.4-1）

式中：h25_{设计}、h33_{设计}——轨枕的设计矢高；

h25_{实测}、h33_{实测}——轨枕的实测矢高。

用 30m（48 根轨枕间距）弦线可以检验的轨枕或支承点是从 P2（核算点 P10）至 P40（核算点 P48），不能对 P40 以后的轨枕进行检验，需用新的弦线来检验 P41、P42 等各点，见说明图 9.1.4-2。新的弦线要从最后一个已经检验的轨枕 P40 开始新弦线的最后一个支承点是 P88，可确定 P41～P87 等各点矢高，并检验支承点 P41～P79。再下一根弦线从 P79 开始。



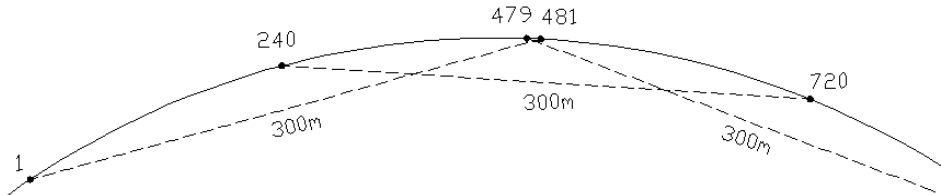
说明图 9.1.4-2 30m（48 个轨枕间距）弦长检测时弦线的搭接

2) 300m（480 个轨枕间距）弦长检测

300m（480 个轨枕间距）弦线只能利用测量仪器的检测数据采用计算方法实现。如说明图 9.1.4-3 所示，在 150m（240 根轨枕间距）范围内的轨枕编号为 P1～P241，300m（480

根轨枕间距)范围内轨枕编号为 P1~P481。

根据检测资料可计算出 300m(480 根轨枕间距)弦长范围 P2~P480 轨枕各点的矢高, 检验点和相应核算点的距离为 150m(240 根轨枕间距)。故这根弦上可以检验的轨枕或支承点是从 P2(对应的核算点为 P242)至 P240(对应的核算点为 P480)。下一根弦线应从最后一个已经检验的轨枕 P240 开始至支承点 P720 结束, 仍为 480 个轨枕间距, 可检验的轨枕为 P241(对应的核算点为 P481)~P479(对应的核算点为 P719)。



说明图 9.1.4-3 300m(480 个轨枕间距)弦长检测时弦线的搭接

检验支承点 P25, 与之对应的间距 150m(240 根轨枕间距)的核算点轨枕为 P265, 则必须满足的极限值 Δh 可由设计矢高 $\Delta_{\text{设计}}$ 和测量矢高 $\Delta_{\text{实测}}$ 按说明式 9.1.4-2 计算:

$$\Delta h = |\Delta_{\text{设计}} - \Delta_{\text{实测}}| = |(h_{25 \text{ 设计}} - h_{265 \text{ 设计}}) - (h_{25 \text{ 实测}} - h_{265 \text{ 实测}})| \leq 10\text{mm}$$

(说明式 9.1.4-2)

9.2.1 无砟轨道混凝土底座及支承层平面施工模板放样可采用全站仪自由设站直接进行模板三维坐标放样, 一次完成。也可先采用全站仪自由设站测设轨道中心线, 模板平面位置由轨道中心线放出, 模板高程采用几何水准施测。

9.2.3 自由设站是在工作区域的线路中线附近任意一点架设全站仪, 测量线路两侧多对轨道控制网 CPIII 点的方向和距离, 通过多点边角后方交会原理获取仪器中心点的平面和高程位置。为了保证测量精度, 必须要有一定的多余观测量。另外为了相邻设站间的平顺搭接, 要求相邻设站间必须有一定的重复观测点。本规范规定“混凝土底座及支承层平面施工自由设站观测的 CPIII 控制点不宜少于 3 对。更换测站后, 相邻测站重叠观测的 CPIII 控制点不应少于 2 对。”

9.2.4、9.2.5

全站仪自由设站完成后, 全站仪自由设站程序会计算自由设站点精度和观测的已知点的坐标不符值。混凝土底座及支承层平面施工自由设站的精度和 CPIII 点余差应满足表 9.2.4、9.2.5 的规定后, 才能进行混凝土底座及支承层平面施工放样。

9.2.6 表 9.2.6 混凝土底座及支承层放样精度要求引自《客运专线无砟轨道铁路工程施工质量验收暂行标准》(铁建设【2007】85 号)。

9.3.2 加密基标应根据轨道类型和施工工艺要求进行设置，无砟轨道结构类型不同，其施工工艺和方法也不同，加密基标的作用是为轨道板定位而测设。

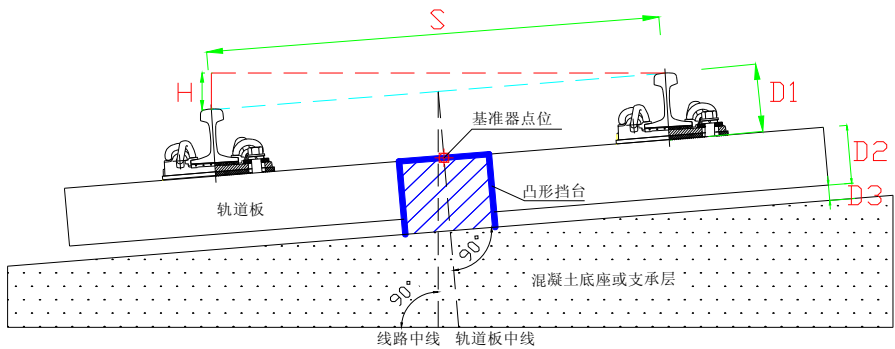
I 型板式无砟轨道的轨道板定位方法有两种：一种是采用加密基标（基准器）进行定位，另一种方法不用加密基标（基准器），利用 CPIII 控制网采用全站仪自由设站直接对轨道板进行定位。

II 型板式无砟轨道的加密基标又称为基准点，轨道板通过基准点进行定位。

I 型双块式无砟轨道是利用 CPIII 控制网采用全站仪自由设站直接对轨排粗调和精调，将轨排浇筑在混凝土底座及支承层上，不需要测设加密基标。

II 型双块式无砟轨道的加密基标又称为支脚点，轨排通过支脚点定位后将轨枕嵌入道床板混凝土中。

由于曲线段存在外轨超高，在测设 I、II 型板式无砟轨道的加密基标时，轨道的中心线与线路中心线不重合。因此要顾及超高的影响。轨道的中心线与线路中心线的偏移量关系如说明图 9.3.2 所示：



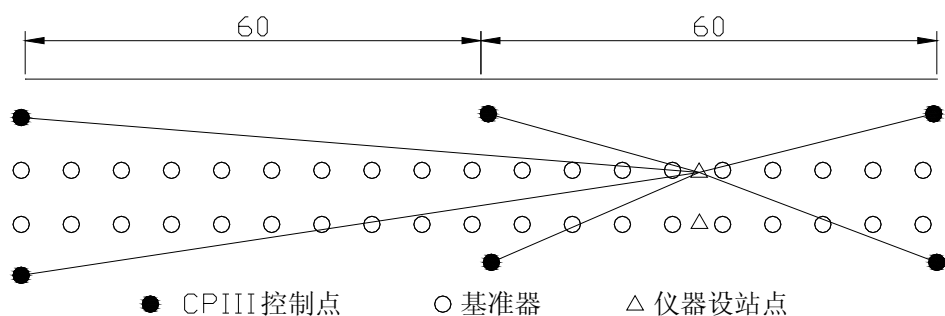
说明图 9.3.2 曲线地段轨道中心线与线路中心线的偏移量示意图

9.3.3~9.3.6 由于加密基标直接用于轨道板定位，其测设精度要求要比底座混凝土要高。因此自由设站的各项指标均高于底座混凝土自由设站。

9.3.7 加密基标的设置和精度要求均根据轨道类型和施工工艺要求并参照国外相关标准制定：

1 CRTS I 型板式无砟轨道加密基标（基准器）粗测采用全站仪自由设站方式按极坐标放样法分组进行，放样点用油漆标注于凸形挡台顶面上。自由设站宜后视 4 对 CPIII 控制点，完成测站的建站工作。基准器点位放样限差：平面 $\pm 3\text{mm}$ 。

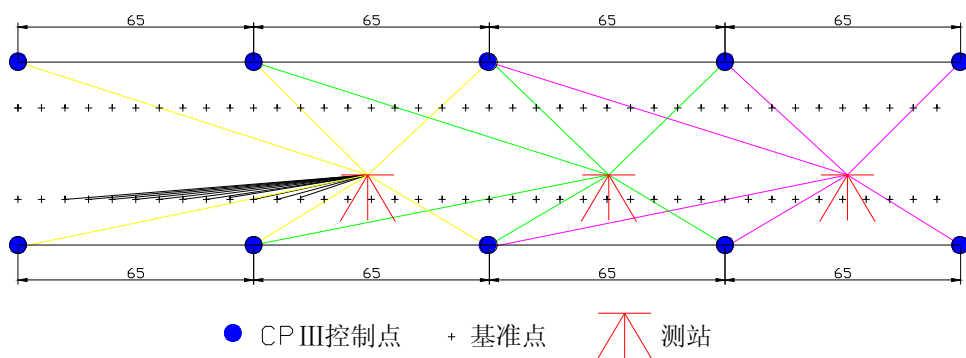
换站时，相邻测站应后视 2 对重叠的 CPIII 控制点，保证相邻测站之间放样点位的平顺性。自由设站极坐标放样如说明图 9.3.7-1 所示。



说明图 9.3.7-1 自由设站极坐标放设基准器示意图

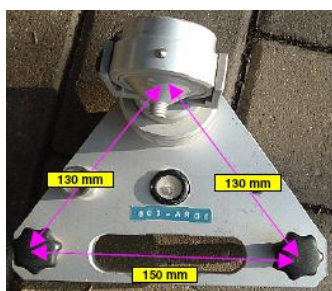
完成放样后，依据基准器粗测点位钻孔、注胶、埋设基准器固定装置定位螺栓。将基准器基座固定于凸形挡台上，按自由设站方式精确测定基准器位置。

2 CRTS II 型板式无砟轨道的加密基标（基准点）是 II 型轨道板精调的基础控制点。基准点的布设，应充分考虑利用精密全站仪在特定条件下测角具有极高的精度这一特点。轨道基准点平面测量见说明图 9.3.7-2 所示。



说明图 9.3.7-2 轨道基准点平面测量

为了能够精确且迅速地在基准点上安置棱镜，应使用专用的带有可调螺旋的地面三脚架支架。如说明图 9.3.7-3、4、5 所示。为了准确确定基准点的高程，水准尺应使用具有对中功能的基准点高程测量适配器。如说明图 9.3.7-6 所示。



说明图 9.3.7-3 支架尺寸



说明图 9.3.7-4 支架与基准点



说明图 9.3.7-5 支架微棱镜



说明图 9.3.7-6 水准尺对中适配器

3 CRTS II 型双块式无砟轨道的加密基标（支脚点）的纵向间距为 3.27m，横向距离为 3.2m，特殊地段纵向间距可适当调整，但调整量最大不得超过 15mm。因每个轨枕框架的 5 根轨枕间距事前在组装时就已与框架固定，故特殊地段轨枕纵向间距只能在相邻两个框架间进行微量调整，规定调整量最大不得超过 15mm。

9.4.1 CRTS I 型轨道板安装定位（精调）可采用速调标架法或基准器法进行。

1 采用全站仪自由设站配合特制测量标架进行单元板精调的方法是我国自主创新研发的 I 型轨道板安装定位方法。测量标架主要有以下两种类型：

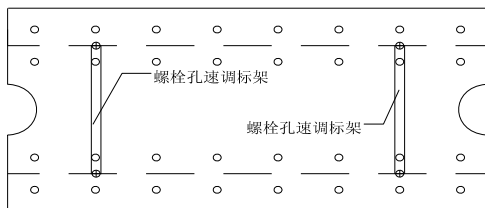
（1）螺栓孔测量标架：

螺栓孔测量标架是以轨道板螺栓孔作为定位基准，上部放置测量反射棱镜，并装配倾斜传感器的标架。螺栓孔测量标架插入螺栓孔的元件为锥型插入、环形接触的高精度定位元件。其构造如说明图 9.4.1—1 所示。



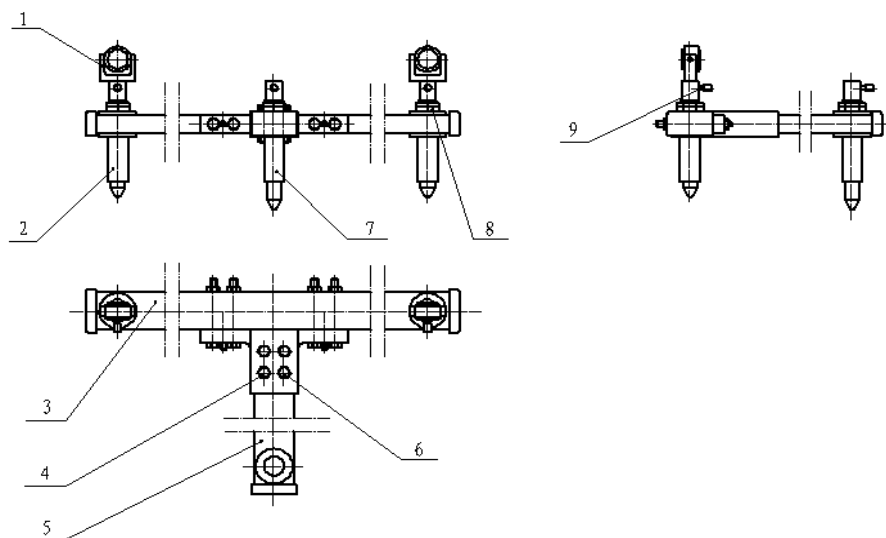
说明图 9.4.1—1 螺栓孔测量标架结构

螺栓孔测量标架放置在单元板承轨台第二和倒数第二个位置进行测量定位，靠近单元板的起吊螺栓孔位置。测量软件可根据单元板的板长和板间距自动布设和施测螺栓孔测量标架上安装的棱镜。如说明图 9.4.1—2 所示：

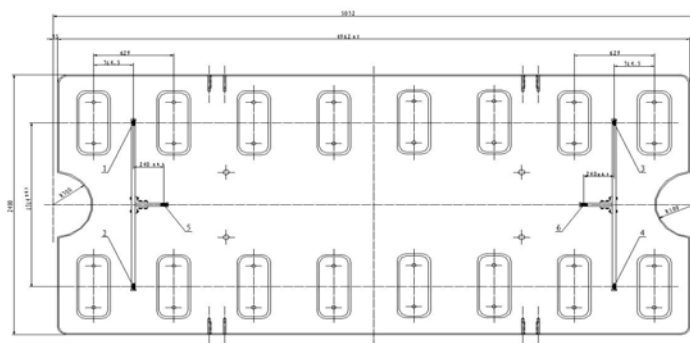


明图 9.4.1—2 螺栓孔测量标架安置示意图

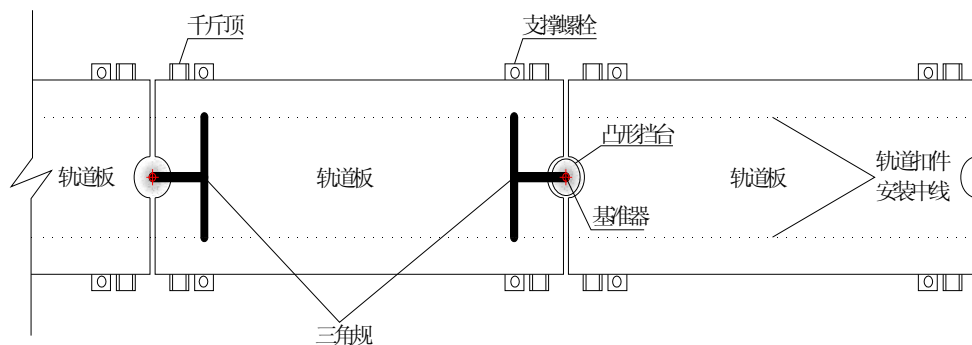
T 型标架结构型式如说明图 9.4.1—3 所示:



一块单元轨道板上需放置 2 个测量标架。在单元轨道板上安放 T 型标架时, 应让 T 型标架横梁两端的定位杆同时落入轨道板两条轨底中心线上的 V 型槽中, 纵梁末端的定位杆落入轨底中线上的锥凹内。其安置如说明图 9.4.1-4 所示。



2 基准器精调轨道板是以基准器精调数据及基准器中心位置为基准,用三角规控制轨道板扣件安装中心线。采用专用油压千斤顶、支撑螺栓、螺纹丝杆顶托等,调整轨道板的高低、方向,实现轨道板纵、横向及竖向的调整。三角规的使用如说明图 9.4.1-5 所示。



说明图 9.4.1-5 三角规使用示意图

9.4.2 CRTS II 型轨道板安装测量应依据加密基标配合轨道精调系统进行。轨道精调系统使用的全站仪、后视棱镜基座应使用专用三脚架。每个作业面应配备不少于四支精调标架。

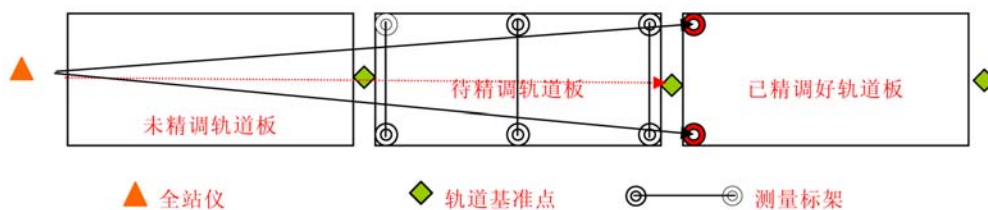
CRTS II 型轨道板安装测量每一测量组应配备专用全站仪一台，专用控制电脑一台，精调标架四根，数据显示器 8 个，倾斜传感器两个，电缆线多根。

安置全站仪于基准点。三根精调标架分别安置于待调板的前、后、中承轨槽内，另一根安置于相邻已调整轨道板的最后一承轨槽内。将全站仪、数字显示器通过电缆与专用控制电脑相连。

精调支架应安置在混凝土承轨台面支点上，并通过固紧调节装置单侧与支点面相触。由此建立与精调标架支点间的几何关系。利用轨道基准点对全站仪进行程控设站，通过已精调好的轨道板上的精调支架进行定向，用另一基准点进行检查。

运行专用配套软件，控制全站仪自动测量各精调标架两段的反射器的距离及角度，计算所测反射器的平面及高程值，测量结果与设计值比较得到测点的调整值，调整值通过数字显示器告知作业人员。作业人员根据显示值进行板的平面和高程调整。重复上述工作，直到支点平面精度达到要求为止。

轨道板调整过程如说明图 9.4.2 所示。



说明图 9.4.2 CRTS II 型轨道板调整过程示意图

9.4.3 I 型双块式无砟轨道轨排定位粗调、精调方法如下：

1 采用全站仪自由设站配合粗调机进行轨排粗调如说明图 9.4.3-1 所示。



说明图 9.4.3-1 采用全站仪自由设站配合粗调机进行轨排粗调

2 全站仪自由设站配合轨道几何状态测量仪测量进行轨排精调方法如下：

先依据轨道控制网 CPIII 完成全站仪自由设站，轨道几何状态测量仪应由远及近靠近全站仪的方向进行测量工作。将轨道几何状态测量仪停在当前设站区间的最后一对螺杆调节器位置，将其偏差尽可能调整到 0 并采集数据。下一站开始测量前，不移动轨道几何状态测量仪，检测上一站最后一个点处的偏差值，如果小于 2mm 则再次采集数据，轨道几何状态测量仪会将偏差存入软件并自动开始交叠补偿。对没有补偿功能的轨道几何状态测量仪可人工按 1mm/10m 补偿量进行换算调整。偏差大于 2mm，则需要重新设站。

全站仪自由设站配合轨道几何状态测量仪测量进行轨排精调如说明图 9.4.3-2 所示。



说明图 9.4.3-2 全站仪自由设站配合轨道几何状态测量仪测量进行轨排精调

9.4.4

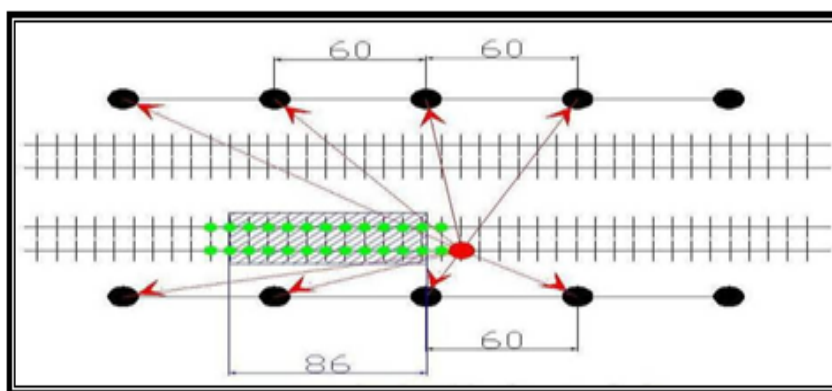
2 支脚精调实测值与设计三维坐标 (x 、 y 、 h) 较差均不应大于 1mm。全站仪在支脚上设站精调如说明图 9.4.4-1 所示。



说明图 9.4.4-1 全站仪在支脚上精调设站

3 承轨槽（台）的检测允许偏差值是参照郑西客运专线 CRTSII 型双块式无砟轨道施工测量实践总结等资料确定的。

道床板施工完成后应对轨枕承轨槽（台）的平面和高程位置进行检测。采用全站仪自由设站，使用模拟轨枕承轨槽（台）检测专用工具对承轨台中心进行三维坐标检测。检测时的测站布置及模拟轨枕承轨槽（台）检测专用工具分别如说明图 9.4.4-2、9.4.4-3 所示。



- 自由设站
- CPⅢ 控制基标
- ← CPⅢ 基标观测方向

说明图 9.4.4-2 工后轨枕承轨槽（台）检测测站布置



说明图 9.4.4-3 模拟轨枕承轨槽（台）检测专用工具

9.5.6 采用全站仪自由设站配合轨道几何状态测量仪进行枕式道岔精调时，首先将道岔及前后各 300m 范围内的 CPⅢ网测量成果及道岔轨道线型数据输送轨道几何状态测量仪系统软件。全站仪架设在线路中线上，后视线路两侧 8 个 CPⅢ控制点进行自由设站，观测轨检车上的棱镜，全站仪将测量数据传递给轨道几何状态测量仪。轨道几何状态测量仪通过自身携带的传感器对轨道的超高、轨距进行测量，使用软件将所有测量数据进行处理，实时形成每个测量点的绝对坐标（竖向、横向）、轨距、方向、高低与设计数据的对照，并通过不同的界面予以显示或输出打印。为保证测量数据的一致性，对道岔进行测量时，轨道几何状态测量仪在轨道上的放置方向应将轨道几何状态测量仪的导向边固定在道岔

基本轨上。如说明图 9.5.6 所示



说明图 9.5.6 全站仪自由设站与轨道几何状态测量仪进行道岔精调

10 竣工测量

10.1 按照《铁路技术管理规程》要求“新建、改建工程竣工后，应按规定进行验收。”为了满足高速铁路竣工验收的要求，高速铁路竣工验收前应进行竣工测量。

竣工测量的目的：一是对高速铁路的线下工程空间位置、几何形态、轨道平顺性进行客观的评定，为工程验收提供必要的基础资料；二是为高速铁路交付运营后，竣工测量的成果将作为运营维护管理基础资料。

高速铁路竣工测量的内容应满足竣工文件编制的需要。

10.2.1 按照铁道部铁建设【2009】20 号文件的规定，高速铁路工程测量控制网 CP0、CP I、CP II、CP III 控制网和线路水准基点属于高速铁路工程的一部分，应纳入竣工验收范畴。

10.2.4 轨道维护基标布设的密度和位置应根据高速铁路轨道结构型式和运营维护管理的检测维修方式布设，本条只作原则性规定。运营维护也可直接利用 CP III 控制网进行轨道检测维护，而不建轨道维护基标。

10.3.3 里程贯通测量：

1 由于在设计阶段和施工过程中的变更设计产生里程断链，为了运营管理的需要，竣工测量时根据线路平面测量数据，贯通全线路程，消除断链。

2 为了编制路基表、桥涵表、隧道表、车站表、线路诸表以及现场设置线路标志桩

等需要，里程贯通后应测量曲线五大桩、变坡点、竖曲线起终点、立交道中心、涵洞中心、桥梁台前、台尾及桥梁中心、隧道进出口、隧道内断面变化处、车站中心、道岔中心、支挡工程的起终点的里程。

3 由于高速铁路坐标系统的投影变形值一般不大于 10mm/km ，为按线路中心坐标推算里程提供了条件，采用线路中心坐标进行里程贯通计算后，使里程和坐标产生一一对应的关系，为高速铁路的运营维护和信息化管理提供了条件。虽然水平距离里程与目前实际使用的斜坡里程有一定偏差，但即使是 20% 的坡度所产生的里程误差也未达到 $1/5000$ ，高于钢尺丈量的精度 $1/2000$ 。因此本条规定里程贯通采用线路中心坐标进行计算。

10.3.4 由于采用轨道几何状态测量仪进行轨道几何状态测量时对轨道的平面高程进行了逐根轨枕精密测量，因此本条规定线路平面和纵断面测量应利用轨道铺设竣工测量中的测量数据进行线路平面曲线要素和纵断面坡度计算。

10.3.5 线路竣工横断面测量应在 5.9 节线路横断面竣工测量的基础上，根据限界设计的要求，对影响行车安全的净空断面点进行检查。

10.4.2 隧道、桥涵、路基工程竣工测量应在线下工程竣工验收时完成，车站及其附属建筑物竣工测量应在单体建筑工程竣工是完成，并按竣工验收的要求编制竣工图。

10.4.3 接触网竣工测量应按接触网竣工验收的要求，单独进行竣工测量。

10.5.2 铁路用地界桩测量的点位中误差 5cm 是根据城市测量规范界址点的测量中误差要求制定的。

10.5.4 高速铁路竣工后，线路两侧的地形、地貌均发生了较大的变化，采用航测制图能真实反映竣工时的地形、地貌，有条件时应优先采用。当沿线地形、地貌变化不大时，也可利用线路设计平面图进行修测。

11 运营及养护维修测量

本章主要参照京津城际铁路目前正在进行的运营监测工作的一些方法而制定，由于在养护维修测量方面尚缺乏参考资料和实践经验，有关高速铁路运营维护测量的标准和要求还需要进行研究和完善。

11.1.1 高速铁路安全、平稳运行的根本条件是满足设计标准的轨道的形和位，要维持轨道的形和位必须进行运营维护测量，才能准确反映轨道的几何状态和线路及其附属建筑物的稳定性。

11.1.2 运营阶段，运营部门应继续做好精测网的复测、维护和管理工作的，保证运营测及养护维修测量有稳定可靠的测量基准。