

5 地震折射波法

在工程地震勘探中，地震折射波法是一种简便经济的勘探方法，在精度要求不高的情况下，它可为工程地质提供浅层地层起伏变化和速度横向变化资料以及潜水面的变化资料等，还可为反射波法勘探提供用于静校正的表层速度和低速带起伏变化资料。有关折射波的形成及正演时距曲线的特征等问题已在本篇的第一和第二章中讨论过了，在此，仅就资料的采集和处理解释问题进行论述。

5.1 资料采集

5.1.1 折射波法的观测系统

折射波的特殊性决定了折射波观测系统与反射波观测系统截然不同。根据勘探对象的地质特征及地表条件，折射波法观测系统也是多样的。

1. 完整对比观测系统

沿测线方向通过连续进行相遇时距曲线互换点的连接对比以获得连续剖面的观测系统，称为完整对比观测系统。

根据所追踪的界面是单层的还是多层的，完整对比观测系统综合平面图有不同的形式。

如图 1.5.1a、b 所示的观测系统是追踪单一界面和为勘探多层折射界面所采用的完整对比观测系统。

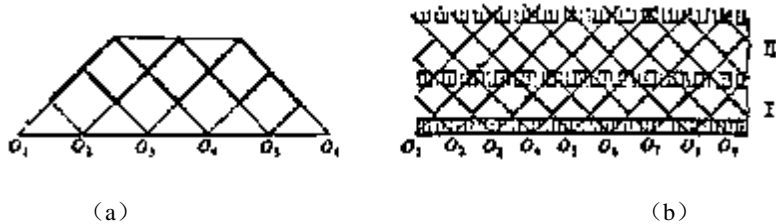


图 1.5.1 折射波法完整对比观测系统
a-追踪单一界面；b-追踪多层界面

即使是勘探同样结构的折射界面，观测系统的形式亦可以不尽一致。如图 1.5.2 所示的观测系统与图 1.5.1a 有所不同，前者追逐时距曲线的重叠部分为后者（图 1.5.1a）的一半。应特别指出的是，必须保证相遇时距曲线互换点及追逐时距曲线重迭部分在干涉区以外。此外应尽可能在观测系统综合平面图上给出初至区的范围，以便设计观察系统。

2. 不完整对比观测系统

在折射波法勘探中，不都完全采用相遇时距曲线互换连接对比观测，而且



图 1.5.2 追逐时距曲线系统

也有部分地或完全用追逐时距曲线相似性标志连接对比的观测形式，我们把这种观测系统称为不完整对比观测系统，如图 1.5.3 所示。图 a 是只用追逐时距曲线对比连接的，这种观测系统适用于条件较简单、波形稳定的情况。图 b 是每对相遇时距曲线在互换点处连接，而每对相遇时距曲线之间则利用追逐时距曲线连接。在利用追逐时距曲线系统时，与被追逐时距曲线一起追踪的地段长度应足够的长（一般重叠地段长度为炮点间距的 20~30%），以便可靠地确定时距曲线形状。

3. 非纵测线观测系统

根据炮点和检波点的相对位置关系，可将地震勘探测线分为纵测线和非纵测线两类。炮点与检波点在一条直线上，称为纵测线。前面讲的两种观测系统都是纵测线观测系统。炮点与检波点不在一条直线上，称为非纵测线。

利用折射法研究盐丘、陡构造及断层等特殊地质体时，多采用非纵测线观测系统。图 1.5.4 所示的观测系统是扇形排列，它是非纵测线观测系统的一种，多用于盐丘勘探，因为盐丘的波速高于围岩，凡经过盐丘的折射波到达地面观测点的正常时间都比没有经过盐丘的折射波要早，即超前，根据重叠的扇形排列观测系统发现的超前，可以圈出高速波的地质体。

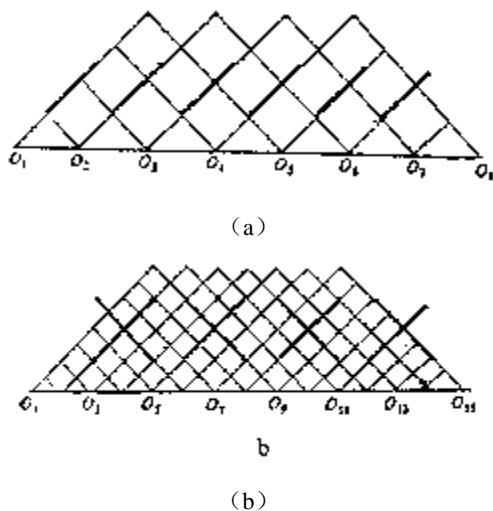


图 1.5.3 不完整对比观测系统

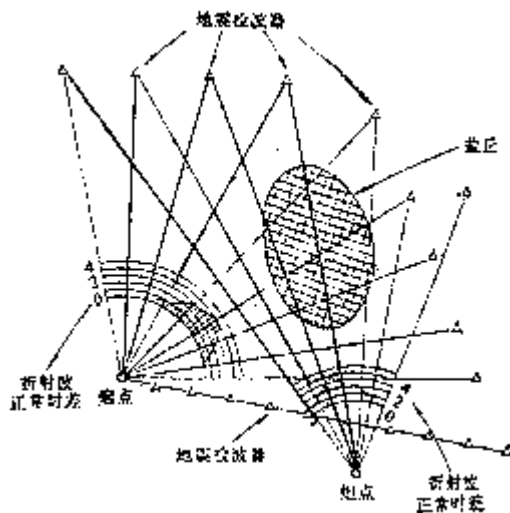


图 1.5.4 扇形观测系统

5.1.2 激发与接收

1. 激发

折射波的激发方式与反射波法基本一致，对于工程地震勘探而言，最常用的就是锤击和炸药震源两种。有关情况参见前文。

2. 接收

折射波的接收与反射波法相比，略有不同。主要有：

①观测系统。折射波法不采用多次覆盖方式进行观测，并且考虑到折射波的盲区，炮点与接收排列之间必须有一定的偏移距。在野外采集前，可采用理论模型计算或试验的方

式求得该偏移距，也可按经验公式 $x_d = 2h$ 进行估算，其中 h 为主要目的层的深度。实际观测时，为获得多个界面的折射波，偏移距 x_d 是一个变量。对于观测系统而言，相当于一个大的相遇观测再套上一个小的相遇观测甚至再套上一个小的多重相遇观测系统。

②道和道距：折射波法勘探中一般采用单个检波器作为一道接收，而不搞组合检波，其主要原因就是它不需要考虑压制面波干扰问题，因为目前所考虑的折射波仅仅只是首波，即是最先到达的波。从理论上说首波中包含了直达波和折射波。在采集中，我们只要注意压制随机干扰并兼顾激发能量，就可获得质量较高的首波记录。此外，为了不漏掉浅层薄层信息，除了采用较高频率的检波器接收和注意激发频带宽度以及提高仪器滤波档的低截频外，道距的选择是十分重要的。一般有等间距和不等间距两种方式。在不等间距接收中，一般可把接收排列的道距设计成小一大一小方式，也可把它设计成小一大方式。道距的选择一般为 1~10m，可按勘探目的层深度、地层展布、仪器道数以及激发能量等情况而定。

5.2 资料处理解释

这里所讨论的折射波资料处理和解释是对初至折射波而言。因此，通常情况下，首先对地震记录作适当的处理工作，如静校正和滤波等，然后对地震记录进行波的对比分析，从中识别并提取有效波的初至时间和绘制相应的时距曲线。这一工作可以由人工来做，也可以由微机自动完成。然后根据时距曲线特征，选用相应的方法进行解释工作。下面我们分别简述其过程和方法技术。

5.2.1 资料处理

折射波法资料处理及解释的一般流程如图 1.5.5 所示。图中真正与波场处理有关的项目是在初至拾取以前的预处理工作，后续的大部分处理工作一般称为解释性处理。

在预处理中，所涉及到的处理方法技术与反射波法中相应的方法技术基本一致，除了静校正方法外，其它方法的目的波场与反射波法中有所不同，在此，主要是为突出初至折射波，压制其它波场（包括反射波）为目的的处理。对于浅层折射波法勘探而言，一次静校正工作仍然是十分重要的。为了不丢掉浅层信息，校正基准面的选择应十分慎重，一般地表起伏不大时，基准面可选为水平的；当地表起伏较大时，可沿着起伏变化，选择浮动基准面（最好是直线型）进行校正。在初至拾取中，一般采用的方法是手工拾取或人机交互式拾取。拾取的时间位置应是初至折射波的起跳前沿，而不是极大峰值，与反射波的同相轴拾取不同。

5.2.2 资料解释

解释工作可分为定性解释和定量解释两部分。定性解释主要是根据已知的地质情况和时距曲线特征，判断地下折射界面的数量及其大致的产状，是否有断层或其它局部性地质的存在等，为选择定量解释方法提供依据。定量解释则是根据定性解释的结果选用相应的数学方法或作图方法求取各折射界面的埋深和形态参数。有时为了得到较精确的解释结果，需要反复多次进行定性和定量解释。然后根据解释结果构制推断地质图等成果图件，并编写成果报告。

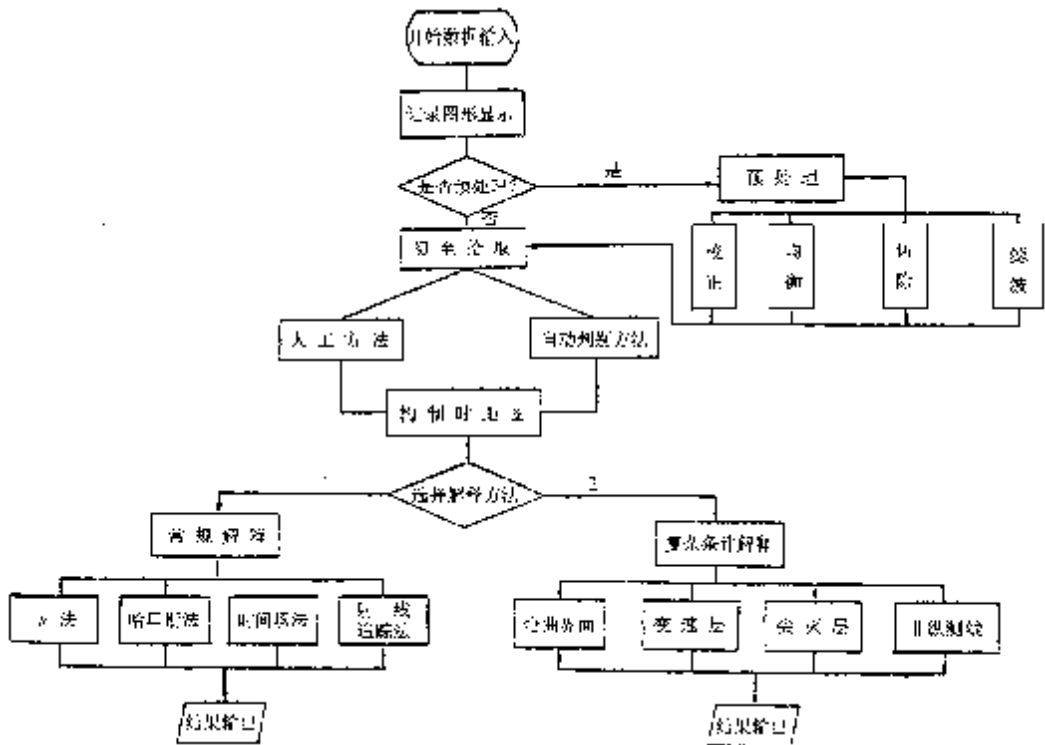


图 1.5.5 折射波法资料处理解释流程框图

在解释方法选择中，可分为常规解释方法和复杂条件解释方法两类，各类中又分别包含有各种不同的方法和不同的情况。通常当折射界面为正常的水平或倾斜速度界面时，可选用常规的解释方法，若是其它一些特殊形态的地质体和岩层，则应选用相应的复杂方法进行解释，参见图 1.5.5。

各种不同情况的折射波的解释方法，都是根据地震波的射线传播原理和几何关系得出的，由于篇幅有限，这里不可能逐一进行介绍。但为了对折射波解释方法有进一步的了解，下面将从单支时距曲线的解释、相遇时距曲线的解释（ t_0 法）以及非纵时距曲线的解释出发进行讨论，以助对折射波解释方法实质的理解。

5.2.2.1 常见地质构造现象的时距曲线

1. 透镜体和尖灭层的折射波时距曲线

在层状介质上进行折射波法勘探时，如果发现时距曲线上有不正常的滞后段或突然的“脱节”现象，很可能就是存在局部性低速体（或不连续的低速层）的一种标志。如图 1.5.6 为一个反映低速透镜体的折射波时距曲线图，根据其相遇时距曲线上的“滞后”时间的异常范围，可大致确定此透镜体沿测线分布的长度。另外根据“滞后”时间 Δt ，还可以近似估算出透镜体的中心厚度 H ，公式为

$$H = \frac{\Delta t}{\sqrt{\frac{V_2^2 - V_3^2}{V_3 V_2}} - \frac{\sqrt{V_2^2 - V_1^2}}{V_1 V_2}} \quad (1.5.1)$$

式中, Δt 是“滞后”时间的最大异常值; V_1 和 V_2 分别为第一层和第二层的速度值, 可直接从时距曲线上求得; V_3 是低速透镜体的速度值, 在计算时往往可先假设一个速度值 ($V_3 < V_1$) 进行试算, 然后逐次修改, 以求出近似的 H 值。

估计此透镜体埋深 D 的公式为

$$D = \Delta x \frac{\sqrt{V_2^2 - V_1^2}}{2V_1} \quad (1.5.2)$$

式中, Δx 可从相遇时距曲线图上量出。

在图 1.5.7 中表示了一个间断的低速层对时距曲线产生的影响。当折射波通过低速层时, 在时距曲线上表现“脱节”现象, 根据其“脱节”的时间 Δt 的大小, 可利用公式 (1.5.1) 和计算透镜体厚度同样的办法来估算该低速层的厚度。这种间断的低速层和尖灭层的情况非常相似, 对时距曲线的影响也大致类同。

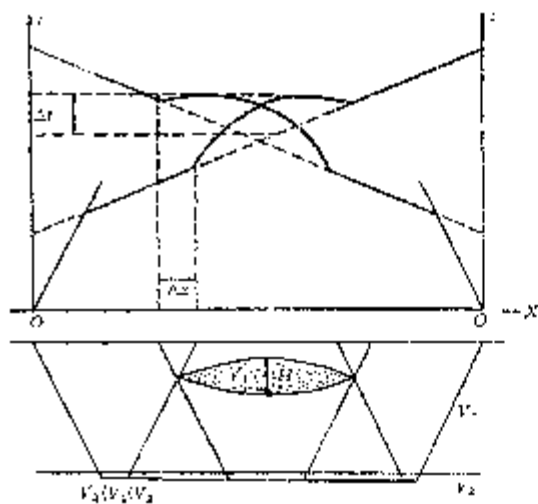


图 1.5.6 存在低速透镜体的时距曲线

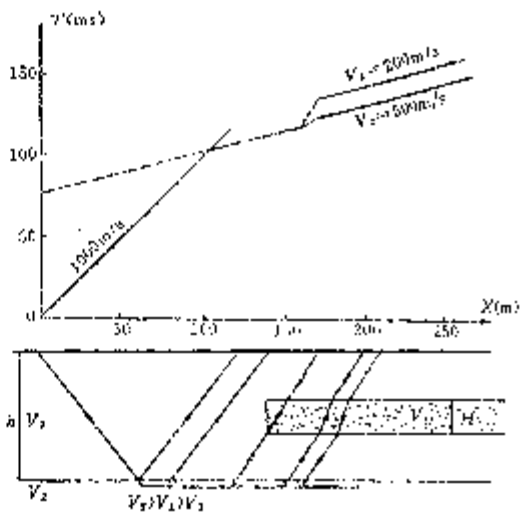


图 1.5.7 存在间断低速层的时距曲线

2. 直立构造的折射波时距曲线

如图 1.5.8 所示, 设有直立构造界面 W 分隔速度为 V_2 和 V_3 的介质, 其上覆盖层的厚度为 h , 波速为 V_1 。激发点位于 V_2 介质一侧上方时, 波从 O_1 点出发, 入射到 V_1 、 V_2 之间的界面 R , 由于 $V_2 > V_1$, 必定会产生折射波, 这时将在 \overline{BC} 段接收到视速度 $V^* = V_2$ 的折射波。过了界面上的 A 点之后, 进入 V_3 介质, 由于 $V_3 > V_2$, 折射波的出射角将随着临界角的变化而改变 (即 $i_{13} = \sin^{-1} \frac{V_1}{V_2}$), 在 D 点以后的地段, 可接收到视速度 $V^* = V_3$ 的折射波, 且在 CD 段将产生交叉重叠的现象。在界面 A 点之后速度变大, 则时距曲线的陡度较小, 但其转折点的位置不在 A 点的正上方, 而是偏向 V_3 介质一侧, 如图 1.5.8 (a) 所示, 此种情况容易误作为三层介质进行解释而导致错误的结果。

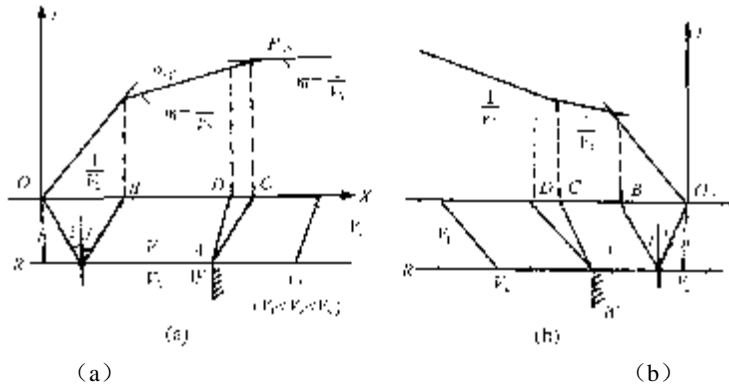


图 1.5.8 垂直分界面上正、反向折射波时距曲线

如果由于断层等构造形成一个阶梯式的界面，如图 1.5.9 所示，这种时距曲线的变化将更为复杂。为简便起见，这里只讨论在阶梯界面以下介质速度为 V_2 的情况，这时，在角点 A 的上方，两侧时距曲线有较大的脱节，并且在 A 点将产生绕射波。当两侧时距曲线的“脱节”时间 Δt 清晰时，可求出阶梯的高 Δh 。

当直立阶梯构造两侧的波速不同时，则其两侧的时距曲线除脱节之处，还有视速度的变化。

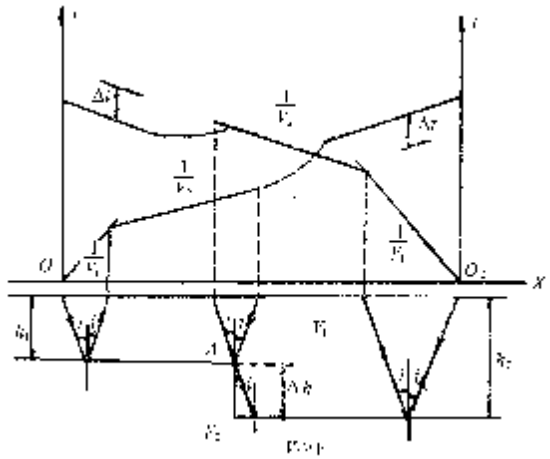


图 1.5.9 起立阶梯构造的正反向折射波时距曲线

5.2.2.2 单支时距曲线的解释

我们以水平三层构造的时距曲线为主，介绍其速度和深度的求取方法。

如图 1.5.10 所示，根据直达波和折射波时距曲线方程，即

$$\begin{aligned}
 T_1 &= x/V_1 \\
 T_2 &= x/V_2 + 2z_1 \cos i_{12} / V_1 = x/V_2 + \frac{2z_1 \sqrt{1 - (V_1/V_2)^2}}{V_1} \\
 T_3 &= \frac{x}{V_3} + \frac{2z_1 \cos i_{13}}{V_1} + \frac{2z_2 \cos i_{23}}{V_2} \\
 &= x/V_3 + \frac{2z_1 \sqrt{1 - (V_1/V_3)^2}}{V_1} + \frac{2z_2 \sqrt{1 - (V_2/V_3)^2}}{V_2}
 \end{aligned} \tag{1.5.3}$$

上式中 V_1 、 V_2 和 V_3 可由各自的时距曲线的斜率求出。当 $x=0$ 时，有

$$t_1 = \frac{2z_1 \sqrt{1 - (V_1/V_2)^2}}{V_1}$$

$$t_2 = \frac{2z_1\sqrt{1-(V_1/V_3)^2}}{V_1} + \frac{2z_2\sqrt{1-(V_2/V_3)^2}}{V_2} \quad (1.5.4)$$

故有

$$Z_1 = \frac{t_1}{2} \frac{V_1}{\sqrt{1-(V_1/V_2)^2}}$$

$$Z_2 = \frac{1}{2} \left[t_2 - \frac{2Z_1\sqrt{1-(V_1/V_3)^2}}{V_1} \right] \cdot \frac{V_2}{\sqrt{1-(V_2/V_3)^2}} \quad (1.5.5)$$

则第二层底界埋深 d_2 为

$$d_2 = Z_1 + Z_2 \quad (1.5.6)$$

由上述分析可见，在解释时，首先绘出时距曲线，并根据时距曲线的变化分别求出其交叉时和速度。随后按 (1.5.5) 和 (1.5.6) 式求出各折射层的底界埋深，最后按 t_0 法给出折射界面。

5.2.2.3 相遇时距曲线的 t_0 法

该方法又称 t_0 差数时距曲线法，是解释折射波相遇时距曲线最常用的方法之一。当折射界面的曲率半径比其埋深大得多的情况下， t_0 法通常能取得较好的效果，且具有简便快速的优点。

其方法原理如图 1.5.11 所示，设有折射波相遇时距曲线 S_1 和 S_2 ，两者的激发点分别为 O_1 和 O_2 ，若在剖面上任意取一点 D ，则在两条时距曲线上可分别得到其对应的走时 t_1 和 t_2 。从图中可看出

$$\left. \begin{aligned} t_1 &= t_{O_1ABD} \\ t_2 &= t_{O_2ECD} \end{aligned} \right\} \quad (1.5.7)$$

且在 O_1 和 O_2 点，时距曲线 S_2 和 S_1 的走时相等，称之为互换时，用 T 表示，则有

$$T = t_{O_1AB} + t_{BC} + t_{CEO_2} \quad (1.5.8)$$

当界面的曲率半径远大于其埋深时，图中的 $\triangle BDC$ 可近似地看作为等腰三角形，若自 D 点作 BC 的垂直平分线 DM (DM 即为该点的界面深度 h)，于是有

$$t_{BD} - t_{CD} = h/(V_1 \cos i)$$

$$t_{BC} = 2t_{BM} = 2h \cdot \text{tgi}/V_2 \quad (1.5.9)$$

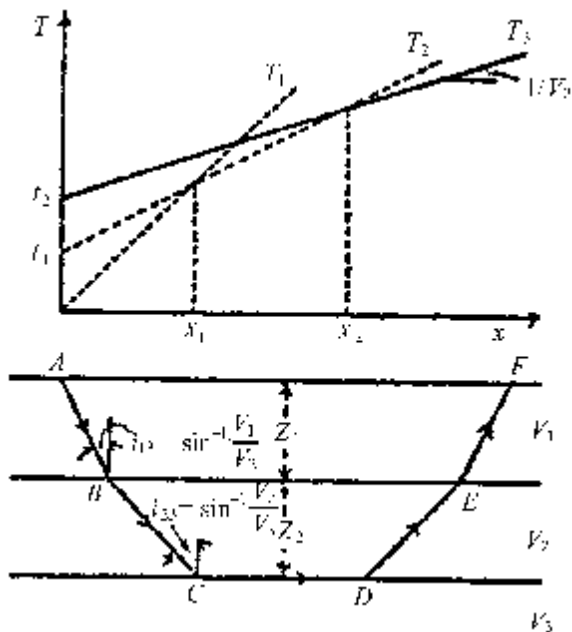


图 1.5.10 水平三层构造

将公式 (1.5.7) 中的 t_1 和 t_2 相加, 并减去 (1.5.8) 式, 再将 (1.5.9) 式代入后可得

$$t_1 + t_2 - T = 2h \cdot \cos i / V_1 \quad (1.5.10)$$

式 (1.5.10) 便是在任意点 D 的 t_0 值公式, 由此可得到 D 点的折射界面法线深度 h 为

$$h = (t_1 + t_2 - T) \cdot V_1 / (2 \cos i) \quad (1.5.11)$$

令 $t_0 = t_1 + t_2 - T$ 和 $K = V_1 / (2 \cdot \cos i)$, 则式 (1.5.11) 可写为

$$h = K \cdot t_0 \quad (1.5.12)$$

因此只要从相遇时距曲线中分别求出各观测点的 t_0 和 K 值, 就能得出各点的界面深度 h 。从上述公式可看出, 只要从时距曲线上读取 t_1 , t_2 和互换时 T , 就可算出各点的 t_0 值, 并可在图上绘制相应的 $t_0(x)$ 曲线 (图 1.5.11(b) 中所示)。

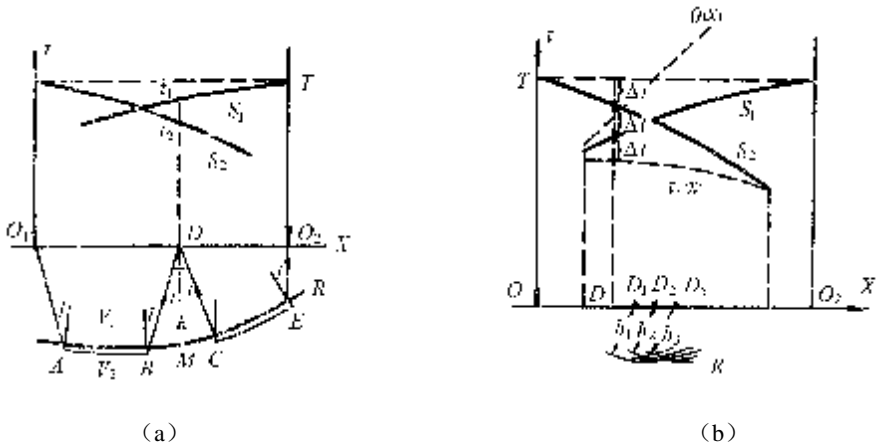


图 1.5.11 t_0 法求折射界面示意图

关于 K 值的求取: 根据斯奈尔定律可将 K 值表达式写成下列形式

$$K = V_1 / (2 \cdot \cos i) = V_1 \cdot V_2 / (2 \cdot \sqrt{V_2^2 - V_1^2}) \quad (1.5.13)$$

由公式 (1.5.13) 可看出, 只要求得波速 V_1 和 V_2 则很容易得出 K 值。其中 V_1 通常可根据表层的直达波速度来确定, 因此关键是 V_2 值的求取, 为此引出差数时距曲线方程, 并以 $q(x)$ 表示

$$\text{令 } q(x) = t_1 - t_2 + T \quad (1.5.14)$$

对 (1.5.14) 式求导, 可得

$$\frac{dq(x)}{dx} = \frac{dt_1(x)}{dx} - \frac{dt_2(x)}{dx} \quad (1.5.15)$$

式中 $\frac{dt_1(x)}{dx}$ 和 $\frac{dt_2(x)}{dx}$ 分别为上倾方向时距曲线 S_1 和下倾方向时距曲线 S_2 的斜率 (即视速 V^* 的倒数)。根据倾斜界面时距曲线方程则有如下形式

$$\left. \begin{aligned} \frac{dt_1(x)}{dx} &= \frac{\sin(i - \varphi)}{V_1} \\ \frac{dt_2(x)}{dx} &= \frac{\sin(i + \varphi)}{V_1} \end{aligned} \right\} \quad (1.5.16)$$

将式 (1.5.16) 代入 (1.5.15) 式, 经一些变换后可得

$$\frac{dq(x)}{dx} = \frac{2 \cdot \cos \varphi}{V_2} \quad (1.5.17)$$

于是可求得波速 V_2 为

$$V_2 = 2 \cdot \cos \varphi \cdot \frac{dx}{dq(x)} \quad (1.5.18)$$

当折射界面倾角小于 15° 时, 可写成近似式

$$V_2 \approx 2 \cdot \frac{\Delta x}{\Delta q(x)} \quad (1.5.19)$$

因此, 只要根据 (1.5.14) 式在相遇时距曲线上构制 $q(x)$ 曲线, 并求取其斜率的倒数 $\frac{\Delta x}{\Delta q(x)}$, 则可根据 (1.5.19) 式得出波速 V_2 , 进而从 (1.5.13) 式中求得 K 值。

知道了 K 值和各观测点的 t_0 值之后, 则可根据 (1.5.12) 式计算出各点的界面深度 h 。然后, 以各观测点为圆心, 以其对应的 h 为半径画弧, 可得出如图 1.5.11(b) 中所示的一系列圆弧, 作这些圆弧的包络线即为折射界面的位置。

对于多层折射波时距曲线 (三层以上), 也可以通过类似的方法, 用等效层原理逐层递推来解释。

流程框图中的其它常规解释方法, 哈里斯法, 时间场法, 射线追踪法等, 可参阅相关教材及著述。

5.2.2.4 非纵测线的解释

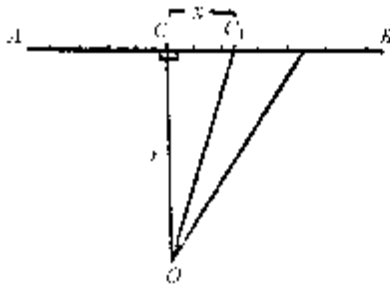
要精确的解释非纵观测时距曲线要比解释纵测线的时距曲线困难得多, 因为它的激发点远离测线, 涉及到的空间变化更大, 影响因素也就更多, 因此不可能提出一个较精确的解释方法, 这里只介绍一个近似估算深度的方法。

假设, 有一横测线 \overline{AB} , 激发点 O 在测线 \overline{AB} 上的投影点为 C , \overline{OC} 两点的距离为 r (如图 1.5.12 所示)。若下面的界面是水平时, 则在 \overline{AB} 剖面上折射波时距方程有如下形式

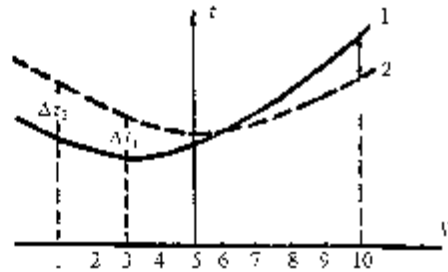
$$t = \frac{1}{V^2} \sqrt{r^2 + x^2} + \frac{2h_0}{V_1} \cos i \quad (1.5.20)$$

对于不是水平的情况, 则可写成

$$t = \frac{1}{V^2} \sqrt{r^2 + x^2} + \frac{h_0}{V_1} \cos i + \frac{h_c}{V_1} \cos i \quad (1.5.21)$$



(a)



(b)

图 1.5.12 非纵测线时距曲线的对比解释示意图

(a) 平面布设图; (b) 对比解释图

从上述方程可知, 非纵测线的折射波时距曲线为双曲线形态, 和反射波的时距曲线形态有些相似。对于水平界面来说, 是一支对称于 C 点的双曲线 (如图 1.5.12(b) 中的理论曲线), 但是实际界面可以是任意的形状, 因此所得到的曲线也不可能是对称和光滑的, 相对于水平面对称双曲线有“超前”或“滞后”的变化。这种“超前”或“滞后”的时间差, 可以认为由于界面深度的变化所致, 因此可根据实测曲线和理论曲线之间的时差来估算界面深度的变化, 从而绘出界面的起伏形态。具体作法是, 读出实测时距曲线和理论时距曲线在各测点上的时差 Δt_i , 以时差 $\Delta t_i = 0$ 的点作为“基准点”, $\Delta t_i > 0$ 者 (实测时距曲线的 $t_{\text{实}} > t_{\text{理}}$) 表示该点界面深度大于“基准点”, $\Delta t_i < 0$ 者表示该点界面深度小于“基准点”, 校正值的计算公式为

$$\Delta h_i = \frac{\Delta t_i \cdot V}{\cos i} \quad (1.5.22)$$

对其它复杂情况的解释方法此处从略。目前各种解释方法都已实现了微机自动解释。

5.2.2.5 应用实例

图 1.5.13 是青海某地的一个实测剖面, 采用多重相遇观测系统, 道间距 10m, 经时距曲线绘制和常规解释后, 较好地划分出潜水面和基岩界面。

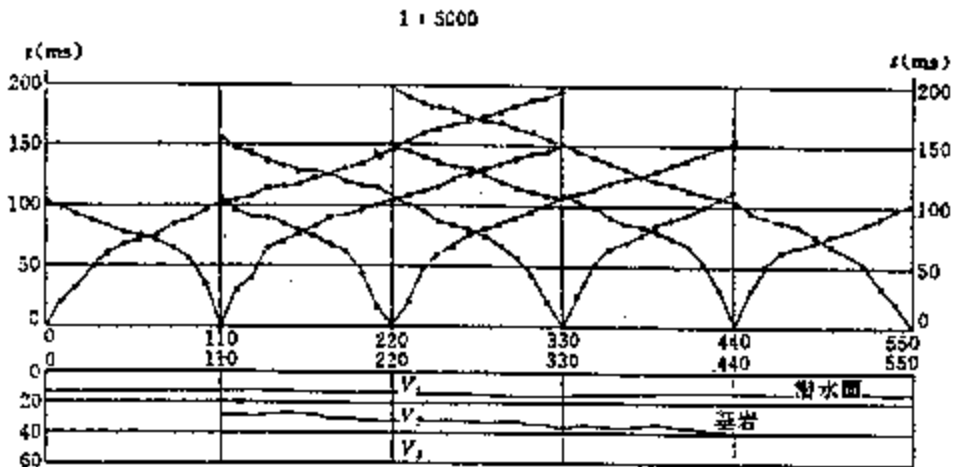


图 1.5.13 实测折射波时距曲线及解释结果

6 地震透射波法

在工程地震勘探中，透射波法主要用于地震测井（地面与井之间的透射）地面与地面之间凸起介质体的勘查和井与井之间地层介质体的勘查。地质目的不同，所采用的方法手段也不同。但从原理上讲，均是采用透射波理论，利用波传播的初至时间，反演表征岩土介质的岩性、物性等特性以及差异的速度场，为工程地质以及地震工程等提供基础资料或直接解决其问题。

本章主要讨论透射波在地震测井、地面凸起介质和井间地层异常体的勘查中所涉及到的方法技术（包括透射 CT 技术）以及在工程地质中的应用问题，对于各方法技术的原理，限于篇幅，仅作简要介绍。

6.1 地面与井的透射

井口附近激发，井中不同深度上接收透射波或反之的地震工作称为地震测井。在工程勘探中，地震测井按采集方式的不同，可分为单分量的常规测井、两个分量或三分量的 PS 波测井以及用于测量地层吸收衰减参数的 Q 测井等。尽管采集方式不同，但方法原理基本一致。限于篇幅，在此主要讨论 P 波和 SH 横波测井。

6.1.1 透射波垂直时距曲线

地震测井是测量透射波的传播时间与观测深度之间关系，这种关系曲线叫做透射波的垂直时距曲线。假设地下为水平层状介质，各层的速度分别为 V_1, V_2, \dots, V_n ，厚度为 h_1, h_2, \dots, h_n ，各层底界面的深度为 z_1, z_2, \dots, z_n 。在地面激发，井中接收，透射波就相当于直达波。但是，由于波经过速度分界面时有透射作用，透射波垂直时距曲线比均匀介质中的直达波复杂。下面我们先讨论两层介质的情况。地层分界面的深度为 z_1 ，这时透射波时距曲线方程为

$$t = \frac{z_1}{V_1} + \frac{z - z_1}{V_2}$$

如图 1.6.1 所示，它是一条折线，折点位置与分界面位置相对应。因此，根据透射波垂直时距曲线的折点，可以确定界面的位置，而且，时距曲线各段直线的斜率倒数，就是地震波在各层介质中的传播速度，也就是该层的层速度。

从两层介质很容易推广到 n 层介质，对应的透射波垂直时距曲线方程为

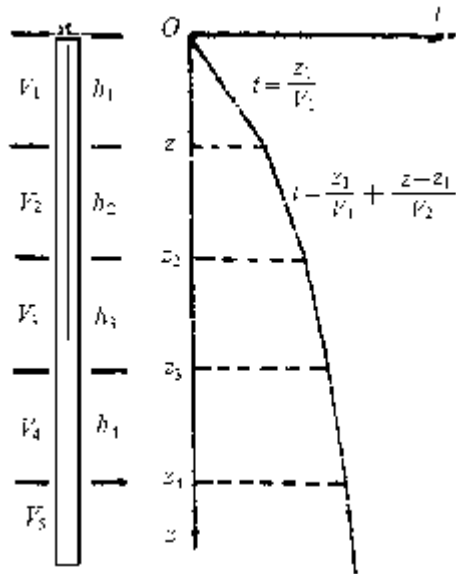


图 1.6.1 地震测井

$$\begin{aligned}
 t &= \frac{z_1}{V_1} + \frac{z_2 - z_1}{V_2} + \frac{z_3 - z_2}{V_3} + \dots + \frac{z - z_{n-1}}{V_n} \\
 &= \frac{z_1}{V_1} + \sum_{i=3}^n \frac{z_{i-1} - z_{i-2}}{V_{i-1}} + \frac{z - z_{n-1}}{V_n}
 \end{aligned}
 \tag{1.6.1}$$

图 1.6.1 为多层介质的透射波垂直时距曲线图。由图可知，利用垂直时距曲线的折点，可以确定相应地层的厚度，根据折线各段的斜率，能求出各层的层速度 $V_i = \frac{\Delta h}{\Delta t}$ ，进一步就得到地震波在不同深度 H 以上的地层平均速度 V_m ，即

$$V_m = \frac{H}{t} = \frac{h_1 + h_2 + \dots + h_n}{t_1 + t_2 + \dots + t_n} = \frac{\sum_{i=1}^n h_i}{\sum_{i=1}^n h_i / V_i}
 \tag{1.6.2}$$

其中， h_i 为第 i 层的厚度， $t_i = \frac{h_i}{V_i}$ 为第 i 层中透射波的单程传播时间， V_i 为第 i 层的层速度。

6.1.2 资料采集

1. 仪器设备

在工程地震测井中，主要采用的仪器设备有地面记录仪器，常用 6~24 道的工程数字地震仪以及转换面板（器）；井下带推靠装置的检波器，一般为单分量、两分量或三分量。多分量检波器主要用于纵、横波测量；激发装置以及信号传输用电缆和简易绞车等。测量系统参见图 1.6.4。

2. 激发

1) 地面激发

常用的激发方式包括，锤击、落重、叩板（横向击板）和炸药等方式。当激发力方向与地面垂直时，可激发出 P 型和 SV 型的透射波；当激发力方向与地面水平时，可激发出 SH 型的透射波。参见图 1.6.4。

2) 井中激发

激发震源主要为炸药震源，电火花震源和机械振动震源。当激发力的主要方向与井垂直时，可激发出 P 和 SV 型的透射波；当激发力的主要方向与井平时时，可激发出 SH 型的透射波。

在使用炸药震源时，为不破坏井壁，要求药量要尽可能的小，一般为几克~几十克。图 1.6.2 为美国柏森公司制造的一种井中横波锤震源，属于机械振动式震源。用于产生 SH 型透射横波，工作过程为，将其放入井中，用

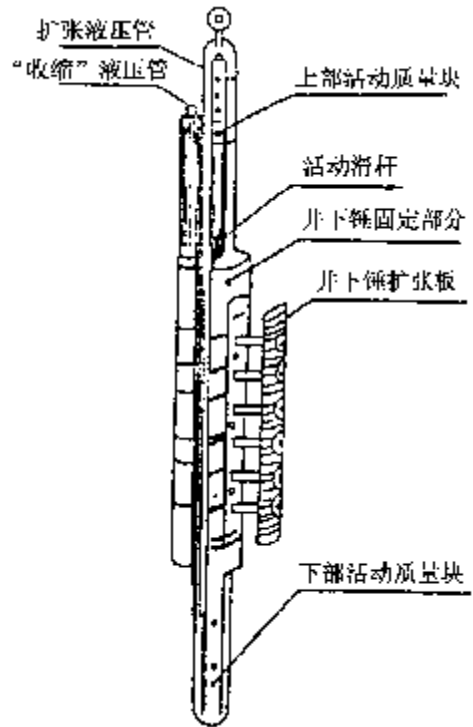


图 1.6.2 钻孔横波锤结构图

将其放入井中，用

液压的办法使其中的液压推靠板伸向井壁，使横波锤固定在井中的激发点位上，再用小绞车把锤拉起或落下，以产生锤击激发的效果。锤击的方向可以向上和向下，以便产生两个相位相反的横波信号。

有关震源的详情参见第三章和第四章中的相关部分。

3. 接收

1) 井下检波器

井下检波器的功能为拾取地震波引起的井壁振动，并转换为电信号，通过电缆送给地面记录系统。一般要求其具有耐高温、耐压和不漏电等性能。核心部分一般为机电耦合型的速度检波器，又称为换能器。对于单分量而言，其方位可以是垂直或水平放置（与地面相对而言）；对于两分量而言，换能器方位互为 90° 角放置，即一个垂直一个水平；对于三分量而言，三个换能器方位互为 90° 角，即按 $x-y-z$ 方向放置，井中两个水平分量 (x, y)，一个垂直分量 (z)。

为了使井下检波器与井壁耦合效果好，常在检波器上设计一推靠装置。常见的推靠装置有气囊式，固定的弓形弹簧式，可收缩的液压或电动式（单臂或双臂）。图 1.6.3 给出的是一个采用简单气囊式推靠装置的三分量检波器的 PS 波测井系统。

2) 接收方式

对于地面激发，井中接收而言，测量顺序一般为从井底测到井口。并要求有重复观测点，以校正深度误差。接收点间距一般为 1m 至 10m，可根据精度要求选择，也可采用不等距测量。

对于地面井旁浅孔接收，井中激发，工作过程和要求与上文一致，只是激发和接收换了一个位置。

地面记录仪器因素的选择基本与反射波法一致。但因在测井中，我们只需要的是初至波，所以仪器因素的选择应以尽可能突出初至波为标准。此外，为压制或减轻干扰，要求井下检波器与井壁耦合要好，检波器定位后要松缆以及震源与井口保持一定距离。

有关地震测井的激发与接收的各种方法示意图见图 1.6.4。

4. 干扰波

在地震测井中，主要的干扰波有电缆波，套管波，井筒波（又称为管波）以及其它噪声等。然而，对于透射的初至波造成干扰的主要干扰波为电缆波和套管波，下面简要介绍其特点。

1) 电缆波

电缆波是一种因电缆振动引起的噪声。引起电缆振动的原因包括地表井场附近或井口的机械振动以及地滚波扫过井口形成的新的振动。在工程测井中，电缆波可能出现在初至区，从而影响初至时间的正确拾取。当检波器推靠不紧时，最易受到电缆波的干扰。如图

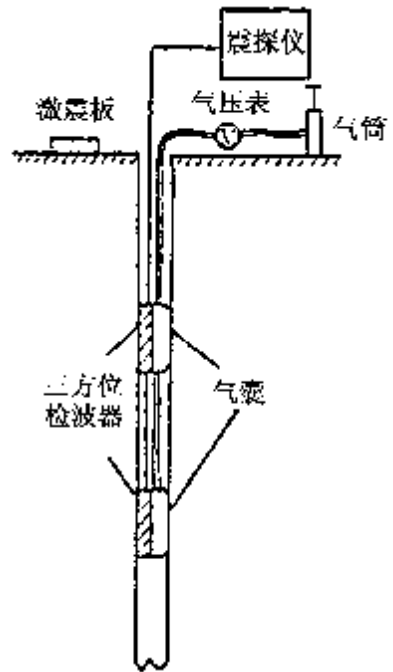


图 1.6.3 地震 PS 测井示意图

1.6.5 所示。

电缆波沿电缆传播的速度取决于电缆本身的结构，对于常用的多芯屏蔽电缆，国外有人测得其速度是 2500~3500m/s。

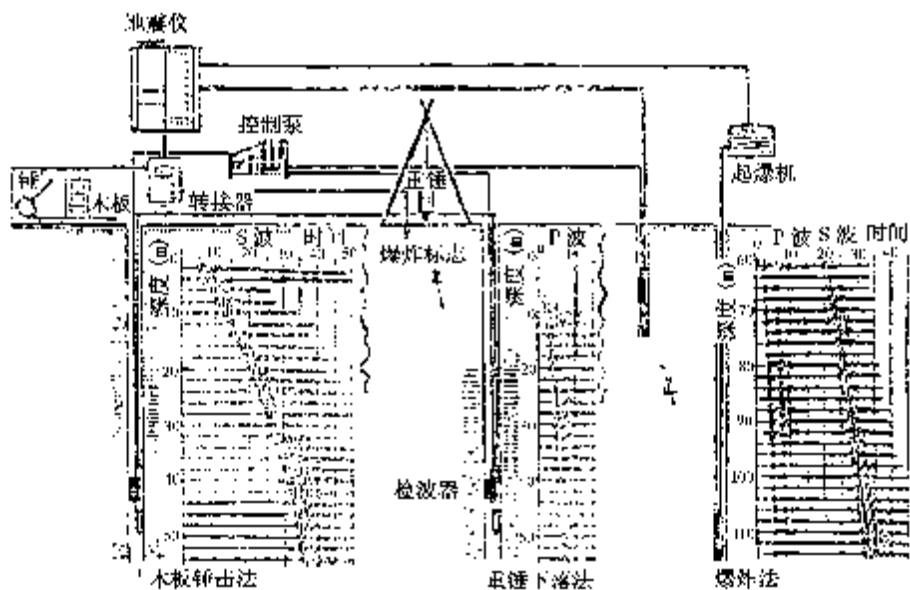


图 1.6.4 地震测井的各种方法

克服电缆波的方法有：① 推靠耦合好；②适当松缆（如 0.3~1m）；③减少地面振动（包括井口）；④尽量在地面设法（如挖隔离沟等）克制面波对井口的干扰。

2) 套管波

在下套管（钢管）的井中测量时，要求套管和地层（井壁）胶结良好（一般用水泥固井），否则，透射波将在胶结不良处形成新的沿套管传播的套管波。由于套管波的速度一般高于波在岩土中传播的速度。因此，它将对胶结不良的局部井段接收到的初至波形成干扰。如图 1.6.6 所示。图中 AB 井段，井胶结，整个初至波被速度达 5200m/s 的套管波所取代。BC 井段，因胶结不良，初至波谷变化不定，与 CD 井段相比，显然 CD 井段胶结良好，初至波稳定。

研究表明，套管波对纵波干扰严重，对转换波（SV）和横波（SH）影响较小。克制的办法是提高固井质量或采用能迅速衰减套管波的薄壁塑料管，并用砂或油砂石回填，使套管和原状土良好接触。后期采用滤波的方式进行压制。

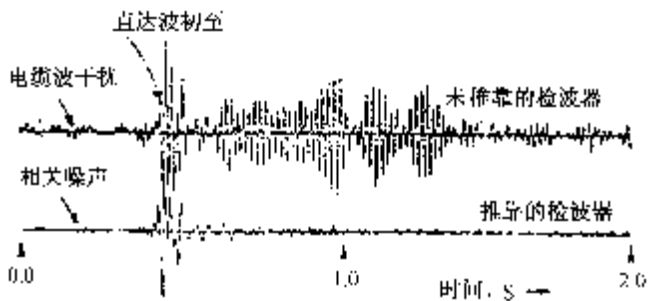


图 1.6.5 电缆波的干扰

6.1.3 资料的处理解释

1. 初至拾取及井源距校正

1) 初至拾取

不论是 P 型还是 SH 型的初至波, 拾取时间位置均为起跳前沿。拾取方法通常为人工或人机联作拾取。对于受到干扰的初至波, 可在滤波后拾取, 在滤波处理无效的情况下, 也可拾取初至波的极大峰值时间, 并经一定的相位校正后作为初至时间。对于 SH 型横波, 可采用正反两次激发所得的两个横波记录用重迭法拾取其初至时间。

2) 井源距校正

如图 1.6.7 所示, 从地震测井记录上读取的透射波初至时间 t_c 。由于炮点与深井之间有一定距离 d , 从炮点到检波器的射线路径并不是垂直的, 如果地下为均匀介质, 则 t_c 是透射波沿 CA 传播的时间, 而

$$CA = \sqrt{(H - h_c)^2 + d^2}$$

其中, h_c 为炮井深度, d 为炮井到深井之间的距离, H 为检波器的沉放深度。

要把透射波沿 CA 传播的时间 t_c 换算为沿井壁 BA 传播的垂直时间 t_0 由图 1.6.7 可知

$$t = t_c \cos a = \frac{t_c (H - h_c)}{\sqrt{(H - h_c)^2 + d^2}} \quad (1.6.3)$$

根据上式, 把每个观测点的初至时间 t_c , 都换算为沿井壁传播的垂直时间 t , 然后将 t (或 $t_0 = 2t$) 和对应的深度 H , 绘在 $t-H$ 坐标图上, 就得到透射波垂直时距曲线图, 如图 1.6.8 所示。

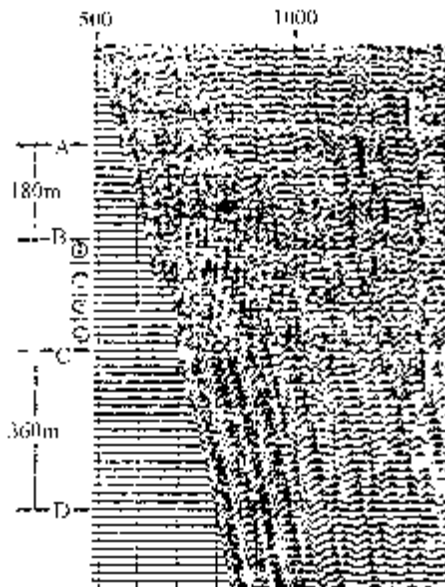


图 1.6.6 套管波的干扰

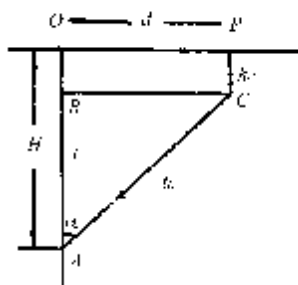


图 1.6.7 井源距校正示意图

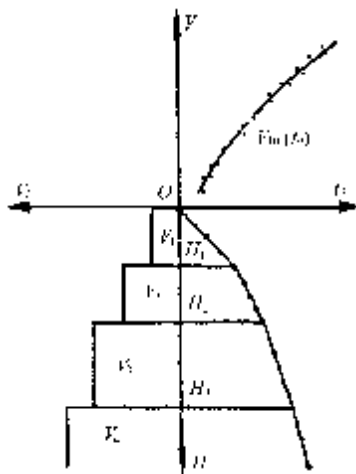


图 1.6.8 综合速度柱状剖面图

2. 速度计算及成图

1) 层速度计算

先根据垂直时距曲线上, 观测点的分布规律按折线段分层, 折点与分界面位置相对应, 各段直线的斜率倒数就是对应层的层速度 V_i , 即

$$V_i = \frac{\Delta H_i}{\Delta t_i} = \frac{H_i - H_{i-1}}{t_i - t_{i-1}} \quad (1.6.4)$$

或直接按两测点的间距除以两测点的时差, 计算出间隔层速度, 并按间隔层速度的变化进行速度分层。计算出层速度后, 绘在 $V_i \sim H$ 坐标图上 (如图 1.6.8 所示), 可得到速度分布图。

2) 平均速度计算

由垂直时距曲线上的 t 和对应的 H , 根据公式

$$V_m = \frac{H - h_c}{t} \quad (1.6.5)$$

计算平均速度 V_m , 然后把 V_m 和对应的 t_0 ($t_0 = 2t$) 绘在 $V_m \sim t_0$ 坐标图上, 得到 $V_m(t_0)$ 曲线, 如图 1.6.8 所示。由于实际地层并不是均匀介质, 所以地震波传播的速度是空间的函数, 沿不同射线传播的地震波, 其传播速度是不同的。真实的地震波速度应该是沿射线传播的速度, 这种速度称为射线速度。

在有井源距的地震测井中, 可以得到近似射线平均速度, 即

$$V_{mr} = \frac{CA}{t_c} = \frac{\sqrt{(H - h_c)^2 + d^2}}{t_c} \quad (1.6.6)$$

由上式计算出的射线速度, 因用直线代替了折射线或曲射线, 所以是一种近似的射线平均速度。

3) 成图

把垂直时距曲线、层速度曲线 (和平均速度曲线) 绘在一张图上, 这种图叫做综合速度柱状剖面图。如图 1.6.8 所示。图 1.6.9 为一实际 P 波和 SH 波测井综合速度柱状剖面图。

P 波和 SH 波地震测井资料主要用于解决两个方面的问题:

- ① 解决反射波法资料解释中的层位标定、岩性划分和时深转换等问题。
- ② 解决工程地质或地震工程等中的应用性问题。

有关第②个问题我们将在本章的第四部分介绍。

6.2 井间的透射

这类测量方式需要两口或两口以上的钻井。它分别在不同的井中进行激发和接收。所利用的信息仍为透射的初至波。此时的初至波中除直达波外, 还可能包含折射波 (当井间距离较大时)。从方法上考虑, 一般分为两种, 一为跨孔法, 一为井间 CT (或称为跨孔 CT) 法。下面我们分别简述其方法技术。

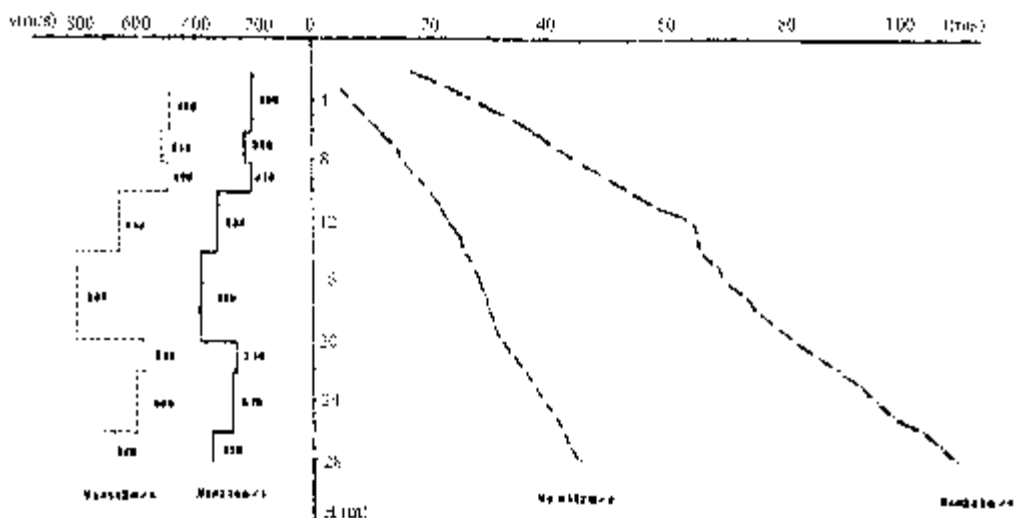


图 1.6.9 北京地铁 XX 孔 P—S 波测井成果图

6.2.1 跨孔法

有人又称它为平均速度法，这是因为当震源孔与接收孔之间距离较大时（如几十米），接收的初至波中可能既包含了直达波也包含了折射波，由此求得的速度将是孔间地层的某一平均速度，它包含了地层内部和某一折射层的信息。

跨孔法可以用来测量钻孔之间岩体纵、横波的传播速度、弹性模量及衰减系数等，这些参数可用于岩体质量的评价。图 1.6.10 是跨孔法测量的示意图，它在一个钻孔中激发，在另外两个钻孔中接收弹性波。由于钻孔之间的距离为已知，可利用同一地震波的不同到达时求取其传播速度。

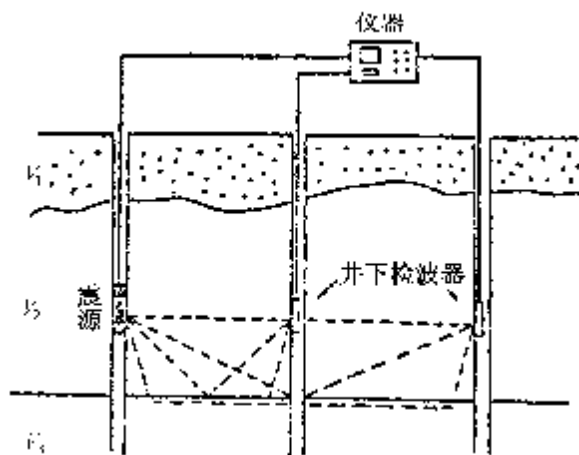


图 1.6.10 跨孔法示意图

检波器采用井中三分量固定式检波器，可分别接收 P 波和 S 波。为避免干扰和保证接收的波有足够的能量，通常钻孔之间距离较小（一般为几米~十几米）。若钻孔倾斜，在计算时必须进行校正，以确保计算速度的精度。

速度计算公式为

$$\left. \begin{aligned} V_P &= \frac{x}{\Delta t_P} \\ V_S &= \frac{x}{\Delta t_S} \end{aligned} \right\} \quad (1.6.7)$$

式中 x 为两接收孔间同一水平测点间距, Δt_p 和 Δt_s 为 P 波和 SH 波到达两检波器的时差。

根据各测点的速度计算结果, 可获得一随深度变化的速度剖面图。

有关记录仪器、激发与接收方式及要求等情况与地震测井基本一致。此处不再重复。

6.2.2 井间 CT 法

该方法主要包括两部分内容, 第一是满足 CT 成像要求的资料采集方法; 第二是透射 CT 成像技术。下面分别简述之。

1. 资料采集

由于是在井中激发和接收地震透射波, 所利用的信息仍是初至波, 因此, 对仪器设备、激发和接收的方式及要求基本与地震测井相同。不同的是井中的激发点是多个, 即从井底按一定间距激发至井口; 另一井的接收用检波器也往往不是一个, 而是按一定间距设置的检波器组, 每激发一次, 不同接收点位的多个检波器同时接收。为满足 CT 成像的技术要求, 激发井和接收井采集一次后, 激发和接收排列要互换井位再采集一次。以保证信息场的完备。

2. 透射 CT 成像技术

透射层折成像原理可表示为:

$$t_i = \int_{S_i} \frac{dS}{V(x, z)}, \quad (i = 1, 2, 3, \dots, N)$$

其中 t 为透射波旅行时, $V(x, z)$ 为透射波在地层中的传播速度, S_i 为射线路径。求解上式可得到 $V_i(x, z)$, 由此建立的地层速度结构, 即为成像。这种以透射波旅行时求地层剖面的速度结构是比较标准的地震层析问题。

透射 CT 成像的技术路线如图 1.6.11 所示。由于初至波可能既包含了直达波又包含了折射波, 因此需采用直射线和弯曲射线相结合的 CT 方法。

图 1.6.12 和图 1.6.13 给出的是某地厂区跨孔 CT 成像的实例成果。其中 T_{622} 、 T_{630} 、 T_{628} 为三孔的孔位, 孔间距均为 82m。激发排列和接收排列分别交换于三个孔, 点距均为 5m。震源为 2—4 万焦耳的电火花震源。共获得 277 张有效记录, 含 3324 条射线。其激发和接收点位以及射线路径如图 1.6.12 所示。CT 成像结果如图 1.6.13 所示。由图可见, 孔间的低速异常和高速异常区展布清晰。为孔间地层的岩性划分, 岩土分类, 以及构造和地层的解释提供了可靠的资料。

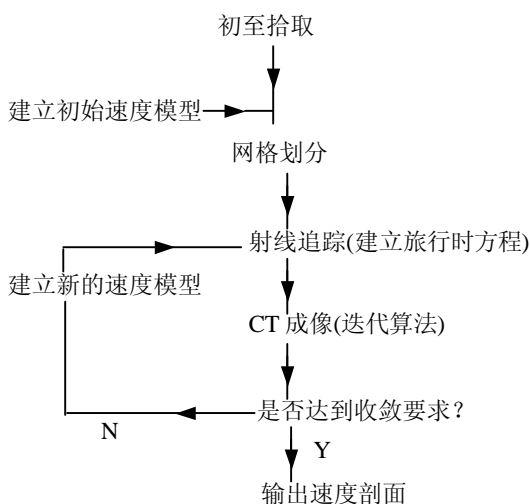


图 1.6.11 透射 CT 技术路线

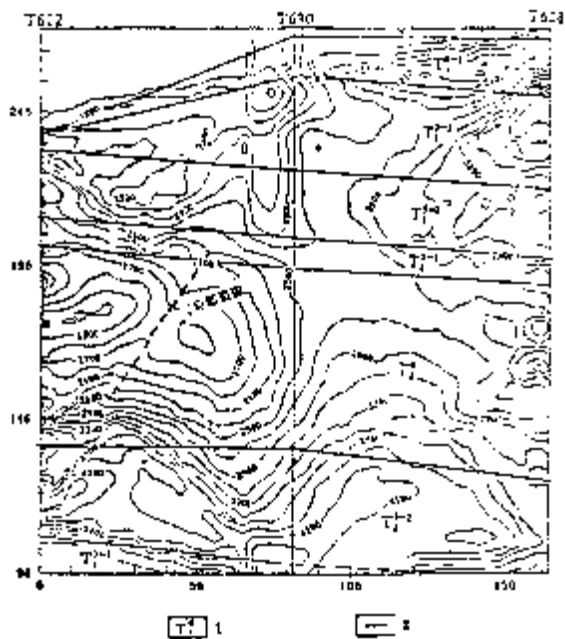


图 1.6.12 激发、接收点位以及射线路径图

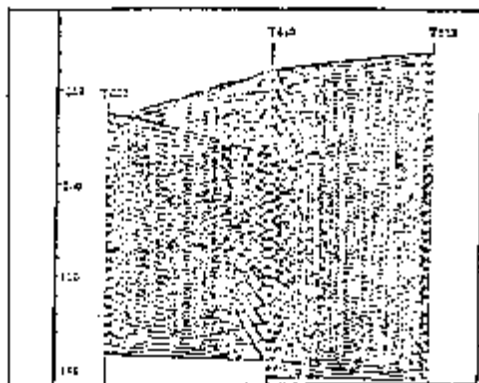


图 1.6.13 某地厂区跨孔 CT 成像结果及地层对比

1-地层代号; 2-钻孔柱状图的地层分界线

6.3 地面凸起介质的透射

对于地面凸起介质的勘查思路与井间透射法思路基本一致,但激发和接收所需的仪器设备完全采用地面地震勘探所用的仪器设备。检波器一般采用单分量的纵波或横波检波器。

对于规则形体的凸起物,当剖面线内的厚度较小时,可采用直达波的思想计算其凸起介质的速度分布,其作法类似于跨孔法,也可采用透射 CT 的思想反演其速度分布场;对于不规则形体的凸起介质,如坡度较大的岩土山梁等,一般采用透射 CT 技术进行速度成像。有关方法技术见前文所述。

实际应用结果如图 1.6.14 所示。其采集方式为在山梁的两侧分别布设激发和接收排列,点间距均为 10m。其成像结果与常规方法的勘探结果(见图 1.6.15)相比基本一致,但其精度更高。

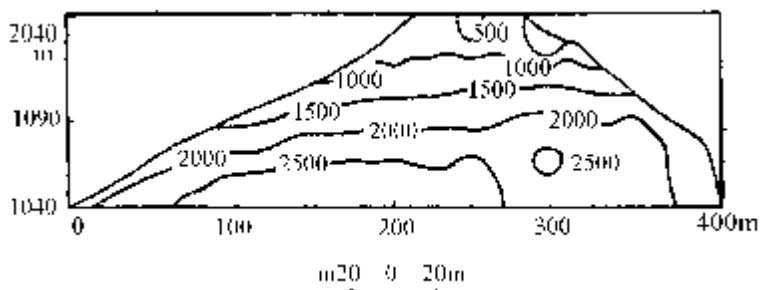


图 1.6.14 陕北某隧道透射 CT 速度等值线剖面

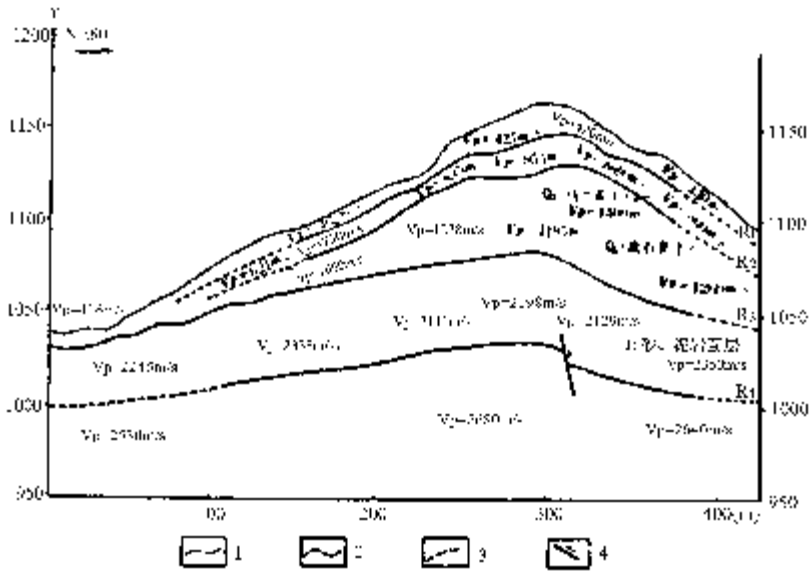


图 1.6.15 陕北某隧道折射和反射综合解释深度剖面
1-地形线；2-可靠分界线；3-推测分界线；4-断层

6.4 速度的应用

6.4.1 动弹性参数的计算

根据本篇第一章给出的完全弹性体的动弹性参数计算公式，可计算出近似的岩土介质的动弹性参数，其中工程中最常用的参数为杨氏模量 E ，剪切模量 m 和泊松比 s 。常见岩土介质的弹性参数见表 1.1.7。

需要注意的是，在实际评价一个岩体或基础时，有时除了测定其动弹模数据之外，还会测定一部分静弹模的数据。由于两者测量条件和方法不同（前者是在高速率加载和低应变水平的基础上测量，其应变与应力可近似服从线性条件；而后者的工作条件却和上者相反，因此，不可避免地会出现非线性现象，特别是对土和软弱层这种非线性现象就更严重），所得到的结果亦有一定的差别。如果把动弹模测量数据推广到静弹模上去是不可靠的，甚至会产生错误的结果。

下面以我国南方某坝基的动、静弹模资料为例（见表 1.6.1），介绍两者之间关系式的建立（表中完整性系数 K 是该处风化破碎岩体波速 V' 和完整新鲜岩体波速 V 的比值，即 $K = V'/V$ ，是用来衡量岩体破碎程度的参数）。

从资料可看出，动弹模 E_m 和静弹模 E_s 两者之间呈非线性关系，但若将其绘制在双对数坐标系中，则近似地呈一条倾斜直线，如图 1.6.16 所示。

这表明 E_m 与 E_s 间在对数坐标系中存在如下线性函数关系

$$\lg Y = b \lg x + \lg C \quad (1.6.8)$$

这样就可以利用一元线性回归建立关系式。假定我们所求的经验公式是

$$E_s = CE_m^b \quad (1.6.9)$$

取对数，便得

$$\lg E_s = b \lg E_m + \lg C \quad (1.6.10)$$

并可求得

$$b = 2.3; C = 0.00363$$

于是得到该区动、静模量换算的经验公式为

$$E_s = 0.00363 E_m^{2.3} \quad (1.6.11)$$

对于不同地区可用不同的方法求出相类似的关系式。

表 1.6.1 我国南方某坝基的动、静弹模资料

点号	E_m ($\times 10^4 \text{kg/cm}^2$)	E_a ($\times 10^4 \text{kg/cm}^2$)	岩体地质描述	
1	15.8	2.6	完整性系数 K=0.51	青灰—深灰色石英砂岩。岩石坚硬，裂隙极为发育，局部形成密集带，将岩石切割成菱形小块，使岩石显得极为破碎。 此试段试点可代表本坝址左岸弱风化带岩石及裂隙密集带
2	19.6	2.7	K=0.56	
3	21.9	5.7	K=0.59	
4	23.9	3.5	K=0.59	青灰—深灰色石英砂岩呈中厚层状，较坚硬，裂隙发育，局部深受断层影响，岩石破碎厉害。此试段代表坝址左岸143~145m 高程弱风化带。
5	24.9	6.3	K=0.61	
6	28.3	6.3	K=0.65	
7	65.7	42.6	K=0.87	
8	78	65.5	K=0.91	青灰—深灰石英砂岩，大部分已角岩化或硅化，岩性致密坚硬较完整。北东及北北西两组张性裂隙发育。此段位于微风化带
9	73.8	72.5	K=0.92	

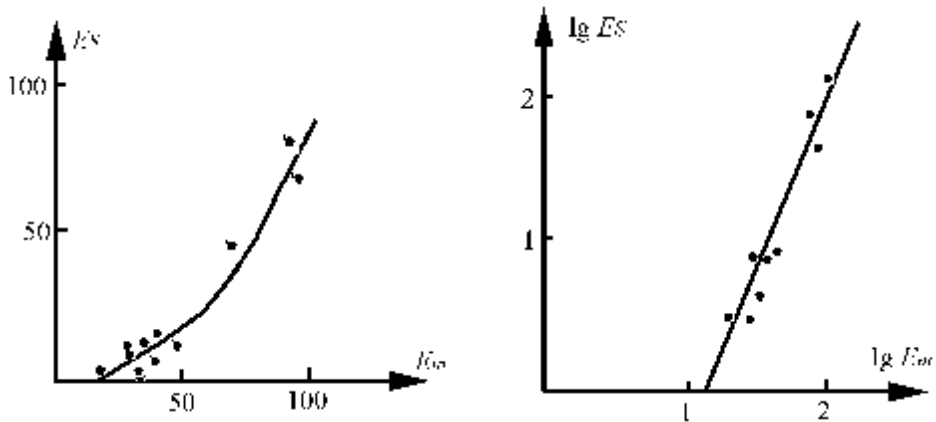


图 1.6.16 动、静弹模关系曲线

6.4.2 划分岩土性质和岩体质量分类

根据有关资料认为可以利用纵波和横波两者的速度比(V_p/V_s)来粗略的划分岩土的特性。如图 1.6.17 所示。

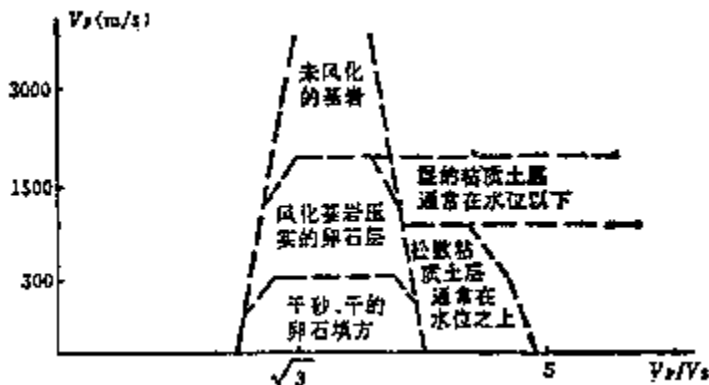


图 1.6.17 V_p/V_s 和 V_p 与土质的关系

- (1) 当 V_p/V_s 约等于 $\sqrt{3}$ ，且纵波速度 V_p 值较高时，说明是未风化的基岩。
- (2) 当 V_p/V_s 约等于 $\sqrt{3}$ ，而 V_p 值低，主要表示是砂或卵石。
- (3) 当 V_p 值低，而 V_p/V_s 高，表示经常处于水位以上的粘性土壤。
- (4) 当 V_p 接近于水的速度 (1500m/s 左右)，而 V_p/V_s 值高时，可能表示水位以下的软粘土。

此外还可根据 V_p 速度，计算岩石风化系数，对岩体的风化程度进行描述。其公式为

$$f_s = \frac{V_{P未} - V_{P风}}{V_{P未}} \quad (1.6.12)$$

显然， f_s 越大，岩体风化程度越小。

横波速度一般是和物质的刚度有关，对粘土层由于饱和水的不可压缩性使其纵波速度升高，对横波速度则影响不大。

如果采集岩土标样在室内进行动弹性参数测定时，则波速和弹性参数之间的计算公式需要根据岩土标样的形状不同而作相应的变化。有关这方面内容，可参阅岩石标本测试的专门论述，此处从略。

在工程地基等勘察中，还常用横波速度 V_s 对岩石进行分类，在 1989 年颁布的建筑抗震设计规范中提出了用 V_s 对建筑场地分类的标准，如表 1.6.2 所示 (表中 d_s 为土层厚度)。

表 1.6.2 根据 V_s 建筑场地分类标准

场地岩土类别		横波速度 V_s 的平均值(m/s)	场 地 分 类			
			I	II	III	IV
坚硬场地		$V_s > 500$	$d_s = 0$			
中 等	中硬	$500 \geq V_s > 250$	$0 < d_s < 9$	$d_s > 9$		
	中软	$250 \geq V_s > 140$	$0 < d_s \leq 3$	$3 < d_s \leq 80$	$d_s > 80$	
软弱场地		$V_s \leq 140$	$0 < d_s \leq 3$	$3 < d_s \leq 9$	$9 < d_s \leq 80$	$d_s > 80$

还有用剪切模量和其它参数进行分类的，目前还没有全国性的统一标准，需要进一步总结经验来逐步完善。

另外，为了合理地设计工程结构和选择施工方案，在地质工程中必须对围岩的工程力学性质进行正确的分类。除了按传统的地质方法分类外（见表 1.6.3），还可用地震波（或声波）的波速来分类。这种方法简单易行，但是各系统、部门的划分标准很不统一，有待于进一步的工作并作出统一的标准。现给出工程兵某部和铁道部门某些单位的分类法，见表 1.6.4 和表 1.6.5 以供参考。

表 1.6.3 岩土地质划分标准

分类	开 挖 面 上 岩 石 的 特 性			
	砾 岩	凝灰质砾岩	砂 岩	泥 岩
I ₁	明显风化，砾石与填充物分离，呈褐色的松散砂砾和砂土状	裂隙在 5 厘米以下，缝中充有砂土，悬崖和沉积层的交界附近呈砂砾状，界面大多不新鲜，岩片呈淡黄色到灰色，比较硬	裂隙间隔在 5 厘米以下，呈开口状，充有砂土。颜色为淡褐灰色到灰色，比较硬	裂隙间隔在 1 至 3 厘米以下。脆弱。断层附近有压碎的鳞片状淡赤褐色粘土
I ₂	受到风化呈淡褐色，用手能取出砾石、偏率裂隙发达的压碎部分	裂隙间隔为 5 厘米左右，呈开口状，夹有一部分粘土和砂土，岩片全部风化，呈淡黄灰色，比较坚硬	无层理，跟泥岩成互层状，裂隙间隔为 5 厘米左右，呈开口状，全部风化呈淡灰到淡褐灰色，互层部分的泥岩脆弱，砂岩的岩片比较硬	裂隙的间隙约为 3 至 5 厘米与砂层互层，同砂岩层。层理发达的泥岩沿着层理面容易剥离，一般较脆弱
II ₁	裂隙间隔 10 至 20 厘米，沿裂隙的广阔范围与砾岩周围是褐色带。用锤敲击 1 到 2 次就可分离	裂隙间隔 5 至 10 厘米左右，呈开口状，岩块全风化呈淡黄灰色到淡灰色，硬	裂隙间隔约 5 至 10 厘米，呈开口状，沿着裂隙有相当的风化，岩块呈淡灰色，硬	层理面和裂隙间隔约 5 至 10 厘米，沿裂隙面风化呈褐色带，沿层理面易剥离
II ₂	裂隙间隔约 15 至 30 厘米，沿裂隙和砾岩的周围部分呈淡褐色。用锤敲击数次砾岩可分离	裂隙间隔约 10 至 20 厘米，裂隙部分开口，沿裂隙风化有粘土存在	呈灰色、浅灰色无层理的砂岩。裂隙间隔约 10 至 20 厘米，裂隙有部分空隙，岩块坚硬	无层理的泥岩，裂隙间隔约 10 至 20 厘米，沿裂隙呈淡褐色，岩块新鲜时呈灰色—淡绿色
III ₁	新鲜砾石呈灰色—淡绿色。裂隙间隔约 30 至 50 厘米	裂隙间隔约 20 至 30 厘米，在裂隙处能看到空隙。沿裂隙稍有风化，新鲜岩块坚硬，呈淡绿色	灰色无层理的砂岩，裂隙间隔为 20 至 30 厘米，裂隙有一部分空隙，新鲜岩块坚硬	岩相同上，为无层理状态，裂隙间隔约 15 至 30 厘米，新鲜岩块坚硬，呈暗灰—淡灰色
III ₂	同上几乎一样，裂隙间隔约 30 厘米左右	不适用	岩质的风化程度与上述大致相同，裂隙间隔在 30 厘米以上，裂隙较密	岩相与风化程度同上，裂隙间隔在 30 厘米以上

表 1.6.4 工程兵某部利用 V_p 和 K 对岩体分类表

岩性 性质 类别 V_p (km/s)	完整性	好的	比较好的	差的
	K	>0.75	$0.75\sim0.45$	<0.45
坚硬岩石 >5.5	I 坚硬完整岩体	II_1 坚硬而比较完整的岩体	III_1 坚硬而完整性差的岩体	
比较坚硬岩石 $3.5\sim5.5$	II_2 比较坚硬完整	III_2 比较坚硬， 完整性较好的岩体	IV_1 比较坚硬， 完整性差的岩体	
软岩石 $1.5\sim3.5$	III_3 软岩石， 完整性好的岩体	IV_1 软岩石，完整性 较好的岩体	V 软岩石， 完整性差的岩体	

表 1.6.5 铁道部门某些单位对围岩的 V_p 分类原则

围岩类别	VI	V	IV	III	II	I
V_p (km/s)	>4.0	3.5	3.0	2.0	1.5	<1.5
K	>0.8	$0.8\sim0.6$	$0.6\sim0.4$	<0.40		
岩性及其结构	块状或厚层结构，无夹层，节理不发育	中厚层，少量夹层，节理发育	薄层，多量夹层，节理发育呈碎裂状	卵石土，老黄土有断层等影响，呈松散状	粘土，强裂断层带，呈松散状	细砂断层泥等，松散状

6.4.3 判别地基砂土的“液化”

所谓“液化”是指砂土在一定条件下由原来的状态转变为液态的物理作用过程。如饱和水状态下的砂层受到振动力的作用之后，它的结构会发生变化，固体颗粒间接触点的应力要降低，而其中孔隙水的压力会上升，也就是说固体颗粒间的应力转移到孔隙水的压力中去了。当孔隙水压力上升到与观测点上方覆盖层的应力相等时，其固体颗粒将处于悬浮状态，此时，砂土层的抗剪强度为零，一般称它为“液化”。“液化”作用使砂土变成了粘滞流体，造成建筑物的下沉或倾斜，桥台偏移，岸坡滑动等灾害。因此，研究地基的液化问题，判断和评价饱和砂土的液化是一个非常重要的实际问题。

目前判断液化的方法大致可分为“经验法”和“对比法”两类。“剪切波速度法”（又称循环应变法）是属于对比法中的一种。其基本原理是将地基在地层力作用下产生的剪应变 r_c 和抗液化的临界剪应变 r_l 作对比。

若： $r_c < r_l$ 可认为地基不会液化，

$r_c > r_l$ 则地基可能液化。

其中： r_l 是一个力学参数指标，一般为 $10^{-2}\% \leq r_l \leq 2 \times 10^{-2}\%$ 。

而 r_c 和横波速度密切相关，一般可表示为

$$r_c(\%) = G \cdot \frac{a_{\max} \cdot z}{V_S^2} \cdot g \quad (1.6.13)$$

式中, r_c 为地层力作用下砂土层中某点的剪应变;

G 为和相应最大切应变等有关常数;

z 为层中计算点的深度;

V_S 为层中横波速度;

a_{\max} 为地震时地面最大加速度;

g 为深度 z 以上砂土层容重。

其中容重可通过简单的实验方法求得; 而常数 G 也可通过试验取得, 地面加速度值 a_{\max} 对于人工地震可以通过试验确定, 对于天然地震可以参照烈度表查出; 因此只要测得横波速度值 V_S 就可算出相应的 r_c 值。从而可判断地基液化的可能性, 预防灾害事故的发生。此外, 还可参照下述规范标准利用 V_S 实测值进行饱和砂土液化的判别。

1. 天津 TB71—88 规范中 V_S 判别式

$$V_{scri} = K_V (d_s - 0.0133d_s^2)^{\frac{1}{2}} \quad (1.6.14)$$

式中, V_{scri} 为临界值; d_s 为饱和砂土中 V_S 测点的深度; K_V 为系数。当烈度为 7、8 度时, 分别取 42 和 60。

当实测值 $V_{si} < V_{scri}$ 时, 判别为液化, 反之非液化。

(B) 国家地震局工程力学所推荐的判别式

$$V_{scri} = K_V \left\{ \left[1 + 0.125(d_s - 3)d_s^{-0.25} - 0.05(d_w - 2) \right] \cdot \sqrt{3/P_c} \right\}^{0.2} \quad (1.6.15)$$

式中, V_{scri} 为临界值; d_s 为测点深度; d_w 为地下水深度; P_c 为砂土的粘粒含量, 小于 3 时取 3; K_V 为系数, 烈度为 7、8、9 时, 分别取 145、160 和 175。

当实测 $V_{si} < V_{scri}$ 时, 判别为液化, 反之为非液化。

6.4.4 其它岩土特性参数

1. 标准贯入锤击数 $N_{63.5}$

实测 $N_{63.5}$ 值的主要原理是利用钻具钻至试验土层标高以上 15cm 处, 放入标准贯入器, 用重量为 63.5kg 的穿心锤, 提升高度 76cm, 自由下落将贯入器竖直打入土层中 15cm, 以后再打入 30cm 的锤击数即是实测标准贯入击数 $N_{63.5}$ 的值。标准贯入击数 $N_{63.5}$ 值的大小主要用来判定土层的软硬程度。工程上用 $N_{63.5}$ 值可确定各种土层的承载力, 尤其是砂土层, 不易取出原状土样, 几乎都是用 $N_{63.5}$ 值来确定承载能力。

国内外的大量试验研究成果表明, 横波波速 V_S 与 $N_{63.5}$ 值的大小均反映着土层的软硬速度, 所以两者间存在着良好的相关关系, 根据实测的同一土层的 $N_{63.5}$ 和 V_S 数据, 经统计分析已得出的部分关系式如下:

1) 日本土质学会统计的关系式

$$\begin{aligned}
N_{63.5} &= 10^{\left(\frac{\lg V_S - 1.959}{0.337}\right)} & n &= 980, \text{ 无地质资料估算} \\
N_{63.5} &= 10^{\left(\frac{\lg V_S - 2.001}{0.292}\right)} & n &= 183, \text{ 冲积粘土} \\
N_{63.5} &= 10^{\left(\frac{\lg V_S - 1.906}{0.331}\right)} & n &= 151, \text{ 冲积砂土} \\
N_{63.5} &= 10^{\left(\frac{\lg V_S - 2.057}{0.294}\right)} & n &= 122, \text{ 洪积粘土} \\
N_{63.5} &= 10^{\left(\frac{\lg V_S - 1.988}{0.323}\right)} & n &= 198, \text{ 洪积砂土}
\end{aligned} \tag{1.6.16}$$

式中： n 为 $N_{63.5}$ 和 V_S 的数组数量。

2) 日本公路桥梁抗震设计新规程

$$\begin{aligned}
N_{63.5} &= 10^{\left(\frac{\lg V_S - 2.000}{0.333}\right)} & (N_{63.5} < 25), \text{ 粘土层} \\
N_{63.5} &= 10^{\left(\frac{\lg V_S - 1.9031}{0.333}\right)} & (N_{63.5} < 50), \text{ 砂土层}
\end{aligned} \tag{1.6.17}$$

(C) 国内统计的部分关系式

$$\begin{aligned}
N_{63.5} &= 10^{\left(\frac{\lg V_S - 1.8808}{0.413}\right)} & \text{ 武汉地区粘性土} \\
N_{63.5} &= 10^{\left(\frac{\lg V_S - 2.0086}{0.292}\right)} & \text{ 下辽河平原粘土} \\
N_{63.5} &= 10^{\left(\frac{\lg V_S - 1.959}{0.299}\right)} & \text{ 武汉地区砂类土} \\
N_{63.5} &= 10^{\left(\frac{\lg V_S - 1.8395}{0.40}\right)} & \text{ 下辽河平原砂类土} \\
N_{63.5} &= 10^{\left(\frac{\lg V_S - 1.934}{0.349}\right)} & \text{ 北京市砂类土}
\end{aligned} \tag{1.6.18}$$

3) 中科院工程力学所推荐的 V_S 与 $N_{63.5}$ ，以及与地层深度的关系式

① V_S 与标准贯入 $N_{63.5}$ 值的关系

$$V_S = 85.34 N_{63.5}^{0.348} \tag{1.6.19}$$

② V_S 与 $N_{63.5}$ ，地层深度 H 和土质类别的关系

$$V_S = 62.14 N_{63.5}^{0.219} H^{0.230} \begin{matrix} [1.000] \text{ 粘土} \\ 1.091 \text{ 细砂} \\ 1.029 \text{ 中砂} \\ 1.073 \text{ 粗砂} \\ 1.151 \text{ 砾砂} \\ [1.485] \text{ 砾石} \end{matrix} \tag{1.6.20}$$

从以上国内外统计的 V_s 与 $N_{63.5}$ 的关系式中可以看出，二者服从指数相关关系，即 $V = AN_{63.5}^B$ ，不同地区或同一地区不同性质的土层，系数 A、B 不同，所以 V_s 与 $N_{63.5}$ 的相关关系具有地区性和地层类别的属性。

4) $N_{63.5}$ 的应用

①判定砂土液化

根据《建筑抗震设计规范》GBJ11—89 中提出的判别式如下：

$$N_{cr} = 10[0.9 + 0.1(d_s - d_w)] \cdot \sqrt{3/P_c} \quad (1.6.21)$$

式中， N_{cr} ：临界值；

d_s ：标贯点深度；

d_w ：地下水位深度；

P_c ：粘粒的百分含量。

当实测 $N_{63.5}$ 值大于 N_{cr} 时，判为非液化，反之，液化。

②计算场地土的内摩擦角 φ

内摩擦角 φ 是反映土层抵抗剪切破坏的极限能力的指标。当 $\varphi \leq 45^\circ$ 时， φ 与 $N_{63.5}$ 存在如下关系：

$$\varphi = \sqrt{15N} + 15 \quad (1.6.22)$$

2. 卓越周期 T 和地震裂度增量 ΔI

利用地震纵横波速度可计算地基土层的卓越周期和地震裂度增量等参数，有关详情见本篇第 9 章。

7 瑞雷波法

瑞雷波法勘探的基本理论问题，包括波的产生以及波的运动学和动力学问题在本篇的第一章中已讨论。本章将从勘探方法技术角度介绍瑞雷波法勘探的有关问题，包括应用问题。

瑞雷波法勘探实质上是根据瑞雷面波传播的频散特性，利用人工震源激发产生多种频率成分的瑞雷面波，寻找出波速随频率的变化关系，从而最终确定出地表岩土体的瑞雷波速度随场点坐标 (x, z) 的变化关系，以解决浅层工程地质和地基岩土体的地震工程等问题。有关浅层层状介质的瑞雷波传播的理论问题在此从略，在讨论中我们只引用其结论，详情参见有关著作。

瑞雷波法根据其激发震源的不同，可分为稳态法和瞬态法两种，在本章中我们将分别介绍。根据前人的分析和总结，认为利用人工激发的瑞雷波可以解决如下几方面的具体浅层地质问题。

(1) 地层划分：通过对瑞雷波频散曲线进行定性及定理解释，得到各地层的厚度及弹性波的传播速度。

(2) 地基加固处理效果评价：通过实测地基加固前后的波速差异得到处理后的地基较处理前的物理力学性质的改善程度。

(3) 岩土体的物理力学参数原位测试：通过对实测资料的反演解释，可以得到岩、土层的S波速度、P波速度及密度等参数。

(4) 公路、机场跑道质量无损检测：利用人工激发的高频瑞雷波，可以确定路面的抗折、抗压强度及路基的载荷能力，以及各结构层厚度。该方法用于机场跑道及高等公路的另一项意义是实现质量随年代变化的连续监控。

(5) 地下空洞及掩埋物的探测：当瑞雷波的勘探深度与地下空洞及掩埋物的深度相当时，频散曲线会出现异常跳跃，据此可以确定其埋深及范围，这是瑞雷波勘探的独特优点之一。

(6) 饱和砂土层的液化判别：根据一定场地内的饱和砂土层的埋深，地下水位的深浅等地质条件，可以计算出饱和砂土层的液化临界波速值。

(7) 场地类型划分：通过面积性的瑞雷波探测，再结合微动观测，可以更可靠地划分场地类型，或更大范围的地震区划。

(8) 其它方面的应用：滑坡调查、堤坝危险性预测、基岩的完整性评价和桩基入土深度探测等。

和已有的浅层折射波法和反射波法相比，瑞雷波的独特之处是它不受地层速度差异的影响，折射波法和反射波法对于波阻抗差异较小的地质体界面反映较弱，不易分辨，尤其是折射波法要求下覆层速度大于上覆层速度，否则为其勘探中的盲层，瑞雷波法则不存在这类问题。但瑞雷波法的勘探深度受方法本身的限制，明显不如前两者，而纵横向分辨率又高于前两者。

7.1 勘探原理

瑞雷波沿地面表层传播，表层的厚度约为一个波长，因此，同一波长的瑞雷波的传播特性反映了地质条件在水平方向的变化情况，不同波长的瑞雷波的传播特性反映着不同深度的地质情况。在地面上沿波的传播方向，以一定的道间距 Δx 设置 $N+1$ 个检波器，就可以检测到瑞雷波在 $N\Delta x$ 长度范围内的波场，设瑞雷波的频率为 f_i ，相邻检波器记录的瑞雷波的时间差为 Δt 或相位差为 $\Delta\phi$ ，则相邻道 Δx 长度内瑞雷波的传播速度为：

$$\left. \begin{aligned} V_{Ri} &= \Delta x / \Delta t_i \\ \text{或} \quad V_{Ri} &= 2\pi f_i \Delta x / \Delta\phi_i \end{aligned} \right\} \quad (1.7.1)$$

在满足空间采样定理的条件下，测量范围 $N\Delta x$ 内平均波速为：

$$\left. \begin{aligned} V_R &= \frac{N\Delta x}{\sum_{i=1}^N \Delta t_i} \\ \text{或} \quad V_R &= 2\pi f_i N\Delta x / \sum_{i=1}^N \Delta\phi_i \end{aligned} \right\} \quad (1.7.2)$$

在同一测点测量出一系列频率 f_i 的 V_{Ri} 值，就可以得到一条 $V_R - f$ 曲线，即所谓的频散曲线或转换为 $V_R - I_R$ 曲线， I_R 为波长：

$$I_R = V_R / f \quad (1.7.3)$$

$V_R - f$ 曲线或 $V_R - I_R$ 曲线的变化规律与地下地质条件存在着内在联系，通过对频散曲线进行反演解释，可得到地下某一深度范围内的地质构造情况和不同深度的瑞雷波传播速度 V_R 值。另一方面， V_R 值的大小与介质的物理特性有关，据此可以对岩土的物理性质做出评价。

7.2 资料采集

7.2.1 稳态法

资料采集中使用一套幅值和频率可控的非炸药震源进行激发，通过改变震源的频率来调节探测深度。记录仪器仍为数字地震仪，在陆地上仍采用垂直速度检波器接收。下面就采集中的激发与接收的方式及要求等进行介绍。

1. 激发

激发震源主要有两类，一是电磁式激振器。另一是机械偏心式激振器。目前国内常以第一类激振器为震源。参见本篇第三章。以第一类激振器为代表的震源主要有两种：第一种为 RL-I 激振系统，其主要技术指标为：

- ①工作频率：1Hz—10KHz。
- ②输出电流及最大功率为 20A，400W。
- ③输出波形为：等幅正弦波和变幅正弦波。

第二种为日本产 GR-810 (或 GR-820) 仪器系统中的激振系统, 其主要技术指标为:

- ①工作频率: 0.001~999Hz。
- ②输出功率为 1~2KW。
- ③输出波形为等幅或变幅正弦信号。

采用 RL—I 激振系统的野外观测方法参见图 1.7.1。

激发方式可以是单边、双边或中点激发, 并保持一定的偏移距。激发频率一般采用降频扫描方式。其频率范围和间隔的选择应根据勘探深度、精度和分辨率的要求确定。一般而言, 勘探深度越大, 扫描频率越低; 精度要求越高, 频点间隔越密。

2. 接收

接收排列的布置见图 1.7.1。每次激发时, 接收点不能少于两个。每个接收点一般为单个检波器接收。从观测的角度考虑, 又可分为定点测量和剖面观测两种。对于剖面测量一般采用纵测线观测系统。接收时, 道间距 Δx 一般为等间隔, 按采接率的要求

$$\Delta x \leq \frac{I_R}{2} = \frac{V_R}{2f} \quad (1.7.4)$$

或至少应满足 $\Delta x \leq I_R$ 。

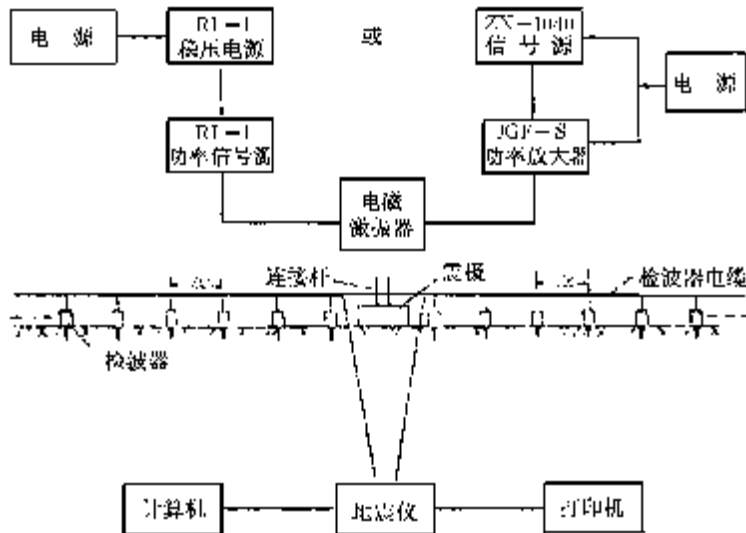


图 1.7.1 野外工作布置图

有关检波器埋置方法和要求与反射波法基本一致。需要指出的是由于瑞雷波勘探的特殊性, 接收时应采用不同自然频率的检波器, 一般为几赫芝~100 赫芝, 视激发频率和分辨率的要求而定。

7.2.2 瞬态法

该方法采用锤击或炸药震源激发瑞雷波, 在地面按一定方式用垂直速度检波器接收, 并根据波场的频散特性, 求取 V_R 速度分布场。

瞬态法现场工作布置如图 1.7.2 所示, 图中 M 点为测试点, 两检波器距离为 Δx , 为了

使得两检波器接收的信号有足够的相位差，除满足采样定理外， Δx 还应满足下式：

$$\frac{I_R}{3} < \Delta x < I_R \quad (1.7.5)$$

则两信号的相位差 $\Delta\phi$ 满足：

$$\frac{2p}{3} < \Delta\phi < 2p \quad (1.7.6)$$

可见，随着勘探深度的增大，即 I_R 增大， Δx 的距离也相应增大。

1. 激发

瞬态法激发震源以及方式和要求与反射波法中的纵波勘探基本一致。需要注意的是激发能量的大小应满足勘探深度的需要。此外，在图 1.7.2 所示的观测方法中，采用的是双边激发的方式。炮点至第一个接收点间的距离一般为 1 个道间距。

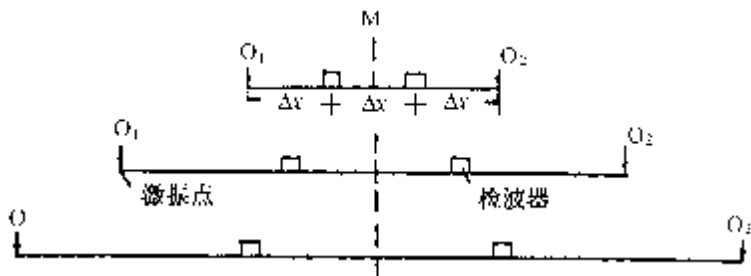


图 1.7.2 瞬态法排列布置

2. 接收

接收排列的布置见图 1.7.2。有关方式方法以及要求等与稳态法基本一致。需要注意的是当面波被干扰时，应在同一激发点重复接收 3—5 次，把重复接收的信号叠加，取其平均值，以加强有效信号，压制干扰信号。对于可能出现的反射波、折射波和直达波等规则干扰波可采用滤波等方式压制。在测点的一侧激发和接收完成后，可把震源移至测点的另一侧，再重复激发接收 3—5 次。把两侧的测量结果平均，做为该点的最终结果。与稳态法同样，也可采用单边激发多道接收的方式进行观测，实际记录见图 1.7.3。

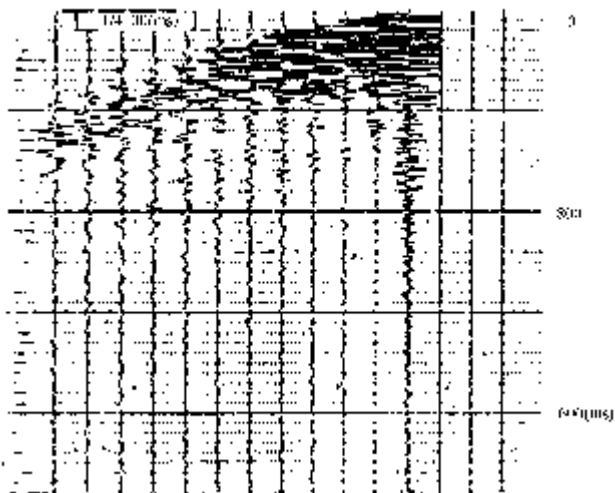


图 1.7.3 瑞雷波勘探原始记录

7.3 资料的处理与解释

7.3.1 稳态法

1. 前期处理

稳态法勘探中，由于面波记录时常被随机噪声干扰，从而影响波至时间的拾取，因此，对原始记录一般要作适当的滤波或园滑处理。处理方法参见反射波法勘探。

2. 速度的计算

1) 时差法

设地面上两检波器间的距离为 Δx ，且 $\Delta x < l_R$ ，两检波器接收的瑞雷波的同相位时间差为 Δt ，则瑞雷波的传播速度为：

$$V_R = \Delta x / \Delta t \quad (1.7.7)$$

图 1.7.4 是一张瑞雷波勘探的原始记录，图上记录了 4 个频率，分别为 35, 30, 27, 23Hz，接收道排列为 1—3, 4—6, 7—9, 10—12, 13—15, 16—18, 19—21, 22—24 道，图中标出的小圆圈为各道的同相位，利用该图计算的瑞雷波传播速度如表 1.7.1 所示。

从以上计算过程可以看出，利用同相位的目视对比，在有干扰振动时，某一相位（零相位或峰谷相位）可能产生误差，使得 Δt 读数不准确，进而影响到 V_R 值的精度，为了减小误差，可对同一频率读取多个同相位的时间差，取其平均值。即使这样，也只是利用了振动波形上的几个点。为消除干扰，提高精度，一般采用互相关分析法。

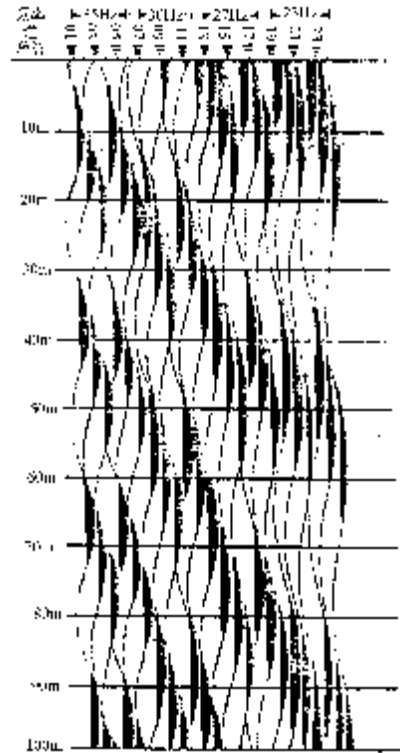


图 1.7.4 稳态法野外原始记录

表 1.7.1 V_R 计算表

f(Hz)	35		30		27		23	
道	1—3	4—6	7—9	10—12	13—15	16—18	19—21	22—24
$\Delta x(m)$	2m	2m	2m	2m	2m	2m	2m	2m
$\Delta t(ms)$	10.7	10.7	10.1	11.4	10.1	11.4	10.7	11.4
$V_R(m/s)$	187	187	198	175	198	175	187	175
$\lambda_R(m)$	5.34	5.34	6.60	5.83	7.33	6.48	8.13	7.61

2) 互相关分析法

当在地面上进行竖向正弦激振时，沿地面表层就有瑞雷波的传播，设地面上有与震源在同一条直线上的两点 x_1, x_2 , $(x_2 - x_1) \leq l_R$, l_R 为波长。则 x_1, x_2 两点处瑞雷波的垂直位移方程可分别简写为：

$$u_1(t) = A_1 \cos w(t - \frac{x_1}{V_R}) \quad (1.7.8)$$

$$u_2(t) = A_2 \cos w(t - \frac{x_2}{V_R}) \quad (1.7.9)$$

由于 x_1, x_2 处的振动是由同一震源引起的, 所以 (1.7.9) 式是 (1.7.8) 式延迟某一时间后的重复, 延迟时间为:

$$\Delta t = (x_2 - x_1) / V_R \quad (1.7.10)$$

为了衡量两个记录在何时最相似, 可采用互相关方法, 确定出在一定时移 (t) 后两个记录的相关程度。当最相似时, 相关系数必有极大值, 认为第一个极大值点对应的时移 t_0 即为所要求取的两记录同相位的时差 Δt , 如图 1.7.5 所示。相关系数的计算如下式:

$$R(t) = \frac{1}{N} \sum_{n=1}^N u_1(n)u_2(n+t) \quad (1.7.11)$$

此时速度计算公式为:

$$V_R = (x_2 - x_1) / t_0 \quad (1.7.12)$$

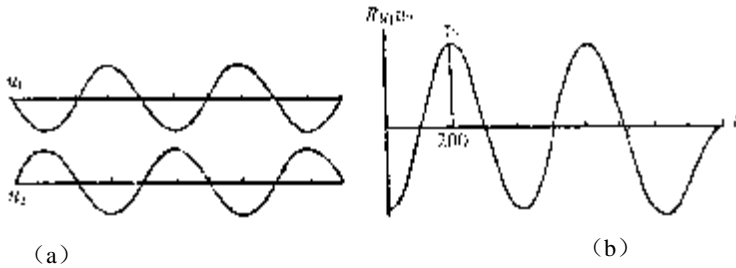


图 1.7.5 相关函数曲线
(a) 无干扰时瑞雷波形; (b) 相关函数曲线

整个计算流程如图 1.7.6 所示。

3) 速度的综合

通过对不同频率成分的瑞雷波速度 V_R 的计算, 可得到某测点的一条 $V_R - f$ 曲线。曲线中某一频点的速度表示该频率成分的瑞雷波穿透深度以上地层介质的平均速度。它不能直接表示深度, 因此, 在实际应用中, 一般将其转换为具有深度意义的 $V_R - bl_R$ 曲线, ($l_R = V_R / f$)。其中 b 为波长深度转换系数, 即 $H = bl_R$, 有人认为 $b = \frac{1}{2}$, 即所谓半波长法, 但经研究认为, 该法计算的深度误差较大, 有关详情见后文。

为了进行定量解释, 即地层划分和层速度的求取, 还可利用 $V_R - bl_R$ 曲线, 经计算求出 $\frac{\partial V_R}{\partial l_R} - bl_R$ 关系曲线等其它曲线, 以便于综合解释。上述变化曲线参见图 1.7.9。

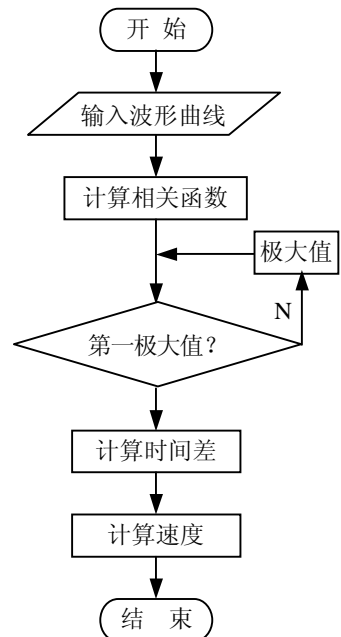


图 1.7.6 计算流程图

7.3.2 瞬态法

1. 前期处理

由于瞬态法勘探中波场的复杂性，即除了有效的不同频率成分的瑞雷波外，还包含规则干扰（如直达波、折射波和浅层反射波等）和不规则干扰。因此，前期波场分离（滤波处理）是非常必要的。它将直接影响到解释的精度。常采用的方法主要有初至波切除，一维和二维滤波等。此外为计算速度 $V_R - f$ 关系曲线，还需对记录进行频谱分析或相关谱分析等处理。常见处理流程见图 1.7.7。有关处理方法技术参见本篇第四章的相关部分。

2. 速度计算

1) 基本原理

当在地面上施加一瞬间冲击力后，在地面表层就有瑞雷波的传播，这种方法产生的瑞雷波是由许多简谐波叠加而成的。每一简谐波都以一定的相速度 V_R 传播， V_R 是 f 的函数。每一简谐波波动垂直位移方程可写为：

$$u_z = A \cos(\omega t - \frac{2\pi f x}{V_R}) \quad (1.7.13)$$

式中 $\frac{2\pi f x}{V_R}$ 为 x 处振动的相位角，所以在波的传播方向上 x_1, x_2 两点间的相位差为：

$$\Delta\phi = 2\pi f \Delta x / V_R \quad (1.7.14)$$

则：

$$V_R = 2\pi f \Delta x / \Delta\phi \quad (1.7.15)$$

式中 $\Delta\phi$ 的单位为弧度。

2) 互相关法求 $\Delta\phi$ 和 V_R

设地面上沿波的传播方向 x_1, x_2 处的信号分别为 $u_1(t)$ 和 $u_2(t)$ 。则它们的相互关函数为：

$$r_{21}(t) = \int_{-\infty}^{+\infty} u_2(t+t)u_1(t)dt \quad (1.7.16)$$

对求出的互相关函数做 Fourier 变换：

$$\begin{aligned} R_{21}(f) &= \int_{-\infty}^{+\infty} r_{21}(t)e^{-i2\pi ft} dt = u_2(f)u_1^* f \\ &= u_2(f) \| u_1(f) | e^{i(\phi_2 - \phi_1)} \\ &= |R_{21}(f)| e^{i\Delta\phi(f)} \end{aligned} \quad (1.7.17)$$

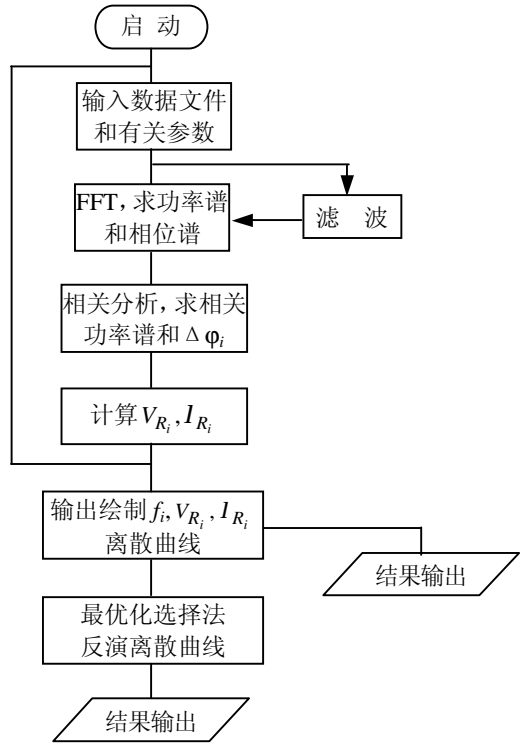


图 1.7.7 瑞雷面波资料处理流程框图

式中 $u_2(f)$ 、 $u_1(f)$ 是 $u_2(t)$ 和 $u_1(t)$ 的线性谱， $u_1^*(f)$ 是 $u_1(f)$ 的共轭谱。可见互相关谱 $R_{21}(f)$ 的相位就是 x_1 、 x_2 两点处的相位差 $\Delta\phi$ ，把不同频率的 $\Delta\phi(f)$ 代入 (1.7.15) 式，就可以计算出不同频率谐波的瑞雷波传播速度 V_R 。

与稳态法一样，我们可利用 $V_R - f$ 曲线制作出 $V_R - bI_R$ 和 $\frac{\partial V_R}{\partial I_R} - bI_R$ 等曲线。此外， $V_R - f$ 等曲线因干扰时常表现出微小的波动，对此，因作适当的园滑。

7.3.3 综合解释

7.3.3.1 各种波速和能量与介质特性的关系

1. 波速和介质特性

表 1.7.2 瑞雷波速度与泊松比关系表

σ	V_R/V_S	σ	V_R/V_S	σ	V_R/V_S	σ	V_R/V_S
0.00	0.874032	0.21	0.912707	0.32	0.930502	0.43	0.946303
0.02	0.877924	0.22	0.914404	0.33	0.932022	0.44	0.947640
0.04	0.881780	0.23	0.916085	0.34	0.933526	0.45	0.948959
0.06	0.885598	0.24	0.917751	0.35	0.935018	0.46	0.950262
0.08	0.889374	0.25	0.919402	0.36	0.936433	0.47	0.951549
0.10	0.893106	0.26	0.921036	0.37	0.937936	0.48	0.952820
0.12	0.896789	0.27	0.922654	0.38	0.939372	0.49	0.954074
0.14	0.900422	0.28	0.924256	0.39	0.940792	0.50	0.955313
0.16	0.904003	0.29	0.925842	0.40	0.942195		
0.18	0.907528	0.30	0.927413	0.41	0.943581		
0.20	0.910995	0.31	0.928965	0.42	0.944951		

根据第一节介绍的瑞雷波基本原理可知，在均匀各向同性半无限弹性介质中，瑞雷波速度和横波速度近似为 $V_R \approx 0.919V_S$ 。对于不同的岩土介质，经理论计算，可得到不同泊松比 σ 与 V_R/V_S 的关系见表 1.7.2， V_p 、 V_S 、 V_R 与泊松比的关系如图 1.7.8 所示。从图和表可以看出，随着泊松比增大， V_p 相对 V_S 急剧增大，而 V_S 与 V_R 值则趋于一致。一般岩石泊松比在 0.25 左右，第四系地层泊松比为 0.4~0.49，可以认为对土体而言， V_R 与 V_S 基本相等。其误差只有 5% 左右，即 $V_R \approx 0.95V_S$ 。由此，在计算岩土的力学参数时，可利用 V_R 代替 V_S 进行近似计算。

2. 瑞雷波能量与介质特性

由前文可知，瑞雷波的振幅能量随深度按指数规律衰减，通常定义当振幅比 u_z/u_0 衰减到 $1/e$ 时的深度为穿透深度，其中 u_0 为横向振动的振幅， u_z 为纵向振动的振幅。针对不同的岩土介质，我们可计算出穿透深度（波长表示的）与振幅能量之间的关系，如表 1.7.3 所示。从而确定出比较合理的深度与波长 I_R 的比例系数 b 值。

表 1.7.3 不同介质中瑞雷波的穿透深度

泊松比 σ	0.1	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.48
U_0	0.665	0.693	0.722	0.753	0.785	0.819	0.857	0.898	0.926
U_0/e	0.245	0.255	0.266	0.277	0.289	0.301	0.315	0.330	0.341
穿透深度(H)	0.55λ	0.575λ	0.625λ	0.65λ	0.70λ	0.75λ	0.79λ	0.84λ	0.875λ

从表中可以看出,对于所有的介质,瑞雷波的穿透深度为 $0.55 \lambda_R$ — $0.875 \lambda_R$ 。对于一般岩石泊松比 $\sigma = 0.25$ 左右,穿透深度约为 $0.65 \lambda_R$ 。对于土体而言,泊松比 $\sigma = 0.4 - 0.45$,则穿透深度 $H(0.79 - 0.84)l_R$ 。实际应用中,对于淤泥质软塑土层,穿透深度可取 $0.85l_R$ 。对于一般的土层穿透深度采用:

$$H = 0.8l_R = 0.8V_R / f \quad (1.7.18)$$

经研究认为,以上述 b 值绘出的 $V_R - bl_R$ 曲线中的传播速度能够代表 bl_R 深度以上的平均速度。其变化规律与 $V_R - l_R$ 一致。

7.3.3.2 层速度与厚度解释

1. 解释步骤

1) 频散曲线的绘制

在以土体为勘探对象的工作中,以实测 V_R 为横坐标,以 $H = 0.8l_R$ 为纵坐标(淤泥质粘土以 $0.85l_R$,岩石以 $0.65l_R$ 为纵坐标)绘制 $V_R - 0.8l_R$ 曲线,这样绘制的频散曲线,纵坐标可近似代表勘探深度。因实测的 V_R 值中包含有振动干扰,仪器精度,人工读数各方面引起的误差,使得频散曲线不圆滑,在解释前,应根据频散曲线的一般变化规律进行圆滑,如图 1.7.9(b)。

2) 定性解释

分析频散曲线的形态和变化规律,初步确定可能的层数以及各层厚度和速度可能的范围。如图 1.7.9(b),可以认为在 10m 深度范围内,可分为两层,第一层厚度约 2m, $V_{R1} = 140\text{m/s}$, 第二层 $V_{R2} = 140 - 150\text{m/s}$ 。

3) 定量解释

根据需要绘制 $\frac{\partial V_R}{\partial l_R} - bl_R$ 等曲线,利用多种分析计算层速度和厚度的方法,综合解释

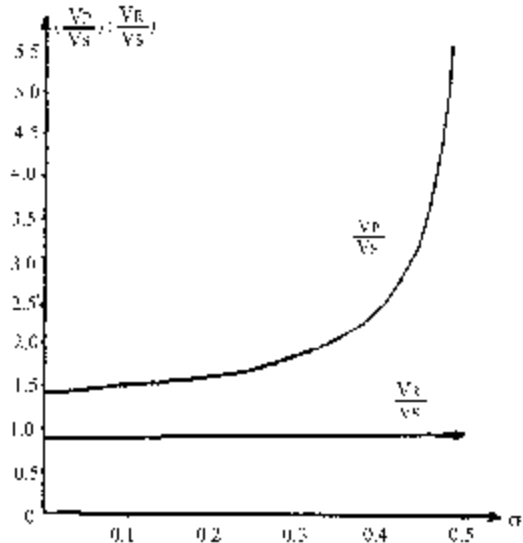


图 1.7.8 V_p 、 V_s 和 V_R 的关系

出各层的速度和层厚度。此外，还可利用初步解释结果，进行正演拟合计算，从而反演出最佳结果。

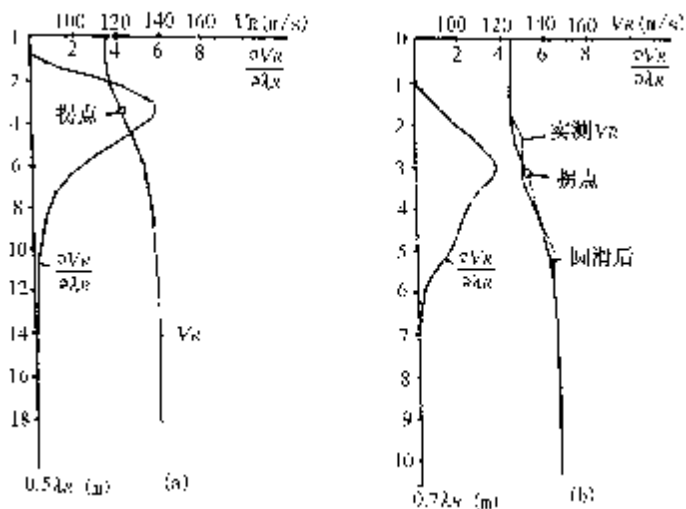


图 1.7.9 拐点法和极值点法解释实例

2. 层厚度与速度的解释

1) 层段的划分

层段的划分主要有两种方式，其一是根据 $\frac{\partial V_R}{\partial l_R} - bl_R$ 曲线的极值点（又称为一次导数极值点法）对应的分层位置，求出其波长 l_{Ri} ，并根据 $H = bl_{Ri}$ 确定出分层深度。其中 b 的选择如前所述，最差的选择为 $b = 0.5$ ，即所谓半波长法，如图 1.7.9 所示；其二是根据 $V_R - bl_R$ 曲线上的拐点（又称拐点法）位置，计算出拐点处所对应的波长 l_{Ri} ，同样根据 $H = bl_{Ri}$ 确定出分层深度。需要注意的是瑞雷速度代表着 bl_{Ri} 深度以上介质的平均速度。对于多层介质，深度计算公式需作适当的修正，即： $H_i = Kbl_{Ri}$ ，以消除层间的影响。例如对于三层介质， K 取 1.0~1.2。当 $H_2 / H_1 \geq 13, K = 1.0$ ；当 $H_2 / H_1 \leq 2, K = 1.2$ ；当 H_2 / H_1 在 2~13 之间时， K 在 1.2~1.0 之间，线性内插取值。

2) 层速度的计算

层速度的计算方法有多种，在此仅介绍渐近线法和近似算法。

① 渐近线法

经分析认为，在一般情况下，当 $l_R / H_1 < 1$ 时，即波长小于层厚度时， $V_R \approx V_{R1}$ ；当 $l_R / H_1 > 8$ 时， $V_R \approx V_{R2}$ ，据此，只要在频散曲线 ($V_R \sim l_R / H$) 中找出频散曲线的渐近线与 V_R 轴的交点，即可确定层速度 V_{Rm} 。如图 1.7.10 所示。但该方法具有一定的局限性。

② 近似算法

近似算法基于如下原理，即认为瑞雷波传播速度代表某一深度内各层波速的加权平均值。一般以 V_R 为横坐标，以 $H(bl_R)$ 为纵坐标，绘出 $V_R - H(bl_R)$ 曲线，利用下式计算分层速度：

速度 V_R 随 H 增大而增大时:

$$V_{Rm} = \frac{H_n V_{Rn} - H_{n-1} V_{Rn-1}}{H_n - H_{n-1}} \quad (1.7.19)$$

速度 V_R 随深度 H 减小时:

$$V_{Rm} = \frac{H_n - H_{n-1}}{\frac{H_n}{V_{Rn}} - \frac{H_{n-1}}{V_{Rn-1}}} \quad (1.7.20)$$

式中, H_n 为第 n 点深度 (m); H_{n-1} 为第 $n-1$ 点深度 (m); V_{Rn} 为第 n 点深度以上平均波速 (m/s); V_{Rn-1} 为第 $n-1$ 点深度以上平均波速 (m/s); V_{Rm} 为 $H_n - H_{n-1}$ 深度间隔的波速。

深度位置可由前述方式划分和计算。

图 1.7.11 是三层介质频散曲线综合解释实例, 根据三层介质频散曲线的变化规律, 分段情况如图中所示, 利用 (1.7.19) 式分别计算 $a-a'$ 、 $a'-b$ 和 $b-b'$ 三段的层速度, 计算结果如图中所示, 各层厚度和速度与模型参数基本吻合, 深度正确, 波速的最大误差为 4.6%。

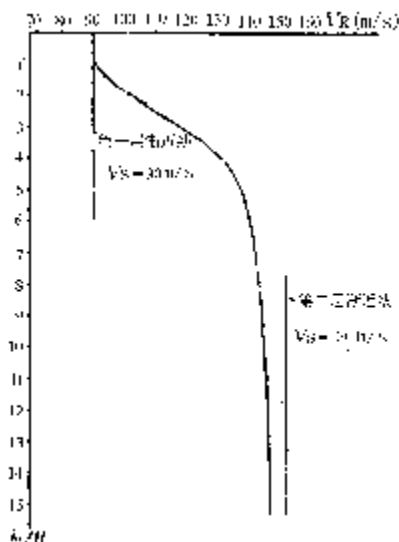


图 1.7.10 渐近线法计算分层速度

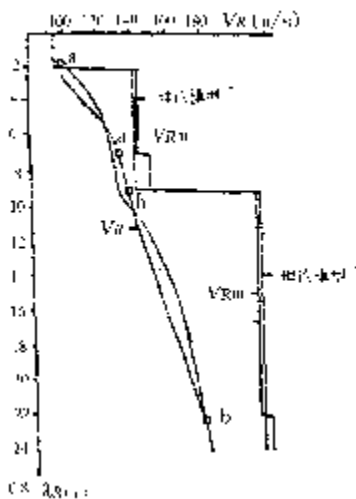


图 1.7.11 综合解释图示

7.4 实际应用

7.4.1 岩土物理力学参数计算

1. 地基刚度系数

根据前文所述的 V_R 与 V_S 的关系, 可用 V_R 、 V_P 资料计算岩土的各种动弹性模量, 即 E_d 、 s_d 、 K_d 、 m_d 、 l_d , 参数意义同前。由此可计算出地基刚度系数。《工程勘察与管理》关于由波速计算动杨氏模量 E_d 、动泊松比 s_d , 再计算地基刚度系数推荐了如下公式:

$$C_z = h_z \frac{E_d}{1-s_d^2} \cdot \frac{1}{\sqrt{F}} \quad (1.7.21)$$

$$C_\phi = h_\phi \frac{E_d}{1-s_d^2} \cdot \frac{1}{\sqrt{F}} \quad (1.7.22)$$

$$C_x = h_x \frac{E_d}{1-s_d^2} \cdot \frac{1}{\sqrt{F}} \quad (1.7.23)$$

式中： C_z 、 C_ϕ 、 C_x 分别是地基的抗压、抗弯、抗剪刚度系数； F 为地基地面积； h_z 、 h_ϕ 、 h_x 是根据基础底边长 a 和宽 b 确定的系数，见表 1.7.4。

表 1.7.4 系数 h_z 、 h_ϕ 、 h_x 值

a:b	h_z	h_ϕ	h_x	a:b	h_z	h_ϕ	h_x
0.2	1.30	2.31	0.53	1.5	1.15	3.22	0.45
0.33	1.21	2.36	0.53	2.0	1.17	3.54	0.42
0.5	1.17	2.44	0.54	3.0	1.21	4.15	0.37
1.0	1.14	2.83	0.50	5.0	1.30	5.45	0.27

2. 土层容许承载力和变形模量

地基在外荷作用下产生变形，变形可分为三个阶段，即：地基土的压密阶段；局部断裂阶段和完全破坏阶段。定义第一阶段与第二阶段的分界点对应的荷载为极限荷载。当然，设计基础时不能使基础荷载达到极限荷载。必须要有一定的安全系数，一般取极限荷载的 1/2—1/3 作为容许承载力。在现场静荷载试验中，荷载 P 和沉降 S 的关系曲线上，当极限荷载不明显时，一般取 $S/B=0.01-0.02$ 所对应的荷载作为容许承载力（ B 为承压板宽度或直径）。

土的变形模量是指无侧限情况下，单轴受力时的应力与应变之比。在静荷载试验中， $E_s = (1-s^2) \frac{P}{S \cdot d}$ (MPa)。

其中， P 为与 S 对应的荷载 (N)， S 为沉降量 (mm)， d 为承压板直径， σ 为地基土的泊松比。

对于 V_R 值与地基承载力和变形模量之间的关系，近几年国内有关单位做了大量的研究工作，其中如冶金沈阳勘察研究院统计的 V_R 与承载力 $[R]$ 和变形模量 E_s 的关系如表 1.7.5 和表 1.7.6 所示。

计算方法主要采用动静对比统计回归的方法，其前提是认为 V_R 与地基土的承载力 R 和变形模量 E_s 之间存在着某种相关关系。

有关复合地基承载力的计算问题限于篇幅，在此从略。有关速度的其它用途如计算标准贯入锤击数 $N_{63.5}$ ，地基的振动特性（卓越周期）、围岩分类以及判断饱和砂土液化等在其它有关章节中介绍，在此从略。需要注意的是 V_R 与 V_s 的关系。

表 1.7.5 V_R 与 $[R]$ 的关系表

粘性土	V_R (m/s)	100-125	125-150	150-175	175-200	200-225	225-250
	$[R]$ (kPa)	70-105	105-135	135-170	170-206	206-245	245-288
砂土	V_R (m/s)	100-125	125-150	150-175	175-200	200-250	250-300
	$[R]$ (kPa)	70-95	95-115	115-145	145-170	170-245	245-330

表 1.7.6 V_R 与 E_s 的关系表

粘性土	V_R (m/s)	100-125	125-150	150-175	175-200	200-225	225-250
	$[R]$ (kPa)	4.5-6.5	6.5-8.5	8.5-10.5	10.5-12.5	12.5-14.0	14.0-15.6
砂土	V_R (m/s)	100-125	125-150	150-175	175-200	200-250	250-300
	$[R]$ (kPa)	5.0-8.0	8.0-10.5	10.5-12.2	12.2-14.5	14.5-20.0	20.0-27.2

7.4.2 地基勘察

如图 1.7.12 所示，为某场地钻探，标贯试验，跨孔波速测量，瑞雷波勘探等各种方法所得结果的综合图。

该处的地层情况见图中 (a)，实测瑞雷波频散曲线如图中 (b) 所示，标贯试验 $N_{63.5}$ 和跨孔波速测量 V_S 随深度的变化情况见图中 (c)。

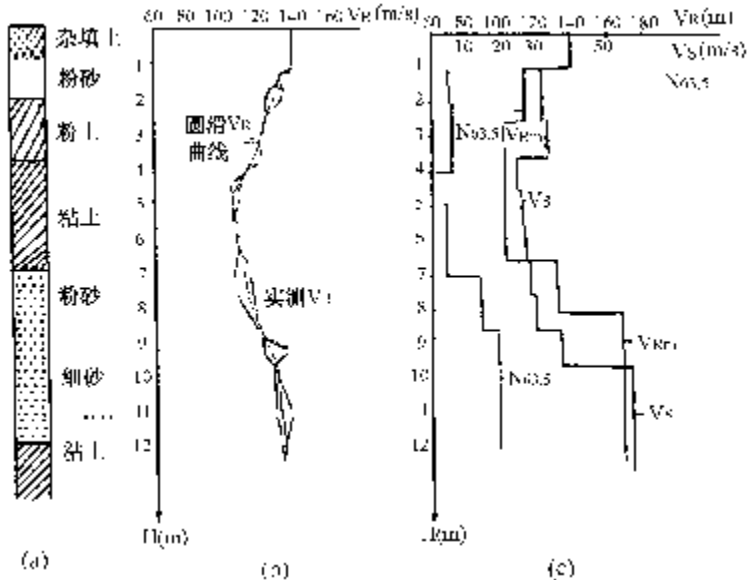


图 1.7.12 瑞雷波勘探结果与钻探结果的对比

图 (b) 中实测 V_R 频散曲线 (点划线) 离散性较大, 解释前须进行圆滑, 圆滑方法如图中所示, 图中虚线为圆滑后的频散曲线。频散曲线自上而下波速 V_R 由高→低→高。同时也可看出 V_R 值由高向低和再由低向高的变化均较缓慢, 说明地下地层并非简单的三层构

造，而是分层逐渐降低和升高的，波速关系应该为： $V_{R1} > V_{R2} > V_{R3} < V_{R4} < V_{R5}$ ，即至少可以分为五层。根据这种设想，参考图中(a)地质柱状图，解释的各层厚度和分层波速 V_{Rm} 如图中(c)所示。第一层，对应于杂填土，厚度约1m， $V_{R1} = 140\text{m/s}$ 。第二层厚度为1.5m，粉砂， $V_R = 113\text{m/s}$ 。第三层为粉土和粘土， $V_R = 102\text{m/s}$ ，厚度4.0m。第四层为粉砂层，厚度1.5m， $V_R = 121\text{m/s}$ 。第五层为细砂，厚度3.5m， $V_R = 168\text{m/s}$ 。对比图(c)中 V_{Rm} 和 $N_{63.5}$ 随深度的变化规律，可以看出两者随深度的变化情况基本一致。从图(c)中瑞雷波法分层结果与图中(a)钻探分层的对比，可以看出，由于粉土和粘土层波速差异很小，瑞雷波法只能把该两层划为一层，其它地层的划分基本与钻探分层相一致。由于我们可很方便地沿剖面进行多点的瑞雷波波速测量，所以可利用 V_R 的剖面展布结果，结合少量钻孔和工程试验资料将 V_R 剖面转换为地层展布，土动力学参数等展布剖面和平面的，从而实现对整个场地的综合分析和评价。

7.4.3 路面检测

瑞雷波法用于公路质量无损检测，可以解决如下几方面的问题：

1. 确定层状结构各层的厚度；
2. 计算路面的抗压，抗折强度；
3. 评价路基的载荷能力；
4. 探测路面中的裂隙；
5. 计算各层介质的动弹性模量（结合纵波资料）。

图 1.7.13 是在路面上的一个测试结果，图中(a)是实测的 V_R 随频率 f 的变化曲线，从图中清楚地看出，高频段，即在 I_R 较小时，主要反映了路面的波速，随着频率降低，即 I_R 增大，速度急剧变小，主要反映了砾石、砂层以下粘土层的波速。图中(b)是依据 $V_R - H$ 曲线确定的各层厚度。

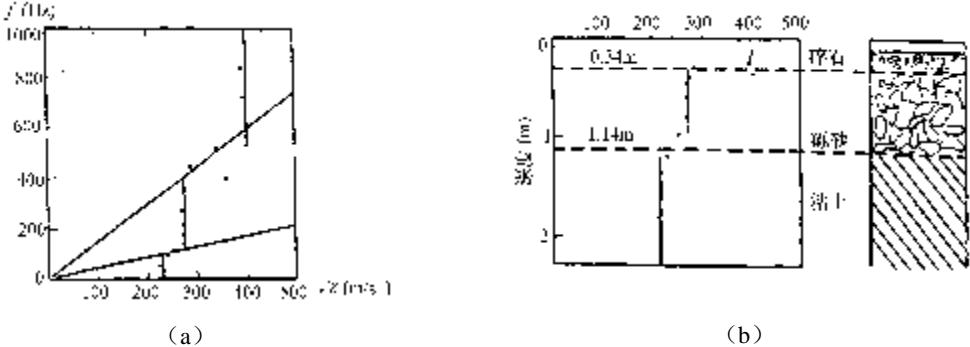


图 1.7.13 $V_R - f$ 曲线及解释的路面路基厚度

图 1.7.14 是路面厚度和路面裂隙检测实例，试验是在沥青路面上进行的，图 1.7.14(a)是两条实测的 $V_R - H$ 曲线，它反映了路面结构模型的频散曲线变化规律。从 $V_R - H$ 曲线，尤其是从图(a)中右边的 $V_R - H$ 曲线上，明显地可以解释为：沥青路面厚度为13cm，路基厚度27cm。40cm以下为均匀的第四系地层。这一解释结果与实际情况吻合得很好。图中(c)是不同频带内瑞雷波平均传播速度在路面横向上的变化。已知在图中0.8~1.2m间

有一宽度为 1cm 的裂隙，其中充填了砂土。在 2000—400Hz 和 1000—800Hz 两个频带内，该处平均 V_R 值均明显降低，使得 $\bar{V}_R - x$ 曲线在裂隙处形成“U”字形。说明路面上裂隙的存在会使 V_R 值显著降低。因此可以用它来评价路面或机场跑道的完整性。对于水泥路面利用波速计算混凝土强度问题，已有较成熟的经验公式可借鉴。但较准确的关系式应在施工现场通过波速与试压强度的对比采用统计方法建立。在此仅给出前人的一组经验公式，以供参考。

混凝土抗压强度：

$$R_{\text{压}} = 0.649V_P^{3.04} \text{ (MPa)}$$

混凝土抗折强度：

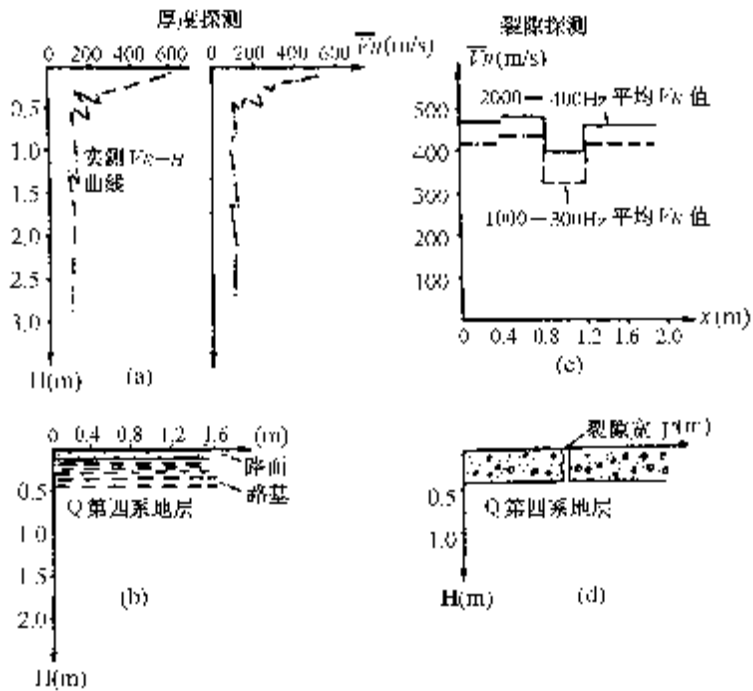


图 1.7.14 路面厚度及裂隙探测

$$R_{\text{折}} = R_{\text{压}} / (0.0058R_{\text{压}} + 3.5) \text{ (MPa)}$$

式中 V_P 为纵波速度 (km/s)。

已知混凝土材料近于泊松固体， $s = 0.25$ ，则 V_P 与 V_R 有：

$$V_P = 1.8826V_R$$

根据上述公式，则可利用瑞雷波速度计算出路面的抗压和抗折强度。

7.4.4 地下空洞和掩埋物探测

图 1.7.15 是旧煤矿矿井的探测实例，图中 (a) 是工作布置图，激振器距检波器 A 为 2m，A、B 间距 0.5m，然后按 0.5m 间隔移动 B，形成 AB、AB'、AB''……AB'''' 的 6 种间距实测频散曲线。图中 (b) 是实测的 6 个间距的频散曲线，曲线 B 为 AB 间隔的曲线，因

该间隔内没有空洞，频散曲线几乎为直线，从 AB' 开始，B 检波器进入空间上方，曲线开始出现锯齿跳动，AB'''' 间隔已横跨空洞，空洞的影响就开始减小。

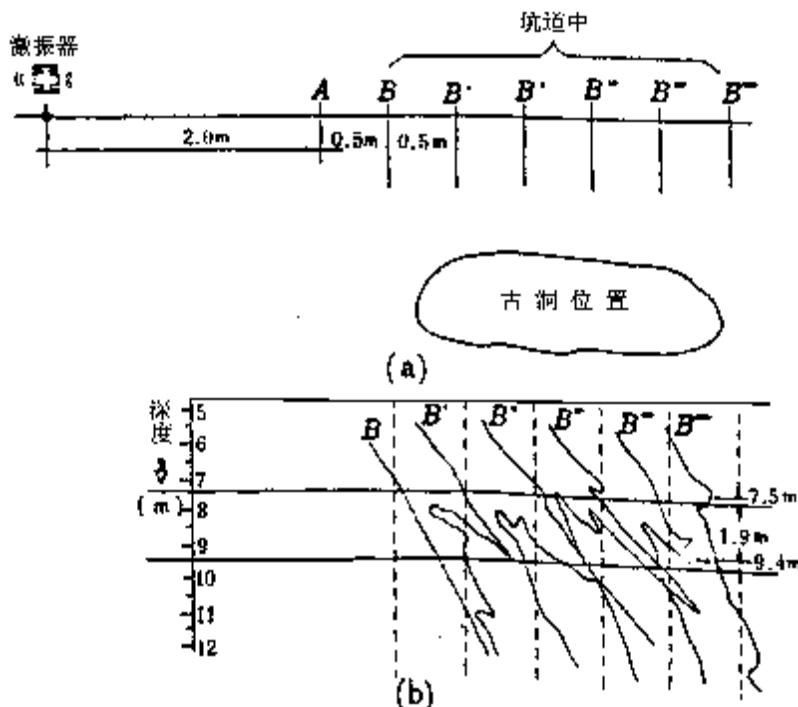


图 1.7.15 空洞探测

图 1.7.16 (a)、(b) 分别是在相距 10m 左右的两条测线上，横跨管道实测的三个频点的速度 V_R 在横向方向的变化曲线。频率降到 70Hz 时，管道上方速度有稍微的增高，频率为 50Hz 时，管道上方速度高达 350m/s，而两侧波速只有 100m/s 左右，频率降至 23Hz 以下时，速度趋于一致了，因此用该处正常地层的平均速度 $V_R = 100\text{m/s}$ ，利用 70Hz 和 23Hz 的速度值分别确定管道的上下边界，利用 50Hz 曲线确定管道的水平位置。两处解释推断的管道位置如图 1.7.16 所示，已知该处管道埋深 0.9m，直径约 1m，底座厚度不详，解释的管道顶部埋深为 0.8m，与实际情况误差 0.1m。

7.4.5 浅层煤田勘探

图 1.7.17 是在山西安太堡露天煤矿的开挖平台上，采用落重震源和瞬态面波法取得的工作成果。左图为随深度变化的面波速度曲线，右图为钻孔柱状图，由于界面两侧介质的速度参数差异较大，煤层与速度变化曲线的对应情况较好。

以上，我们介绍了瑞雷波法勘探的实际应用问题，可见其有诸多优势和广泛应用前景。然而，在勘探中，还存在着几个明显问题。有人曾认为有 7 方面的问题，其中有两个是主要且必须解决好的问题，现分述如下：

① 瞬态法的相位 $\Delta\phi$ 问题

有人总结了已有的六种相位展开方法，并将这些方法的结果进行比较，得出的结论是：

对一些单频或只含几个频率成分的简单理论曲线，这些方法的结果都令人满意，但对复杂的合成记录，这六种方法的展开结果没有一种是精确的，在某些频段产生很大的误差。这种相位展开问题存在的原因现在看来主要是傅氏分析方法的不足，近年来发展起来的小波分析及分形理论可能会解决这些问题。

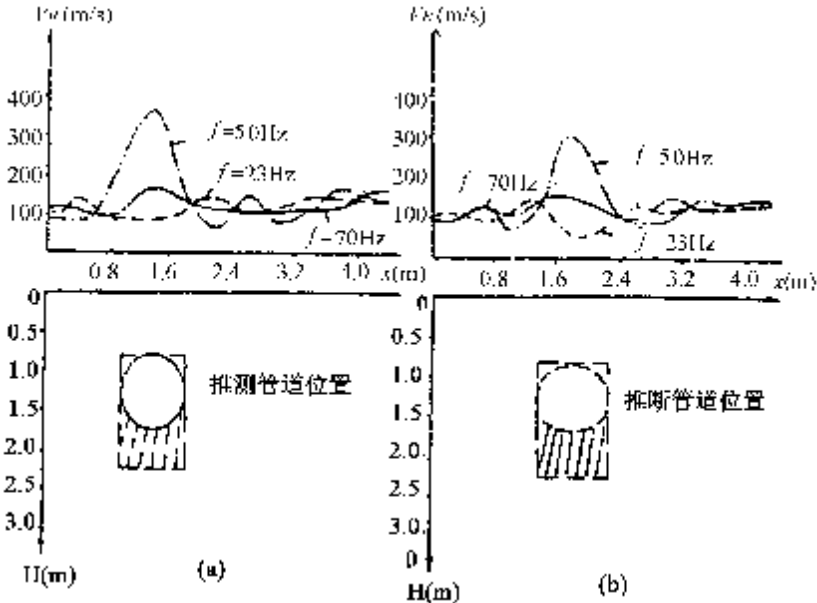


图 1.7.16 地下管道探测

②介质的粘弹性引起的物质频散效应

瑞雷波勘探的基础是它的频散效应，这种效应是介质的层状引起的几何频散。当介质为非弹性时，地震波在其中会发生频散，这种频散是物质频散。在 P 波或 S 波勘探中，物质频散效应十分明显，但这对结果的影响不是很大，只影响初至的提取和损失分辨率，但在瑞雷波勘探中就完全不同，因为它就是靠相位展开来确定速度，这种频散肯定不能忽略。现在的问题是由于介质的粘弹性引起的这种物质频散和介质的层状引起的几何频散叠加在一起后，前者的影响到底有多大无法估算。迄今为止，还没有关于粘弹性介质的完善理论，人们只是提出了几种简单的模型，由这些模型得到的结果对某些频率范围效果较好，对某些频率范围则有很大误差。看来，用物理实验来解决这个问题会更可靠一些。

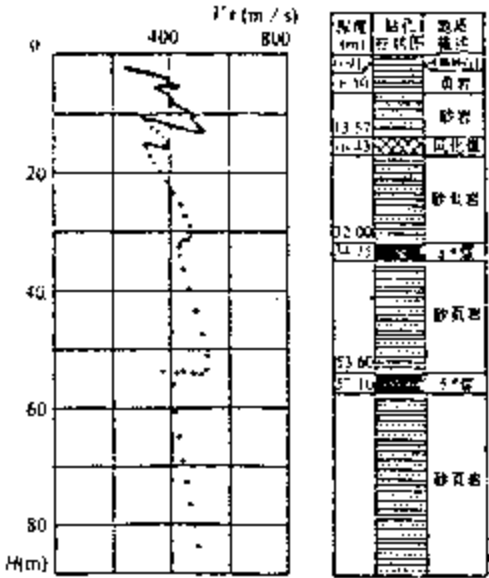


图 1.7.17 煤层探测

8 桩基无损检测

随着高层建筑、大型工程的蓬勃兴起，桩基础已在我国得到普遍采用。由于地质条件、施工技术等因素，部分桩基可能存在不同程度的缺陷。桩基属于隐蔽工程，肉眼不易察觉，但它的质量直接影响地面建筑物。因此，采用恰当的方法检测桩基的施工质量，防止工程事故的发生，就成为当今桩基工程中的重要问题。动态无损检测包括瞬态法和稳态法两种，均具有省时、省力、经济、简便、无损可靠等优点，已在全国推广应用。

8.1 桩基的类型和质量问题

目前，我国采用的桩基主要有钻孔灌注桩、成管灌注桩、挖孔桩、打入预制桩、旋喷桩、振动碎石桩、振动挤密砂桩、砂井—水泥桩等类型，可因地区和目的的不同加以选用。动态无损检测法能对前面几种类型的桩基进行检测。

桩基按受力分类可分为摩擦桩、端承桩、扩底墩型桩。摩擦桩以桩周土的摩擦力为主，桩尖支承力为辅；端承桩的桩底坐落在坚硬的基岩上，它以桩底基岩的反向支承力为主，以桩周摩擦力为辅；扩底墩型桩要求扩大桩底部的接触面积，提高支承力，由于此类型桩施工复杂，水位以下施工尤为困难，除有特殊要求外已较少采用。

桩基质量检测包括两方面的内容：桩基质量评价和桩基的承载力确定。

8.1.1 灌注桩的质量问题

当前灌注桩的工程质量问题及其原因大体可归纳为以下几个方面：

1. 桩身混凝土强度低于设计要求。

导致桩身混凝土强度低下的原因大体有如下几点：

1) 不按规定配比制备混凝土。
2) 浇注过程由于涌水导致混凝土稀释；临近桩成孔抽水将未凝固的水泥浆带走；或者沉管灌注桩刚浇注完混凝土，桩周承压水涌出带走水泥浆。

3) 运输或浇注过程混凝土离析。

4) 混凝土坍落度过小和易性差或搅拌后放置时间太长。

5) 水泥材质太差。

2. 桩身结构不完整

常见的问题有夹泥、空洞、漏筋、断裂、缩颈等。产生这些缺陷的原因是：

1) 混凝土浇注导管初始位置离孔底距离过大；或者埋入混凝土中太浅；或者拔管太快；或者坍孔，从而引起夹泥。

2) 混凝土稠度太大导致空洞、桩身不密实。

3) 孔位歪斜或钢筋笼未绑垫块，或钢筋笼弯曲等，导致漏筋。

4) 沉管灌注桩设计距太小；或者施工流向不合理；或者拔管太快；或者密集桩群施工速度过快，超孔隙压力大，地面隆起，导致桩身断裂或缩颈。断桩、缩颈位置一般在近地面 2—4 米以内。

3. 桩底虚土、沉渣太厚；桩壁附着泥浆层太厚

桩底虚土多是螺旋钻干法成孔的固有缺陷。目前克服办法有吊锤夯实、压浆以及使用孔底清土器等。孔底沉渣厚度主要是由于洗孔时间不够，或者成孔后浇注混凝土的间歇时间过长；或者浇注前坍孔等原因引起。端承桩承载力不符合设计要求，大都是由于孔底沉渣太厚所致。桩壁附着泥浆层太厚往往是由于浇注时孔内泥浆太稠所致。

8.1.2 钢筋混凝土预制桩的质量问题

钢筋混凝土预制桩的施工质量问题主要有以下三方面：

1. 桩身折断、开裂，桩入土深度达不到设计要求

主要的原因主要是：

- 1) 桩身接头构造或焊接不良，或者桩尖贯入遇到障碍物弯曲变形，锤击而折断。
- 2) 桩身混凝土标号太低，或者锤击次数太多，桩身破裂。
- 3) 由于锤击能量偏小，与贯入阻力不匹配，无法贯穿硬夹层或者是无法贯入硬持力层足够深度，单桩承载力达不到设计要求，地面形成“树林”，需大量截桩。

2. 密集桩群施工流向不合理，土体侧移造成桩大量断裂破损。

当桩距较小，打桩流向不合理，速度又太快，打桩挤土引起土体侧移，后施工的桩把先施工的桩身打断或挤破裂。

3. 相邻工序处理不当，造成基桩大量侧移

对于已沉桩（送桩法沉入地面以下）的深基坑开挖、降水等，如果处理不当，会引起桩侧移甚至折断。

8.2 锤击法

锤击法是一种瞬态动测法。嵌入土中的桩基相当于一根在阻尼介质中上端自由而下端弹性连结的弹性杆。当在桩顶或桩侧施加瞬间外力 F 时，桩体内相邻质点间的应力发生变化，引起应变的传递，产生弹性波。由于桩体波速一般比桩周土层的速度大得多，因此该弹性波主要沿桩身传播。当桩体中存在波阻抗差异面时，则在这些面上将产生反射、透射和多次反射波等，其波的运动学和动力学特征将发生变化。利用埋置于桩顶部的速度检波器，即可接收到这些信号，经过分析和适当处理，可定量确定出桩体的质量以及估算出承载力的大小。

8.2.1 方法原理

1. 桩体缺陷检测

设想桩体中存在一断裂面，如图 1.8.1 (a) 所示，当在桩顶部竖直向下施加一瞬间力 F ，并在震源点附近接收时，其断裂面和桩底面上将产生反射和透射的 P 波。由于为近法线入射，转换横波可不考虑。

当桩长远大于桩径时，桩体可视为一维的弹性杆，考虑到低阻尼的条件，即 $c \approx 0$ ，则波沿轴向传播的运动方程为：

$$V_P^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (1.8.1)$$

其中, u 为轴向位移, V_p 为纵波速度。考虑一定的边界条件, 解上式可得:

$$V_p = 2L/t \quad (1.8.2)$$

其中, t 为 P 波的双程垂直回声时间, L 为桩长。在频率域中, 若已知桩底反射的频率 f_1 , 则波的传播速度还可写为:

$$V_p = 2 \cdot L \cdot f_1 \cdot n \quad (1.8.3)$$

其中, $1 \leq n \leq 2$, 当桩尖地基特别软时, 如摩擦桩 $n=1$; 对于嵌入基岩的端承桩 $n=2$; 当桩底弹性固结时, n 介于 1~2 之间。

若桩体存在结构缺陷如断裂, 则其断裂位置距桩顶的长度为:

$$L' = V_p / 2f_2 \quad (1.8.4)$$

其中, f_2 为断裂面反射波的频率。在时域中上式可写为:

$$L' = \frac{1}{2} V_p t' \quad (1.8.5)$$

其中, t' 为断裂面反射波的双程回声时间。

由于此时弹性波为近法线入射, 则在断裂面或桩底面上的反射和透射系数可表示为:

$$A_{PP} = \frac{r_2 V_{P2} - r_1 V_{P1}}{r_1 V_{P1} + r_2 V_{P2}} \quad (1.8.6)$$

$$B_{PP} = \frac{2r_1 V_{P1}}{r_1 V_{P1} + r_2 V_{P2}}$$

由上式可知, 当入射波由疏介质向密介质投射时, 入射波波前以压缩带到达界面, 反射波波前也是压缩带, 此时两波同相; 当入射波由密介质向疏介质投射时, 若入射波波前为压缩带, 则反射波波前变为膨胀带, 说明两波的相位相反。而透射波的相位与入射波相同。显然, 对于一完整摩擦桩, 其桩底反射的相位与入射波或激振信号的相位是相反的。

同样, 当在桩侧激发, 并在桩顶部利用水平检波器接收横波时, 则可由横波反射信号计算其速度、频率等参数, 并通过下述公式计算出 (小应变条件下) 桩体的动弹性参量。即:

$$\left. \begin{aligned} E &= \frac{rV_S^2(3V_P^2 - 4V_S^2)}{V_P^2 - V_S^2} \\ n &= \frac{1}{2} \left(1 - \frac{V_S^2}{V_P^2 - V_S^2} \right) \\ m &= rV_S^2 \text{ 或 } m = \frac{E}{2(1+\nu)} \end{aligned} \right\} \quad (1.8.7)$$

这些动弹性参数不仅表现出桩体混凝土的质量, 且还显示出桩体的抗压强度。

2. 桩体承载力计算

1) 摩擦桩

在计算承载力时，采用较大的力锤击桩边土（自由落锤），迫使桩土体系共同振动，此时，该振动体系可近似为质点弹簧振动系统，由弹簧振动公式： $f_n \approx \frac{1}{2p} \sqrt{\frac{K_D}{m}}$ ，可得桩基受迫振动时的动刚度为：

$$\begin{aligned} K_D &= (2p \cdot f_n)^2 \cdot m \\ &= \frac{(2pf_n)^2 \cdot w}{g} \quad \left(\text{因 } m = \frac{w}{g} \right) \end{aligned} \quad (1.8.8)$$

其中 w 为参振体系的总重量， g 为重力加速度， f_n 为桩土体系的自振频率， m 为参振体系的总质量。考虑到动静刚度的对比关系以及其它因素，可得计算单桩临界荷载的经验公式为：

$$P_K = \frac{m(2pf_n)^2 \cdot w}{h \cdot g} \quad (1.8.9)$$

其中， h 为抗压刚度修正系数，一般取 2.365~2.6； m 为承载力系数，一般取 0.0027~0.063，常用值为 0.004405； $w = w_1 + w_2$ ， w_1 为 1/3 参振桩重， w_2 为梨形土体的参振土重，如图 1.8.1 (b) 所示，其计算公式如下：

$$\begin{aligned} W_1 &= \frac{1}{3} AL_0 \cdot r_1 \\ W_2 &= \frac{1}{3} \left[\frac{p}{9} r_z^2 (L + 16r_z) - \frac{1}{3} A \cdot L \right] \cdot r_2 \end{aligned} \quad (1.8.10)$$

其中， r_z 为桩周土扩散半径，计算公式为： $r_z = \frac{1}{2} \left(\frac{2}{3} L \cdot \text{tg} \frac{\varphi}{2} + d \right)$ ； L_0 为桩全长； L 为桩实际入土长度； A 为桩身截面面积； r_1 为混凝土容重，一般取 2.4t/m³； r_2 为桩周土容重加权平均值； φ 为内摩擦角加权平均值； d 为桩身直径。此外， W_2 还可采用下式计算， $W_2 = L_t \cdot A \cdot r_2$ ，其中 L_t 为桩折算长度 (m)，当 $L \leq 10\text{m}$ 时， $L_t = 1.8\text{m}$ ；当 $10\text{m} < L < 15\text{m}$ 时， $L_t = 1.8 + 0.12(L - 10)$ ；当 $L \geq 15$ 时， $L_t = 2.4\text{m}$ 。考虑到土质情况，在计算单桩容许承载力时加一安全系数，即：

$$P_u = \frac{1}{a} P_K$$

当桩尖下土质较桩侧强时， $a=1$ ；当桩尖下土质较弱或桩较长而桩侧摩擦阻力占较大比例时， a 一般为 2；对新填土或框架结构，也可适当提高 a 值。须注意的是保证土体稳定， L 不宜小于 5m。

2) 端承桩

端承桩承载力主要决定于桩尖持力层的抗压强度和桩身质量。当桩尖持力层抗压强度大于桩基混凝土的抗压强度时，桩基承载力取于桩身质量。端承桩承载力 (P_k)

$$P_k = \frac{\{q\}_{\text{tf}/\text{m}^2} \cdot \{k\} \cdot \{s\}_{\text{m}^2}}{1.5} \quad \text{tf} \quad (1.8.11)$$

式中， q 为桩身平均抗压强度，则测得桩基的平均纵波速度换算求出 (表 1.8.1)； K 为桩

身混凝土不均匀系数，取经验值 0.55；S 为桩基截面积；1.5 为安全系数。

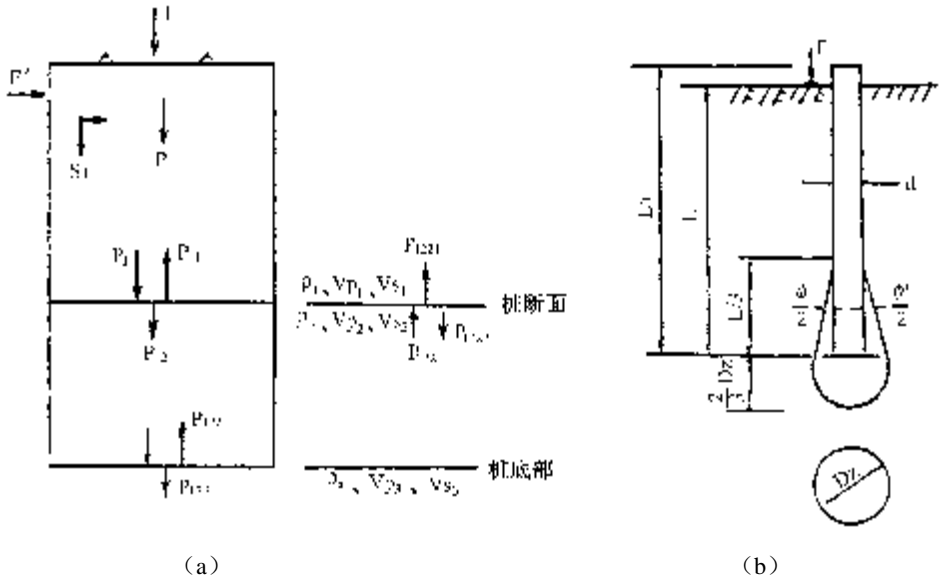


图 1.8.1 桩体中 P 波传播及参振土体示意图

表 1.8.1 纵波速度 V_p 混凝土抗压强度 q 关系表

设计抗压强度为 200kgf/cm ² 的混凝土		设计抗压强度为 250kgf/cm ² 的混凝土	
V_p (m/s)	q (kg/cm ²)	V_p (m/s)	q (kg/cm ²)
>4120	>250	>4120	>300
3300-4120	200-250	3300-4120	250-300
2750-3300	150-200	2750-3300	200-250
1920-2750	100-150	1920-2750	150-200
<1920	<100	<1900	<150

注：1kgf/cm²=98.0665KN/m²=98.0665KPa(国际单位制) (据国家科委成果办，1988)

利用上式时，先判断桩身的完整性，然后从测得的波速求出混凝土抗压强度值，最后算出桩基的承载力。

8.2.2 资料采集

1. 仪器设备简介

数据采集设备一般为工程地震仪或（数字）工程检测仪，固有频率为 10~100Hz 的纵横波速度（或加速度）检波器，以及 3~15 磅重的手锤和重约 50 公斤的落锤。实测装置连接见图 1.8.2。

2. 采集方法

测试时，首先将被测桩头表面清理干净，一般要求清理出混凝土的新鲜面，并尽量使桩表面平整；其次将多个检波器（高频和低频）按一定规律用石膏固定在桩顶面上，并最好在桩顶面中部和边部均有。接收时，以小锤敲击桩头或多次敲击桩头的同一点，以便进

行垂直迭加，消除随机干扰。为估算桩基的承载力，还必须测量桩土体系的振动频率。测量方法为：首先将落锤抬高到 0.5~1.5m，并自由落下敲击桩边上，敲击点处最好放一具有一定硬度的垫板，以利于锤击开关触发；其次采用低频检波器置于桩头接收。

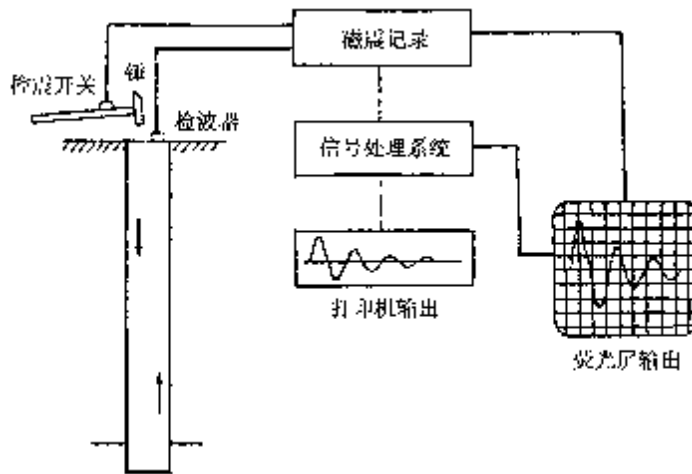


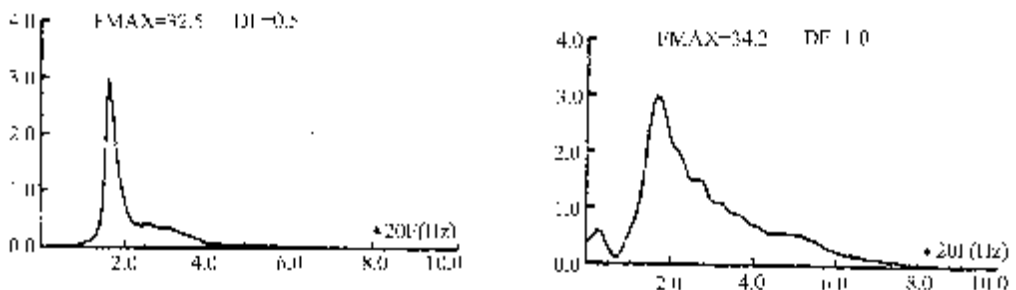
图 1.8.2 锤击法测试装置框图

接收仪器因素主要包括滤波挡、增益和采样率的选择。通常接收桩底反射信号采用高通滤波方式，低截频尽量选择稍高一点。接收桩土共振信号采用低通滤波挡，高截频可控制在 80Hz 以下。增益的选择以信号不截顶为宜。采样率的选择根据记录长度和采样定理而定。一般为微秒级。

8.2.3 资料的处理和解释

1. 资料处理

由于数据量少，资料处理工作在一般微机上即可完成。主要的处理项目有模型正演、频谱分析、一维滤波、反滤波、微分和积分以及承载力计算等。其中常用的处理项目是频谱分析和承载力计算。其它项目可根据需要使用。有人曾采用最大熵谱法对记录进行频谱分析，从结果看，其分辨率比傅氏谱高，如图 1.8.3 所示。有关处理软件的方法原理在此不作讨论，请参阅前文及有关教材。



(a)

(b)

图 1.8.3 预制桩最大熵谱 (a) 和付氏谱 (b)

2. 资料解释

1) 波形判断准则

一般，若接收到的反射波波形对称园滑，无畸变，且呈指数衰减形态，则认为是完整桩特征波形，反之，则认为是缺陷桩波形。如图 1.8.4 所示。其主要原因是当弹性波在桩体中传播时遇到不均匀界面或介质断裂等情况，会产生反射、透射、散射波等，因其各波到达时间、振幅和相位可能存在差异，互相迭加后，造成波形畸变。

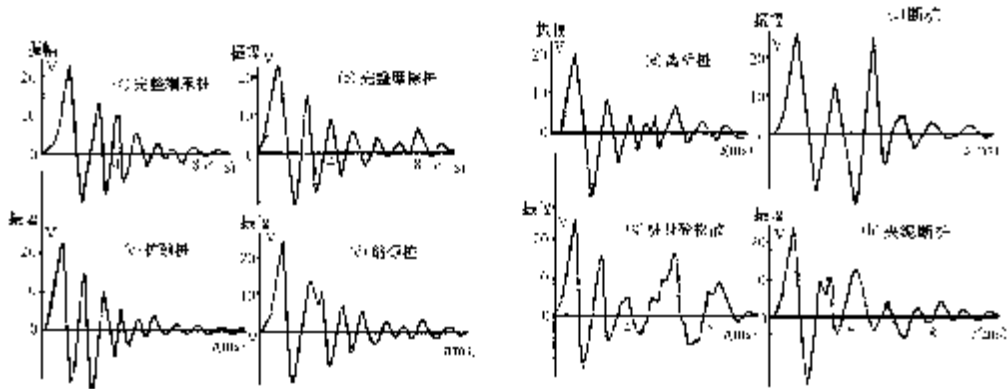


图 1.8.4 各种类型模型桩的典型波形曲线

缺陷桩波形特征见表 1.8.2。图 1.8.5 为典型模型缺陷桩的波形，由图可见，其特征明显。

表 1.8.2 缺陷桩波旅行时曲线特征表

缺陷类型	桩顶时距曲线特征
扩颈	曲线不规则，有桩间反射波，其中第一反射波与初始相位相反，而后续反射波相位相同。
缩颈	曲线不规则，有桩间反射波，其中第一反射波与初始相位相同，而后续反射波与初始相位相反。
断裂	反射波与初始相位相同，若断裂厚，则波形呈振荡衰减，无桩底反射，峰与峰间时距相等，若断裂薄，反射弱。
桩底沉渣	在桩底沉渣较厚时，反射波与初始相位相同；在桩底没有沉渣时，支承桩底反射波与初始相位反相，反射波信号较前者更弱。
离析	曲线不规则，第一个反射波与初始波同相位，后续反射信号往往多而杂。

2) 速度准则

一般弹性波在桩体中传播的速度越高，表明桩体混凝土强度越大，反之越低。此外，当桩体中存在离析等缺陷时，往往也造成波速降低。但也有波速高，桩基质量不一定良好的特殊现象。如缩颈桩或断裂较小的桩，往往波速并不降低。根据“第二届应力波在桩基工程中的应用”国际专业会议提出的标准，见表 1.8.3，可由波速确定桩的质量。

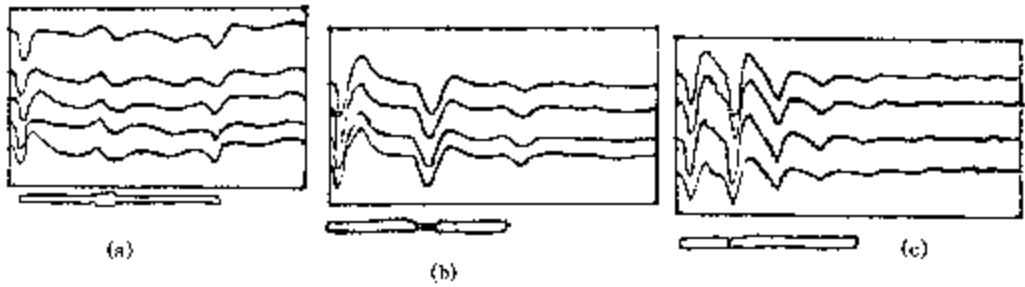


图 1.8.5 模型缺陷桩波形记录
(a) 扩颈; (b) 缩颈; (c) 断裂

表 1.8.3 波速与桩基质量关系表

桩基质量类别	V_p (m/s)	相当混凝土强度参数 kgf/cm^2
优 质	>4120	>250
良 好	3300-4120	200-250
一 般	2750-3300	100-150
较 差	1920-2750	>100
劣 质	<1920	<100

3) 频谱解释

当弹性波在桩体中传播时，其频率随着传播距离的增大，将不断被桩土介质吸收和衰减，当桩体中存在不均匀界面时，该界面产生的反射波的频率一般比桩底反射波频率高，并且其相位也有所变化。通过频谱分析，我们可确定其桩体的完整性。一般情况下，若桩体质量完好，则其振幅谱中只有一个主峰值，谱线对称稳定，与峰值对应的相位谱表现为负相位，如图 1.8.6 所示；若桩体存在结构缺陷或离析层等，则其振幅谱一般表现为两个以上的峰值，其相位谱中的相位分不同情况有所不同，参见表 1.8.2 和图 1.8.8。此外需注意，对于完全断开的桩体，其频谱特征与完整桩基本一致。

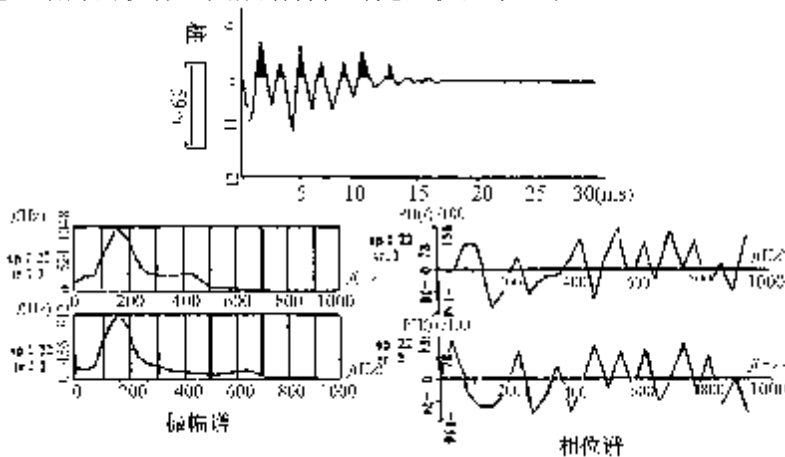


图 1.8.6 完整桩波形及频谱图

根据上述分析，在解释时，可分别在时域或频域中寻找出完整桩和缺陷桩的旅行时间主频，从而利用（1.8.2）~（1.8.5）式确定出桩体的速度和缺陷位置。实现桩基质量检测。

有关桩体质量的综合评价分类标准如下：

- ①A类：结构完整，混凝土质量优良。
- ②B类：结构完整，桩径有变化或混凝土质量基本正常。
- ③C类：局部断裂或混凝土有严重离析层或混凝土质量较差。
- ④D类：结构破坏，混凝土质量极差。

4) 解释中的两个问题：

①桩周地层结构对检测质量的影响

对于端承桩而言，因桩尖置于较坚硬的岩层上，两者之间的波阻抗差异较小，桩底反射难以识别；对于摩擦桩而言，若桩周土层较软时，对反射信号的吸收衰减作用较大，使得有效信号的主频向低频移动，走时延长，从而使得波速降低，据统计，一般要降低 3~5%。故在解释时应注意，以便提高解释精度。

②灌注桩龄期校正

对于灌注桩，一般要有一个月左右的保养期，因为桩体的固结强度随着时间的增加而增大，其波速亦然。故对未到保养期的桩若要动测，需对动测出的波速等进行校正。经统计分析，波速随保养期的增大而递增的关系如图 1.8.7 所示，为一非线性关系。

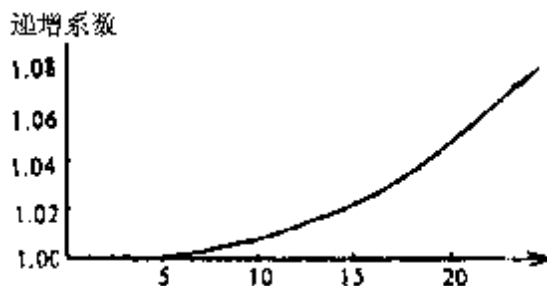


图 1.8.7 灌注桩保养期波速递增量

就一般情况而言，不论是灌注桩还是预制桩，其动测的时间至少在成桩 5 天以后。

8.2.4 应用实例

1. 桩基质量问题

图 1.8.8 (a) 为某实测挖孔灌注桩的原始波形记录，图 1.8.8 (b) 为第一道记录的振幅谱。该桩长 $L=7.5\text{m}$ ，桩半径 $R=0.45\text{m}$ ，采用浅层数字地震仪和 38Hz (1、2 道) 以及 100Hz (3 道) 垂直检波器接收，3.6kg 小锤激发。由图可见，波形记录中桩底反射 $t=5.2\text{ms}$ ，桩间反射为 $t'=3\text{ms}$ ，此外，振幅谱中峰值较多，其最大值对应的频率为 $f_b=380\text{Hz}$ 。按前文公式计算可知：

$$V = 2L/t = 2 \times 7.5 / (5.2 \times 10^{-3}) = 2885(\text{m/s})$$

$$V' = V \cdot t'/2 = 2885 \times 3 \times 10^{-3} / 2 = 4.3(\text{m})$$

另：
$$L' = V / (2 \cdot f_n) = 2885 / (2 \times 380) = 3.8(\text{m})$$

根据计算结果和波形特征分析认为，该桩在距桩头约 4m 处存在桩径变小或夹层。经验证，该桩在 4m 左右处的混凝土中夹有大量的土，桩体质量较差。

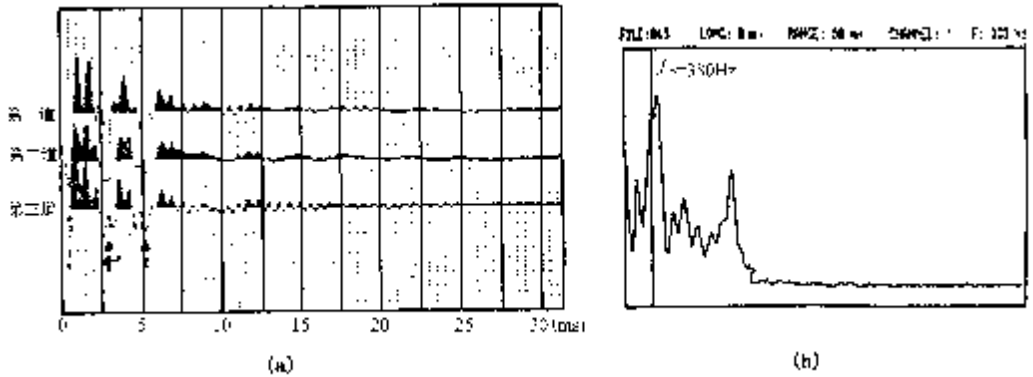


图 1.8.8 原始记录及振幅谱图

2. 承载力计算

图 1.8.9 为某灌注桩实测结果综合图。检测结果为：桩底反射 $t = 8.8\text{ms}$, $V_f = 3022\text{m/s}$ ，桩间反射 $t' = 3.5\text{ms}$, $L'_f = 5.29\text{m}$ ，由频谱可知，桩底反射的主频为 115Hz , $V_f = 3059\text{m/s}$ ，桩间反射的主频为 330Hz ，则 $L'_f = 4.65\text{m}$ 。综合分析认为该桩在 5m 左右存在扩颈缺陷。桩体质量一般。

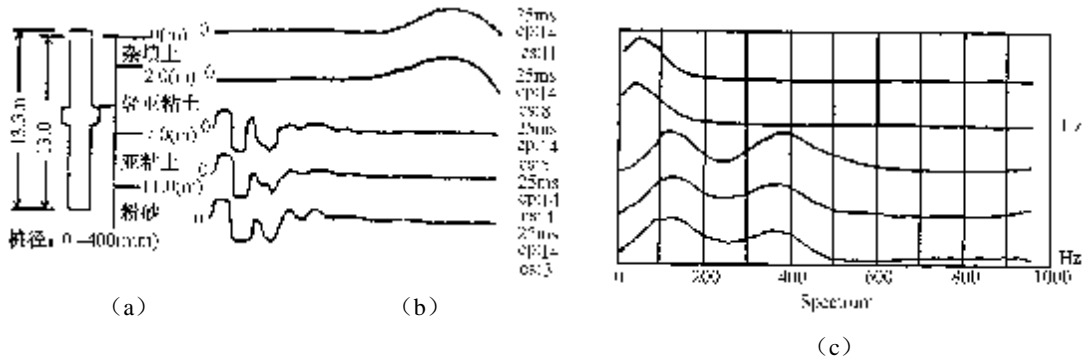


图 1.8.9 实测灌注摩擦桩检测结果综合图

由图中敲桩边土的记录频谱可知，该桩平均自振频率为 44Hz ，桩长 13.3m ，入土长 13m ，桩半径为 0.2m 。桩周土动力学参数见表 1.8.4。根据前文计算承载力公式计算可知，该桩临界荷载 $P_k = 103.87\text{t}$ ，因桩周土质较软，取 $a=2$ ，则该桩允许承载力为 $P_u = 51.9\text{t}$ ，该桩设计承载力为 40t ，可见满足设计要求。

表 1.8.4 桩周地层土动力学参数表

层号	层厚(m)	天然湿土容重	内摩擦角
1	2.7	(略)	(略)
2	5.2	1.90	20.64
3	3.8	2.08	14.0
4	2.3	2.09	31.38

8.3 机械阻抗法

8.3.1 方法原理

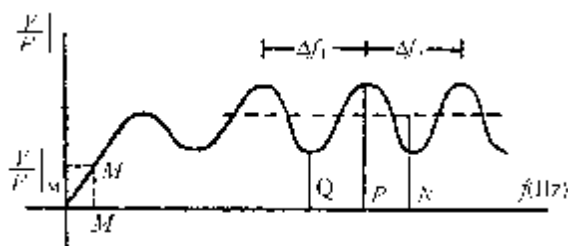
该方法又称为稳态正弦扫频激振法。即对桩顶施加幅值不变的变频激振力，利用速度导纳随激振频率变化的特征来检测桩基质量并计算承载力。

当在桩顶施加一激振力 $f(t)$ ，其频谱为 $F(f)$ ，则桩体内产生应力波并向上传播，遇不均匀界面形成反射回到桩顶，此时，利用检波器在桩顶上可接收到其振动信号 $V(t)$ ，其频谱 $V(f)$ ，则速度导纳定义为：

$$Z(f) = \frac{V(f)}{F(f)} \quad (1.8.12)$$

改变激振器频率可获得以频率 f 为横坐标，以速度导纳绝对值 $\left| \frac{V}{F} \right|$ 为纵坐标的导纳反

应曲线，如图 1.8.10 所示，为一完整桩导纳反应曲线。桩-土体系不同，导纳反应曲线也有差别，通过对该曲线的分析研究，可得到一系列桩的质量和力学性质方面的信息。



1. 桩身砼的速度 V_C

由波动理论可知，

$$V_C = 2L \cdot \Delta f \quad (1.8.13)$$

式中， Δf 是导纳曲线上两谐振峰之间的频率差值，单位 Hz， L 是桩长，单位 m。

应用时，可根据已知桩长和测得的 Δf 计算 V_C 。正常情况下，砼的波速 $V_C = 3600 \sim 4500 \text{m/s}$ ，若 V_C 小于此范围，说明砼的质量较差。另外，也可利用 Δf 和正常砼波速 V_C 值反算桩长 L_m ，质量好的桩 $L = L_m$ ；若 $L_m < L$ ，则反映了在深度 L_m 处有质量问题。

2. 特征导纳

所谓特征导纳是指导纳频谱曲线上振幅的几何平均值，实测特征导纳的计算公式为

$$N_m = \sqrt{PQ} \quad (1.8.14)$$

式中， P 、 Q 是速度导纳的最大值与最小值，可由图 1.8.10 中读出。

理论上的特征导纳有

$$N = \frac{1}{r_c \cdot V_c \cdot A_c} \quad (1.8.15)$$

式中， r_c 是砼质量密度 ($\text{N} \cdot \text{S}^2/\text{m}^4$)； A_c 是桩身横截面积 (m^2)。

若 $N_m = N$ ，为正常桩； $N_m > N$ ，说明 r_c 、 V_c 或 A_c 变小。 r_c 、 V_c 变大反映砼质量差， A_c 变小反映有缩径；若 N_m 随频率增高而变小，表示桩径上大下小，一般为缩颈桩。

3. 动抗压刚度 K_D

当桩在低频（低于桩的固有频率）激振时，位移较小，桩的振动可视为刚体运动或平动，此时导纳曲线接近于直线，其斜率的倒数为桩的动抗压刚度，即

$$K_D = \frac{2pf_M}{\left| \frac{V}{F} \right|_M} \quad (1.8.16)$$

式中， $\left| \frac{V}{F} \right|_M$ 和 f_M 为导纳曲线的低频直线段上任一点 M 的导纳值和频率。

动抗压刚度的意义及作用：

① K_D 反映桩周土对桩柱的弹簧支承刚度， K_D 值的大小与桩的承载力有一定的联系；

② K_D 值与静刚度 K_S 建立统计关系，可以评价单桩承载力，并可估计在工作荷载下桩的弹性位移；

总之，分析动测法所得的实测资料，有可能对桩的砼质量、断桩、缩径或扩径位置及大小作出判断，可以计算桩的承载力。

8.3.2 检测系统

桩的机械阻抗法检测系统如图 1.8.11 所示。变频信号发生器输出频率为 5Hz~1500Hz 的自动扫描正弦信号给功率放大器，由它推动桩顶中心的电磁激振器向桩施加幅值不变的动态激振力，使桩产生稳态振动。在桩顶和激振器之间有力传感器，它可知激振力的大小。桩顶检波器接收桩的振动信号，经放大后与微机相连，可进行计算并打印输出成果图件。

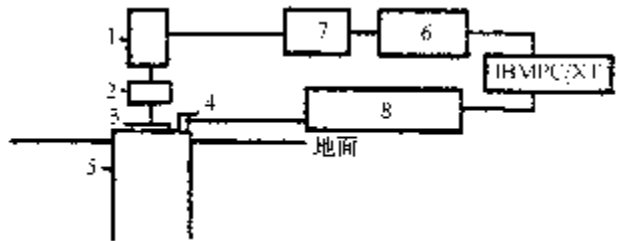


图 1.8.11 稳态激振测试系统

1-电磁激振器；2-力传感器；3-圆形薄钢板；4-拾振器；5-桩头；
6-信号发生器；7-功率放大器；8-测振放大器

8.3.3 实例分析

有关缺陷桩的判别方法在此不详述，仅以实例进行说明。

为检查机械阻抗法无损检验桩基质量的准确性，专门在某地制作了三根直径 1.8m，长约 20m 的原状工程试桩。施工时预先在试桩内设置了各种缺陷，以供试验测试后进行对比。

测试的各种导纳曲线如图 1.8.12 (a)、(b)、(c) 所示。3#桩的导纳曲线接近调制波形，幅度较大的调制波表示距桩顶 8m 处有反射，由于波动尚能传到桩底，调制波的“载频”是桩底反射，几个波峰间的 Δf 基本一致，由此可计算出波速 $V_0 = 3909\text{m/s}$ 。由于 3#桩 K_d 值大于预期值，而 N_m 小于理论值，可以判定距桩顶 8m 处有断面扩大现象。

1#和 2#桩由于其 L_m 较制作长度短， K_d 值小于预期值， N_m 大于预期值，是明显的缺陷桩。其中 2#桩无缺陷以下的反射，计算认为在 6.11m 处全断裂，1#桩有缺陷以下的较小反射，计算认为在距桩顶 3.75 处有离析，9.5m 处有全断裂。桩体实情见图 1.8.13 所示。

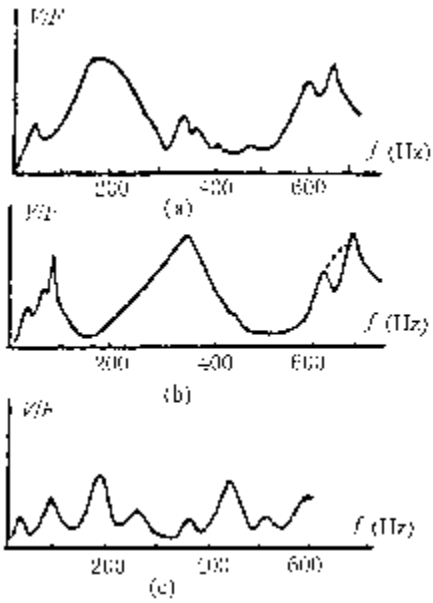


图 1.8.12 工程试桩的导纳曲线
 (a) 1[#]试桩; (b) 2[#]试桩; (c) 3[#]试桩

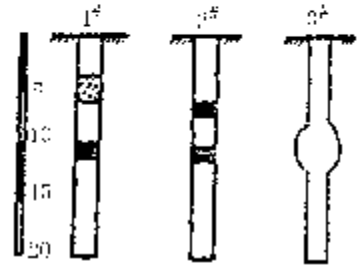


图 1.8.13 工程试桩的缺陷情况

9 地震小区划中的物探方法

为了更准确地预测地震对于结构物的影响程度，在区域地壳稳定性评价的基础上，尚需按地震作用强度和特征对居民区、工业区、单独大型建筑场地进行分区，这种分区称为地震小区划，简称地震小区划。

我国有 47 座属于强震地区的城市，正确评价这些城市场地的地震危险性和工程适应性，对城市规划、发展是至关重要的。开展地震小区划是城市抗震、防灾的重要任务之一，是城市建设中一项不可缺少的工作。

地震小区划实质上是地震效应的详细分区，它依据强震时的破坏效应与土层条件、地下水位、弹性波传播速度的关系以及与层状结构有关的地面波谱特征的关系进行分区。图 1.9.1 是原地质矿产部物化探研究所提出的地震小区划的工作程序、内容与方法框图。从图中可看出，为了做好地震小区划，需作地震地质调查、工程地质调查和地球物理调查，除获得与城市地震活动性有关的地质构造、历史地震以及工程地质、水文地质资料外，地球物理调查可获得场地岩土层的岩土力学参数和振动参数（如卓越周期、频谱、弹性波传播速度、岩土密度以及地面运动的加速度等），通过对这些参数的分析并结合工程地质和地震地质，则可分析工作区的地震活动性和危险性，从而作地震小区划和震害预测。

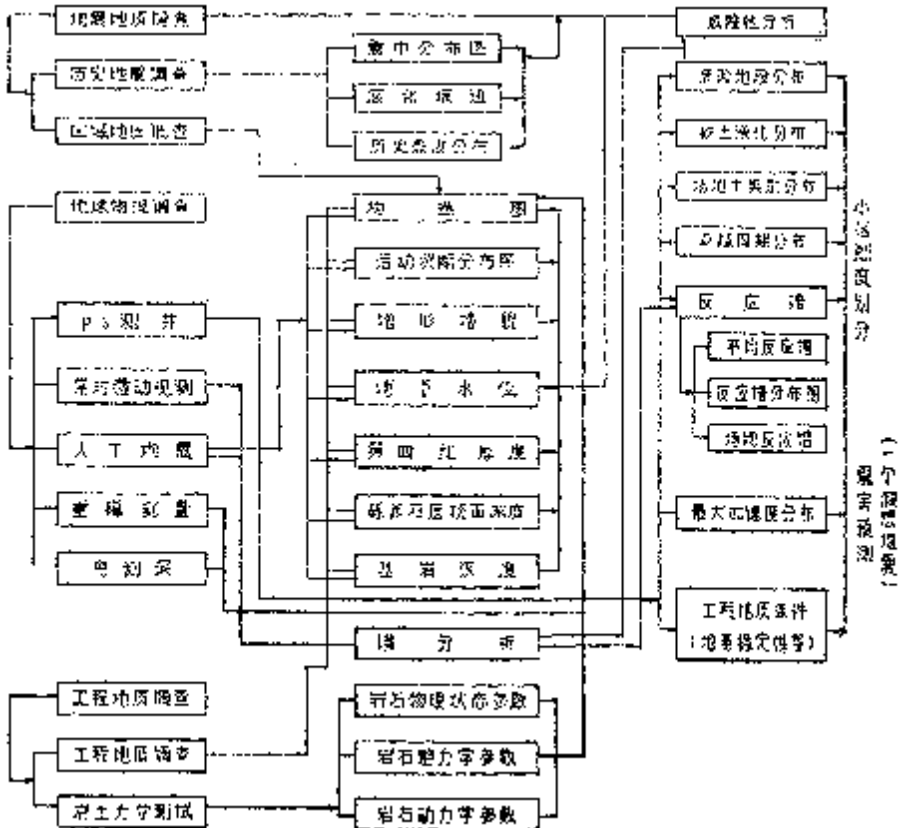


图 1.9.1 地震小区划整体方案框图

对于城市来说，用定性方法进行地震小区划是必要的，然而更重要的是用定量方法进行地震小区划工作。目前用于地震小区划工作的定量方法有多种，与应用地球物理有关的方法主要有综合物探法，平均剪切模量法、地震刚度法、常时微动法和一维反应分析法等。限于篇幅，我们仅就与地震波运动学和动力学特征关系较密切的地震动刚度法和常时微动法进行讨论，其它方法，请参阅有关著作或教材。此外有关地震小区划中的其它应用地球物理问题以及工程应用问题请参见前文和后文的相关章节。

9.1 地震刚度法

9.1.1 方法技术

地震刚度法是前苏联人 1962 年提出的一种地震小区划方法，它是以前苏联地震烈度与土层刚度之间的关系为依据，通过野外测定表土层的纵、横波传播速度和密度，以估计场地的烈度变化，最后编制出地震小区划图。它是一种简单、快速估计地震活动性的方法，特别适用于地形起伏不大、地质构造相对简单的区域。目前世界上不少国家采用此法。

1972 年苏联马克西莫夫提出，“地震刚度”是地震时抵抗岩石内形变传播的特征指标。在某种意义上，“刚度”可解释为抵抗“松散”。地震刚度愈大的岩石，则地震震级增量较小；地震刚度愈小的松散、饱和水堆积土，则地震刚度增量较大。如果地震震级增量用花岗岩作为标准，地震刚度不同的岩土，其震级增量差可达 1—3 级（表 1.9.1）。

地震刚度 r 用弹性波传播速度 V 与岩土密度 ρ 的乘积表示，即 $r = V \cdot \rho$ 。不同类型的岩土的密度、弹性波速度及地震刚度见表 1.9.2。

表 1.9.1 不同类型岩土的地震震级增量

岩土名称	地震震级增量	岩土名称	地震震级增量
I、坚硬岩石		V、粘土类	
花岗岩	0	粘土	1.2-1.6
石灰岩、页岩、片麻岩(密实的)	0.2-0.4	亚粘土	1.3-1.7
密实的砂岩	0.5-0.3	亚砂土	1.4-1.8
		亚粘土和砂土	1.7-2.1
II、泥灰岩、泥板岩	0.7-1.0		
III、大块碎石类		VI、含水岩层	
碎石及砾石	0.9-1.3	砾石和卵石	1.6-2.0
砾石	1.0-1.5	砂类土	2.0-2.4
		粘性土(亚砂土、亚粘土)	2.4-2.8
IV、砂类			
砾砂和粗粒砂	1.2-1.4	VII、填土和土壤	
中粒砂	1.3-1.6	填土	2.3-2.6
细砂和粉砂	1.4-1.8	土壤	2.6-3.0

用地震刚度可计算地震烈度增量，其方法如下：

1. 计算相对于标准土层的烈度增量 ΔI_C

设研究区的土层平均地震刚度值为 $V_n r_n$ ，标准地段的平均地震刚度值为 $V_0 r_0$ ，

$$\text{则} \quad \Delta I_C = 1.67 \lg \frac{V_0 r_0}{V_n r_n} \quad (1.9.1)$$

表 1.9.2 不同类型的岩土密度、弹性波传播速度和地震刚度一览表

岩土类型	密度 $\rho(\text{g/cm}^3)$	弹性波速度 $V(\text{km/s})$				地震刚度	
		纵波 V_P		横波 V_S		$V_P \cdot \rho$	$V_S \cdot \rho$
I. 坚硬岩石:							
深部花岗岩	2.9	5.6		3.2		16.2	9.4
致密石灰岩	2.35-3.0	2.40-7.0	2.8-3.2	1.1-4	1.4-1.6	6-21	2.6-12
致密白云岩	2.4-3.05	3.5-7.0	4.0-6.5	1.7-4	1.8-2	8.3-21	4.1-12
致密砂岩, 厚层泥岩	1.5-2.95	1.4-4.5	2.5-3.2	1.1-2	1.4-1.6	2.4-13	1.6-6
II. 半坚硬岩层:							
泥灰岩(天然含水量)	1.8-2.8	1.1-6.0	2.6-3.5	0.4-3.4	0.5-0.6	2-16	0.7-9.5
(泥质)页岩	2.6-2.7	1.6-4.7	2.4-4.0	0.6-2.8	0.7-2	4.2-12	1.6-7.5
III. 粗粒碎屑岩, 漂砾、砾石和细砾碎石 充砂沉积物:							
天然含水量	1.8-2.2	0.8-1.0	—	0.3-0.6	—	1.4-2.2	0.5-1.3
饱水	1.93-2.35	2.2-3.3	—	—	—	4.3-7.8	0.6-1.4
漂砾—砾石和细砾碎石充含 泥土沉积物:							
天然含水量	1.8-2.2	0.8-1.3	—	0.3-0.8	—	1.4-2.9	0.5-1.8
饱水	2.0-2.35	2.3-3.4	—	—	—	4.6-8.0	0.6-1.9
含细砾、卵石、漂砾或含碎石及 岩屑的砂-粘土沉积层 (洪积层):							
天然含水量	1.8-2.3	0.1-0.75	—	0.04-0.5	—	0.23-1.7	0.1-1.1
饱水	2.0-2.4	2.2-3.3	—	—	—	5.4-7.9	0.1-1.1
冲淤砾石:							
天然含水量	1.7-2.0	0.5-1.1	—	0.3-0.8	—	0.85-2.2	0.6-1.6
饱水	1.9-2.3	1.8-3.3	—	—	—	3.8-7.6	0.6-1.8
IV. 砂质无粘性土、各种粒度的纯砂:							
天然含水量	1.4-1.6	0.2-1.0	0.3-0.7	0.1-0.7	0.1-0.5	0.3-1.6	0.2-1.1
饱水	1.85-2.15	1.5-1.8	—	—	—	2.8-3.7	0.2-1.5
(松散的)混有粘土杂质(5%)的砂:							
风干	1.3-1.4	0.1-0.4	0.1-0.3	0.04-0.3	—	0.06-0.9	0.1-0.5
天然含水量	1.4-1.6	0.3-0.8	—	0.01-0.6	—	0.4-1.3	0.1-1
饱水	1.8-2.1	1.5-1.75	—	—	—	2.7-3.7	0.2-1.2
V. 粘性土:							
亚砂土:							
天然含水量	1.45-1.9	0.3-0.7	0.4-0.6	0.1-0.35	—	0.44-1.3	0.1-0.7
饱水	1.8-2.0	1.7-1.9	1.8	—	—	2.8-3.8	0.2-0.7
亚粘土:							
天然含水量	1.65-2.05	0.3-0.9	1.5-0.8	0.1-0.45	—	0.5-1.8	0.1-0.9
饱水	1.70-2.1	1.6-1.9	—	—	—	2.8-4.0	0.1-0.9
粘土:							
天然含水量	1.3-2.0	0.85-1.4	1.1-1.3	0.2-0.7	0.3-0.5	1.4-2.8	0.3-1.4
饱水	1.80-3.25	1.75-2.2	—	—	—	3.1-7.1	0.4-2.3
黄土状亚粘土及黄土:							
天然含水量	1.16-1.75	0.3-1.0	0.5-0.7	0.1-0.7	0.2-0.4	0.5-2.5	0.2-1.2
湿润饱水	1.60-2.60	0.15-0.5	—	0.02-0.08	—	0.2-1.3	0.03-0.2
含水	1.60-2.60	1.5-1.8	1.6-1.7	0.1-0.7	—	2.4-4.7	0.2-1.8
VI. 填土:							
非饱水	1.3-1.5	0.03-0.3	0.2-0.3	0.01-0.2	0.1-0.2	0.04-0.5	0.01-0.5
饱水	1.50-1.80	1.5-1.7	—	—	—	2.2-3.0	0.01-0.5
VII. 耕土	1.40-1.85	0.04-0.5	0.1-0.3	0.01-0.2	—	0.06-0.9	0.01-0.4

用式 (1.9.1) 计算增量时, 最好使用横波速度。在潜水位不深的地段测得的纵波值应换算成不含水的地层所具有的数值。

2. 计算潜水水位引起的烈度增量 ΔI_B

ΔI_s 由潜水水位深度 h 来确定, 即

$$\Delta I_B = e^{-0.04} \{h\}_m^2 \quad (1.9.2)$$

如果地下含水层在细砾层中, 系数可采用 0.5—0.9。

3. 地震烈度全增量 ΔI

$$\Delta I = \Delta I_C + \Delta I_B \quad (1.9.3)$$

与此同时, 它还可用下式计算

$$\Delta I = 0.8 \lg \frac{r_0 V_0 f_0^2}{r_n V_n f_n^2} \quad (1.9.4)$$

式中, r_0 、 V_0 、 f_0 分别表示在标准土层的密度、弹性波速度和卓越频率, r_n 、 V_n 、 f_n 分别为被比较的土层的相应参数。

当土层为两层或两层以上时, 相应公式中则应采用平均速度 \bar{V} , 平均密度 \bar{r} 数值

$$\bar{V} = H / \sum_{i=1}^n \Delta t_i; \quad \bar{r} = \sum_{i=1}^n r_i h_i / H$$

式中, H 为土层总厚度, Δt_i 为弹性波在第 i 层垂直传播时间; r_i 为第 i 层的密度; h_i 为第 i 层厚度。

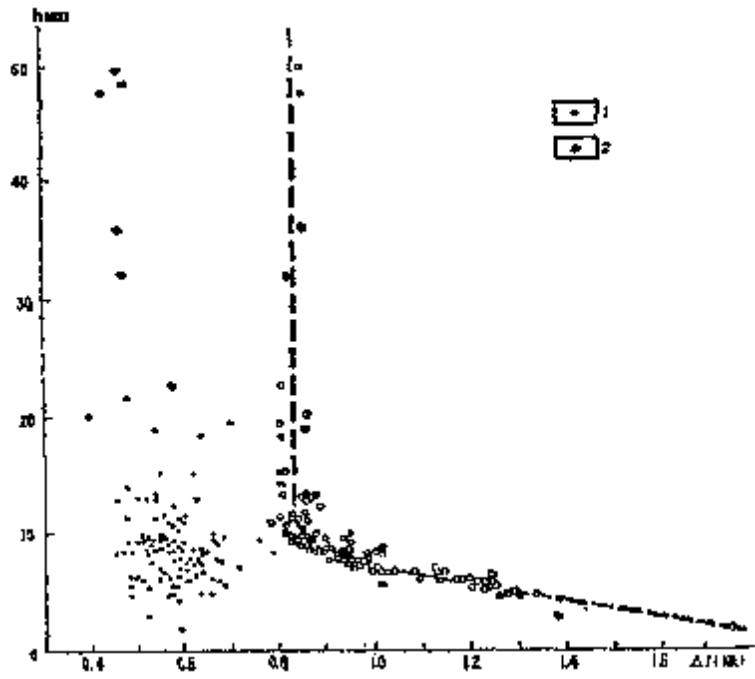
9.1.2 应用实例

下面以前苏联阿拉木图的地震小区划为例说明地震刚度法的应用。

测区为一冲积锥, 第四纪地层覆盖全区, 其岩性为亚粘土、亚砂土和砾石, 局部为粘土和砂。区内潜水位各处不一, 在测区南部、潜水位深达 100m; 测区北部潜水水位则较浅; 冲积锥的北部边界, 潜水水位在 0—10m 范围内。在此区选用地震折射波法, 观测测线长度 76m, 采用相遇时距曲线法的观测系统。工作比例尺与地形测量比例尺相同。检波器的距离不等, 为 2m、3m、6m、..., 6m、3m、2m。从地震法取得的参数有弹性波在土层中的传播速度 V_p 、 V_s ; 卓越频率 f_p 、 f_s 。土层密度 r 来自工程地质测量的结果或室内样品测定的结果。

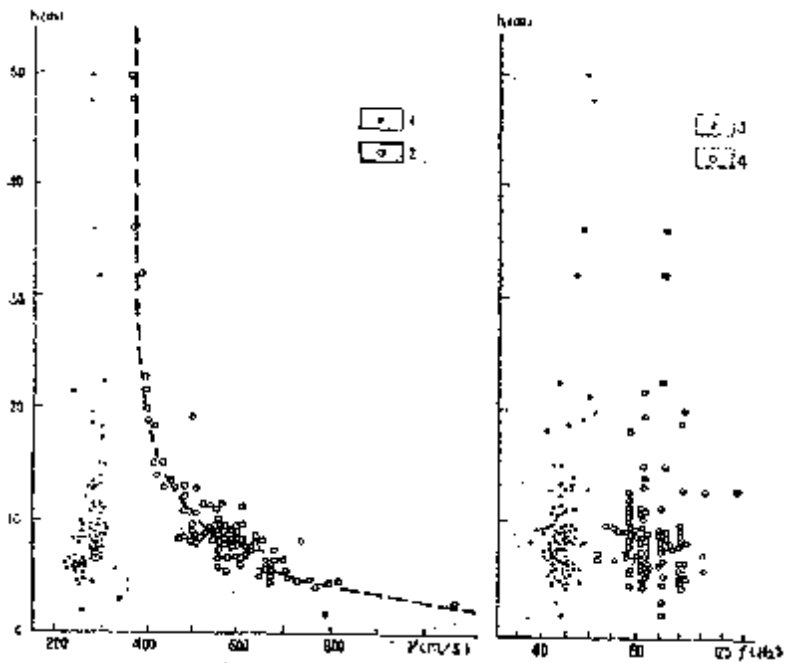
资料解释的首要工作是正确选定适合本区的烈度增量计算公式 (1.9.3) 和 (1.9.4) 表明, 影响烈度增量计算的因素除了密度和速度外, 还有卓越频率和潜水水位。为此, 在卡普恰盖城以南风成发育区利用 125 个折射波法观测段所得的资料, 研究不同烈度增量公式与潜水水位的关系 (图 1.9.2a)。从图上可看出, 用式 (1.9.2 与式 1.9.4) 的和计算的 ΔI 值随 h 呈有规律的变化, 而由式 (1.9.3) 计算的 ΔI 与 h 值没有明显的关系。前者更适合计算本区烈度增量。

在图 1.9.2 (b) 上, 还可看出 V_p 与 h 有关系, 而参数 V_s 、 f_p 、 f_s 与 h 无关, 因此在计算烈度增量时, 最好选用横波参数 (速度、频率)。



(a) 烈度增量与潜水水位的关系曲线

$$1-\Delta I = 1.67 \lg \frac{r_0 V_0}{r_n V_n} + e^{-0.04h^2}; \quad 2-\Delta I = 0.81 \lg \frac{r_0 V_0 f_0^2}{r_n V_n f_n^2} + e^{-0.04h^2}$$



(b) 土层波速、频率与潜水水位的关系曲线

1— V_s ; 2— V_p ; 3— f_s ; 4— f_p

图 1.9.2

图 19.3 是使用不同公式算出的测区烈度增量图。不同公式算出的烈度增量图呈现不同的情景。其中图 (a) 考虑了潜水位的影响, 增量值达 1.5 度, 图 (b)、(c) 没有此考虑, 增量值为 0.25~0.5 度, 而 (图 b) 比图 (c) 更细致地反映了土壤特性, 是因为图 (b) 中增加了频率这一因素。为获得理想的烈度增量图 (图 1.9.3 (d)), 本区宜采用横波参数及式 (1.9.2) 与式 (1.9.4) 的和来计算增量, 即

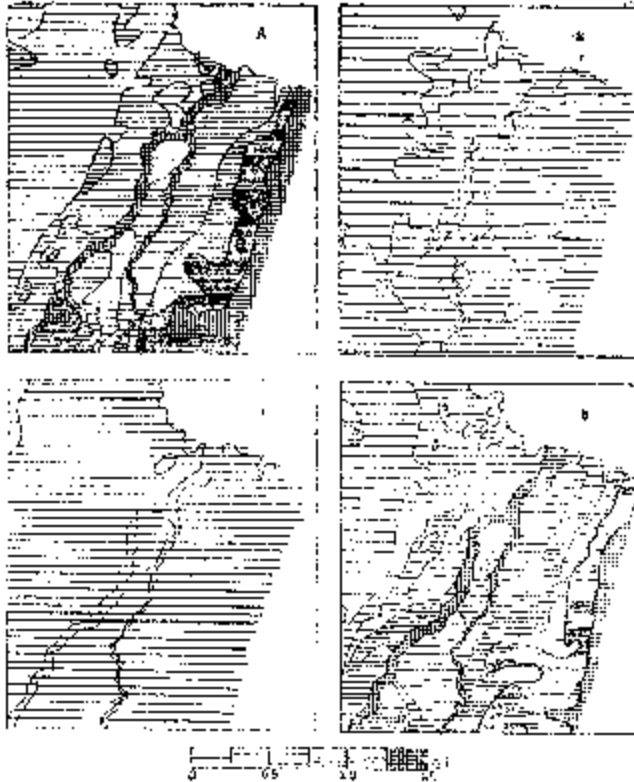


图 1.9.3 不同公式算出的烈度增量图

$$\Delta I = 0.8 \lg \frac{\{r_0\} \text{g/cm}^3 \cdot \{V_0\} \text{m/s} \cdot \{f_0\}_{\text{Hz}}^2}{\{r_n\} \text{g/cm}^3 \cdot \{V_n\} \text{m/s} \cdot \{f_n\}_{\text{Hz}}^2} + e^{-0.04\{h\}_m^2}$$

式中, 潜水水位 h 值是一年里潜水水位可能最小的值。卓越频率的计算见下文。

此外, 图 1.9.3 中的 (a) 图计算公式为: $\Delta I = 1.67 \lg \frac{r_0 V_0}{r_n V_n} + e^{-0.04 h^2}$; (b) 图公式为:

$\Delta I = 0.8 \lg \frac{r_0 V_0 f_0^2}{r_n V_n f_n^2}$; (c) 图的公式为: $\Delta I = 1.67 \lg \frac{r_0 V_0}{r_n V_n}$; (d) 图的公式为:

$$\Delta I = 0.8 \lg \frac{r_0 V_0 f_0^2}{r_n V_n f_n^2} + e^{-0.04 h^2}。$$

在计算烈度增量时, 本区把砾石作为标准土层, 这些砾石被 2—3m 厚的亚粘土层所覆盖, 其地震参数为: $r_0 = 2.1 \text{g/cm}^3$; $V_{0S} = 400 \text{m/s}$; $f_{0S} = 53 \text{Hz}$ 。

通过以上实例可得到如下结论：

①以阿拉木图及其城郊的土层为例，证明潜水水位对横波参数（速度、频率）没有影响。

②确定了计算烈度总增量的组合公式，该公式考虑了土层地震参数的变化和潜水水位的影响。

③参数测定时，布点密度与地形测量比例尺相当。

9.2 常时微动法

地球表层任何地点、任何建筑物的地基，都在以微小的振幅不停地振动着，其振幅通常不超过数微米，振动周期一般为 0.5 秒至数秒，这种不停的微小振动被称为常时微动。

微动的发生源可分为自然因素和人文因素两大类，前者如风、雨、海浪、火山活动等，后者如工厂生产、交通运输、建筑施工等。通常将有特定振源的微动称作振动，而将无特定振源且周期较长（长于 5 秒）的微动称作脉动，脉动的分布范围广，有时在整个大陆地震观测台的记录上都表现出非常相似的特点，是地震学家们感兴趣的一类微动。对于无特定振源、周期又比较短（小于 5 秒）的微动称作常时微动。无特定振源不等于没有振源，远方振源总是存在的。一般认为它是内力地质作用，风、雨、声响等自然现象以及一切人类活动的综合表现。

因为各种振源的综合作用产生的波动在传播过程中必然要携带途中介质（地基）特性的某些信息，所以观测研究地基（地表或地下）的常时微动，可以推断地基的弹性（速度）构造和振动特性。

说明常时微动基本性质的理论，目前有面波理论（Aki, 1957）和体波理论（Shima, 1962）。这两种理论都能对常时微动测得的地基振动特性作出理论解释。下面仅从体波理论出发讨论地基土对地震波的滤波放大作用。

9.2.1 地基土对地震波的滤波放大作用

根据体波理论，地震波可看成是由多个不同频率成分的简谐波的迭加而成。地基土对于由基岩传来的各种谐波分量都有不同的滤波放大作用。即是说地基土相当于一个滤波器。对于水平层状构造的地基，采用反射横波理论，我们可以求得地基土的频率响应函数，或称为传播函数 $H(w)$ ，经推导可得

$$H(w) = \frac{iG_n w / V_{sn}}{a_{21} + \frac{iG_n w}{V_{sn}} a_{11}} \quad (1.9.5)$$

式中， G_n 为各层的剪切模量， a_{11} 、 a_{21} 为推导过程中的矩阵元素，它与厚层度 h_j ，横波速度和剪切模量有关，实际上 $H(w)$ 是入射波和地表观测的反射波的比例系数。当地基土层为一层，岩土层厚度为 H ，密度为 r_1 ，横波速度为 V_{s1} ，基岩为半无限弹性体，密度为 r_2 ，横波速度为 V_{s2} 时，则根据 (1.9.5) 式我们可求出其传递函数的振幅谱。将其归算为放大系数，则有地基土对地震波各频率成分的滤波放大系数 b 为：

$$b = \frac{2}{\sqrt{\cos^2 \frac{wh}{V_{S1}} + K^2 \sin^2 \frac{wH}{V_{S1}}}} \quad (1.9.6)$$

式中 $K^2 = \frac{r_1 V_{S1}}{r_2 V_{S2}}$ ，对应于各种 K 值的放大系数与 $\frac{wH}{V_{S1}}$ 关系谱图见图 1.9.4。因一般地基，其 K 值小于 1，由图可见，此时地基土对于由基岩传来的地震波振幅的滤波放大作用是不相同的，当：

$$\frac{wH}{V_{S1}} = \frac{p}{2} \quad (1.9.7)$$

即：

$$T = \frac{4H}{V_{S1}} = \frac{1}{f}$$

时， b 将为最大值。即是说当穿过地表土层的复合振动的周期为 4 倍波的旅行时间 (H/V_{S1}) 时，地表土层的振动将最为显著。我们把 (1.9.7) 式中的周期 T 称为土层的卓越周期，也就是土层的自振周期，同时， f 称为卓越频率。一般表土层的卓越周期为 0.1 秒至数秒。

土层的卓越周期是场地的重要动力学特性之一。当建筑物的自振周期与土的卓越周期相等或接近时，建筑物的震害都有加重的趋势。因此，在结构抗震设计中，应使结构物的自振周期避开土层的卓越周期。

对于由砾石、砂、亚粘土和粘土等多层沉积构成的表土层，当各层的性质差别不大时，可按折算波速（有效速度） $V_{S折}$ 来计算场地土的卓越周期，此时式 (1.9.7) 中之 V_{S1} 由下式计算：

$$V_{S折} = \frac{H}{\sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}}} \quad (1.9.8)$$

式中， H 为土层总厚度； H_i 为第 i 层土层的厚度； V_{si} 为第 i 层土层剪切波速； n 为土层的总层数。

由 (1.9.7) 和 (1.9.8) 式可见，基岩上的表土层越厚，场地土的卓越周期越大；相同厚度情况下，表土层越松散，波速越低，则卓越周期越大。

测量地基土的常时微动，即无特定震源的穿过地基土层的复合振动，求出其微动的卓越振幅（与卓越周期或频率对应的最大振幅）和卓越周期（或频率），不仅可以解决工程设计中有关地基特性的问题，而且还可了解地震时地基中波的传播特性，从而能预测地震时的波形，为地震工程提供有用的资料。

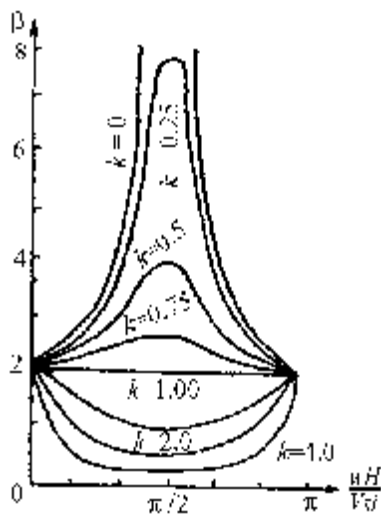


图 1.9.4 放大系数与 $\frac{wH}{V_{S1}}$ 的关系图

9.2.2 常时微动的测量与数据处理

1. 测量方法

测量常时微动，一般在地下、地表和建筑物中进行，图 1.9.5 是测量系统示意图。

在地表或建筑物中测量时，应选择没有工业交通振源时进行，测点应平坦，以便于安置和调整（调平和对准方向）检波器。地下测量多在钻孔中进行，测量深度根据目的而定，放在基岩面上或建筑物的支持层上。

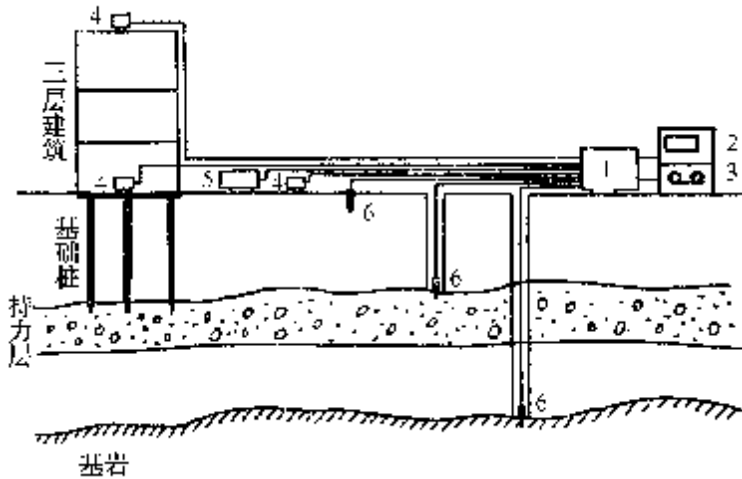


图 1.9.5 常时微动测量系统示意图

1-放大器；2-示波器；3-磁带机；4-短周期检波器；
5-长周期检波器；6-井中检波器

测量仪器由检波器和带有放大器、滤波器、磁带机（或磁盘记录器）和波形显示器的测量装置组成，系统频率特性如图 1.9.6 所示。

在有些放大器中还带有将速度波形变换成变形波形的积分电路和将速度波形变换成加速度波形的微分电路。

滤波器用于切除交通振动等造成的高频噪音干扰。

波形显示器用于监视记录面貌，选择干扰小的波形记录输入磁带机或存盘。

一般磁带机有 14 道，其中一道用于记录操作员现场干扰状况的口头报告，供资料处理人员选择记录波形时参考。

检波器（用于天然地震观测时称作“拾震器”或“摆”）的选择取决于测量对象的周期范围，一般采用固有周期为 1s 的速度型检波器，其输出电压与地基振动速度的振幅成

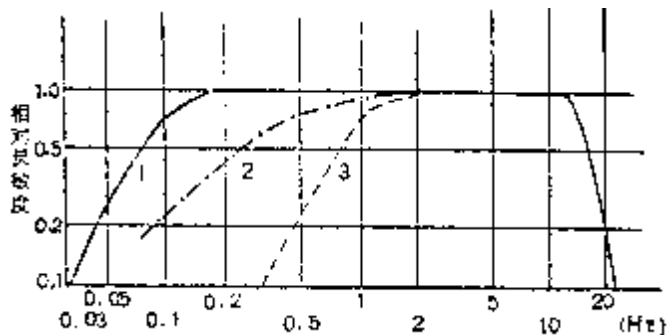


图 1.9.6 测量系统的频率特性

1-长周期检波器；2-井中检波器；3-短周期检波器

比例。这类检波器的体积较通常地震勘探用的检波器体积大，有的为长方体，有的为圆柱体，重量从几公斤到十几公斤不等。1 台检波器只能测量一个方向的分量，如果在一个测点测量水平二分量（南北方向、东西方向）和垂直分量时，需要三台检波器。用于地下测量的检波器一般采用井中三分量检波器。这些检波器可有效测量周期小于 1s 的微动。在需要测量周期大于 1s 的微动时，例如调查高层建筑及其地基的振动特性时，则要采用长周期检波器。

测量时需要注意，一般情况下白天，微动振幅较大，频率成分较复杂，且变化较大；夜间，变化较稳定。卓越频率全天变化不大，但白天偏高。另外常时微动与气象也有一定关系，风力强气压低时，地表位移振幅和波形卓越周期均显著增大。因此为了得到地基振动的可靠信息，常时微动的测量应选择在夜间及风力弱时进行，在地点上应注意避开特定的振动源，选择平坦的地方安置检波器。

2. 数据处理分析方法

常时微动可看作是一个平稳随机过程，其处理分析方法主要有两种，一种是周期频度法；另一种是频谱分析法，该法中主要通过计算常时微动信号的功率谱，求取地基振动的特性参数。

下面我们分别简要介绍：

1) 周期频度法

周期频度法着眼于研究振动出现的频度。以记录长度 2 至 3 分钟的常时微动波形记录为例，在波形中间画一条零线，波形与零线形成一系列的交点，取相邻两点时间差的二倍作为该处波形的周期。以周期为横坐标，以不同周期波形出现的频度（次数）为纵坐标，即得到一条常时微动记录波形的周期频度曲线。出现频度最高的周期称作卓越周期 T_z ，记录中周期最长的称作最大周期 T_{max} ，与卓越周期相对应的最大振幅，称为卓越振幅 A_z 。若取微动记录的长度为 t ，在该时间内，微动的次数为 n ，则有平均周期：

$$T_p = \frac{n}{t} \quad (1.9.9)$$

这些振动的特性参数与地基特性有关。周期频度法早期用得很多，在计算机普及的今天，频谱分析法已成为波形频率特性分析的主要方法。研究表明，对于周期小于 1s 的常时微动，两种方法的处理结果在实际应用中效果相同。

2) 频谱分析法

对常时微动这样一种随时间作不规则振动的波，可表示为时间的函数 $X(t)$ ，通过傅立叶变换，可求得其频谱 $X(f)$ ，则其功率谱为：

$$P(f) = \frac{1}{T} X(f) \cdot X^*(f) \quad (1.9.10)$$

式中 $X^*(f)$ 为 $X(f)$ 的共轭复数。 T 为计算频谱的时窗长度。为求得测点稳定的功率谱，可将记录取多个时窗段，一般时窗长度为 10 秒，也可视情况而定，求其功率谱 $P_n(f)$ ，并取其算术平均值，则有平均功率谱为：

$$\overline{P(f)} = \frac{\sum_{n=1}^N P_n(f)}{N} \quad (1.9.11)$$

由此，可确定出微动记录的卓越频率，周期和振幅等特性参数。

图 1.9.7 给出了实测常时微动记录的一段，以及其功率谱，可见其卓越频率平均为 7.5Hz，卓越周期为 0.13 秒。

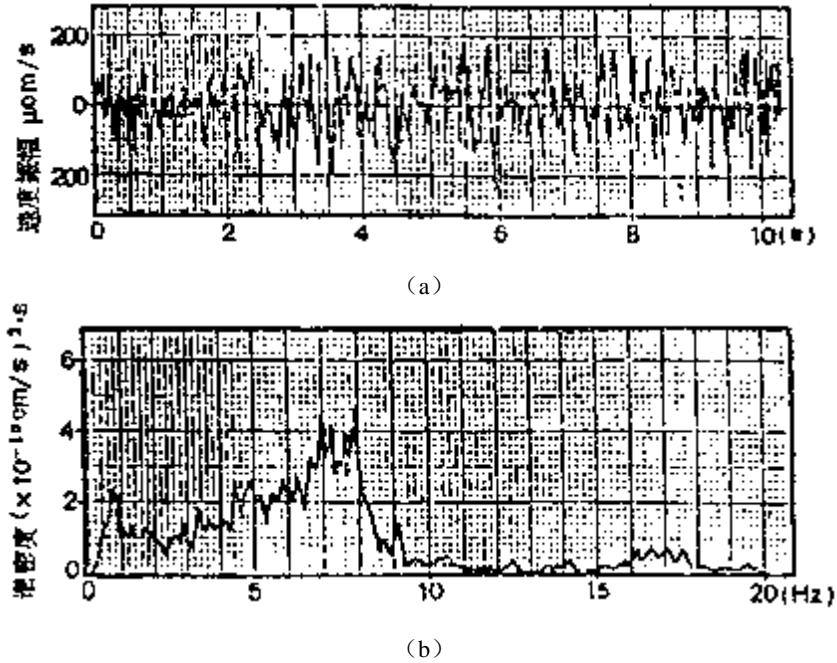


图 1.9.7 实测常时微动记录 (a) 和功率谱 (b)

9.2.3 实际应用

常时微动的测量结果目前主要用于地基土类型划分、地震小区划、地震裂度增量计算、建筑物抗震性能评价，滑坡的地质调查等方面，可为工程地质以及震害预测等提供基础性资料。在此，我们仅讨论用卓越周期等特性参数进行地基土类型划分和地震小区划问题。

1. 地基土类型划分

由上述分析可知，不同类别的地基有不同的卓越周期（或周期频率曲线类型），因此，可利用常时微动测量所获得的卓越周期等特性参数对地基土的类型进行划分。根据前人研究成果可知，微动特性参数与地基种类的关系如图 1.9.8 所示，其中的地基分类与地基岩土性质见表 1.9.3。在图 1.9.8 中可见，各特性参数的分类均有一定的重叠区，所以在具体应用时，应结合多个参数的分类综合确定出地基土的类型。

图 1.9.9 给出了 (A)、(B)、(C) 三种类型的周期频度曲线，每一类型中给出了 2 个剖面。图中 N 标准贯入试验锤击数。各类型曲线特征是：在 A 类中，曲线梯度陡，呈尖峰状，卓越周期在 0.1~0.25s 之间；在 B 类中，曲线梯度较 A 类的缓，曲线呈单峰或多峰状，卓越周期在 0.25~0.4s；在 C 类中，曲线平缓，峰值点不明显，卓越周期大于 0.4s。结

合标准贯入试验与钻探结果分析，A、B、C 三种类型曲线反映的地基分别相当于表 1.9.3 中的 II、III 及 IV 类地基。

表 1.9.3 地基种类与地基岩土性质

地基种类	地 层
第 I 类	基岩层
第 II 类	洪积砂砾层、含砂硬质粘土、砂粘土等洪积层、厚的冲积层、以残积层为主的土层
第 III 类	粗砂层、砂砾层 中细砂层、粘砂土等冲积层
第 IV 类	淤泥、人工堆积层及软弱冲积层

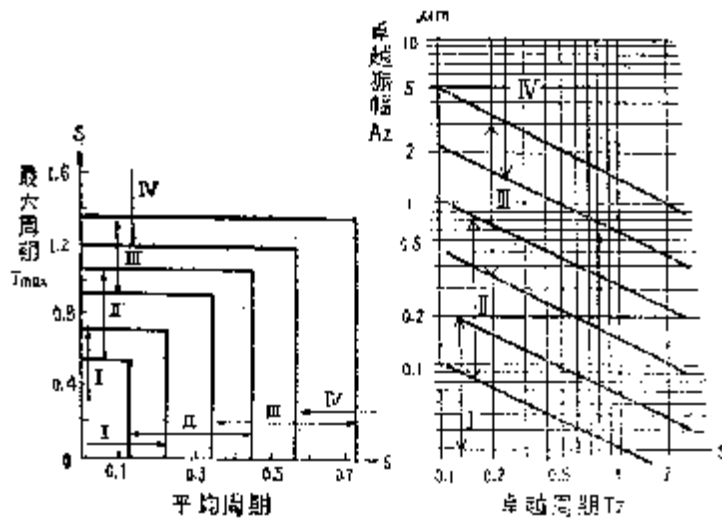


图 1.9.8 常时微动与地基种类的关系

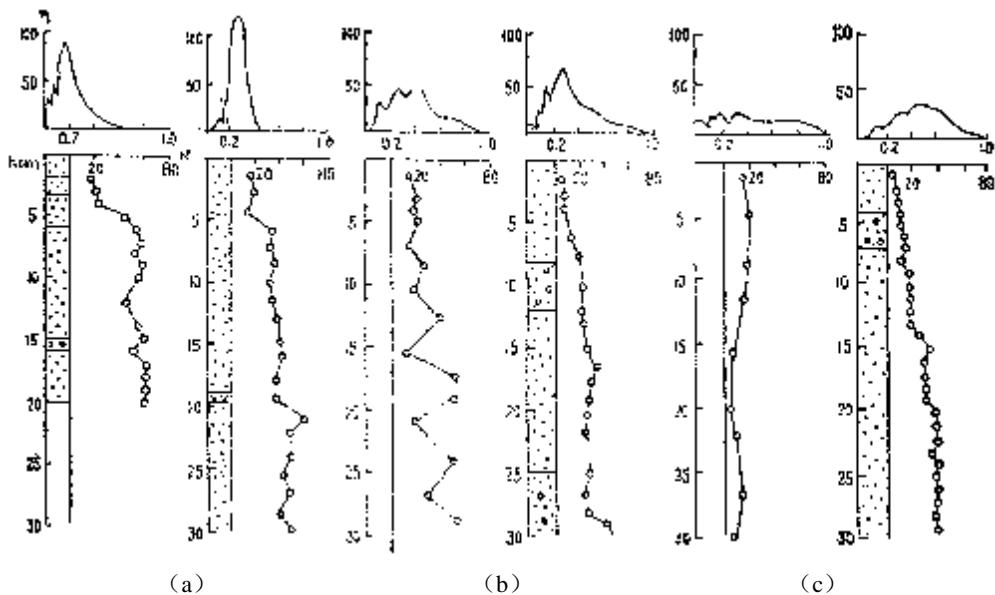


图 1.9.9 周期频度曲线类型图

图 1.9.10 是日本木结构房屋的地震破坏率与用常时微动判别的地基种类的关系。由图可看出，不同类别的地基中，房屋的破坏程度不同，利用常时微动观测结果，可很好地为建筑物抗震设计服务。

2. 地震小区划

这里以日本熊本市为例，介绍如何利用常时微动测量研究地基类别、卓越周期的分布来作地震小区划。

熊本市东西长 32km，南北宽 15km，白河与绿河下游为三角洲。根据地质调查可知，市区的北西为金峰火山群，南面为益城山（白垩纪），东面为砂质粘土层组成的洪积台地及户岛山、小山丘陵（白垩纪），西面为大片人工填土的有明填土地。区内地层有第四系、第三系、中生代御船群和古生代的变质岩。除周围为山区外，区内大致可分为冲积洼地和洪积台地两大部分，它们大都被火山喷发物覆盖。冲积洼地是由砾石、砂、粉砂以及含泥土的松软层组成。有明填土地其下有厚层的粘土层。

常时微动测量的测网为 500×500 ，观测点共 150 个。常时微动测量所使用的检波器为固有周期 1s、衰减常数 0.7 左右的动圈式检波器。测量是通过一次积分电路将速度波形转换为位移波形，最后记录在磁带上。测量可在夜间或白天进行。白天测量时，要避免来往车辆等人为噪声的影响。一个测点观测时间约为 15 分钟。资料整理时，将数据记录器记录的数据进行回放，选择既稳定又无人为噪声，约 30s 长的带，按金井判别方法，利用零相交法对波形进行解析，求出各观测点的最大周期、最大振幅、平均周期以及卓越周期。由于是低振幅水平测量，所以先用最大周期和平均周期作地基类别判别，然后再用傅里叶频谱分析进行谱的解析，求出每一测点的卓越周期。

根据各测点的卓越周期等特性参数，结合区内地质调查资料，采用前文所述的分类方法，对该区的地基土类别进行了小区划分。其卓越周期分布如图 1.9.11，地基土分类分布如图 1.9.12。综合分析认为，全区卓越周期可分为小于 0.25s、0.25~0.3s、0.35~0.65s 和大于 0.65s 四组，卓越周期分布情形如图 1.9.11 所示，其分布特征是，东部洪积阶地（II 类地基）卓越周期为 0.20~0.38s；在山区、台地、阶地、填土地（III 类地基）以外的地区，其卓越周期为 0.38~0.89s；在填土地及部分松软地基，其卓越周期为 0.66~0.79s；在山区（I 类地基），由于风化层覆盖，其卓越周期在 0.25s 为均值的 0.15~0.30s 之间。根据上述分析可知：I、II 类地基的卓越周期边界在以 0.25s 为均值的 0.15~0.35s 之间，只是离散度稍大一些；II、III 类地质的卓越周期边界为 0.35s；III、IV 类地基的卓越周期边界为 0.65s。地基类型与地质、地形的关系明确，即山区对应于 I 类地基；台地、阶地对应于 II 类地基；扇形地区、天然堤坝等冲积平原对应于 III 类地基，而三角洲、填土地则对应于 IV 类地基。以上这些资料为高、大建筑物的选址，抗震措施的判定，震害预测等提供了可靠的科学依据。

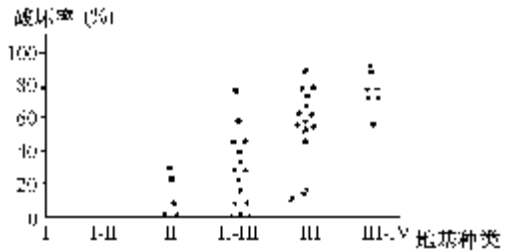


图 1.9.10 日本木结构房屋的地震破坏率与地基种类的关系

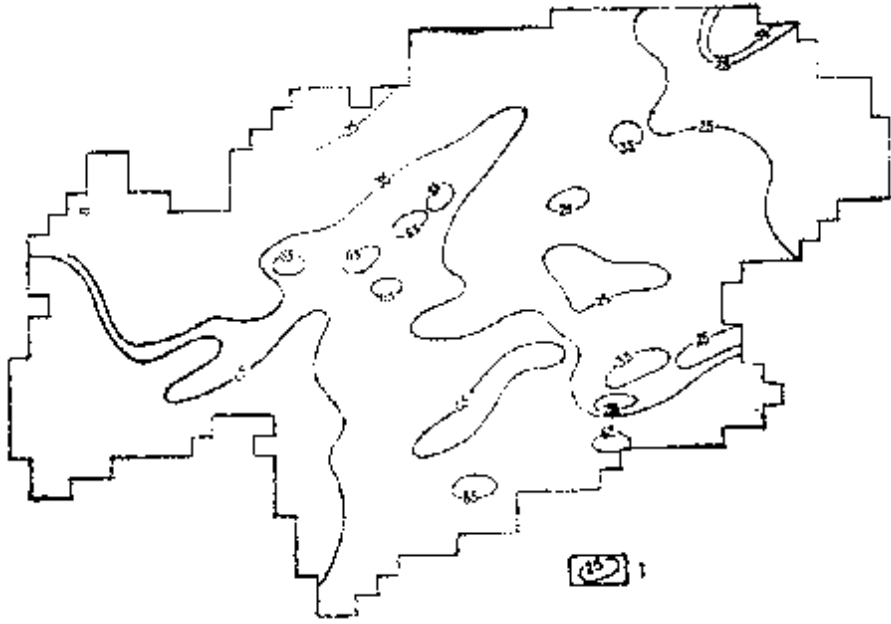


图 1.9.11 常时微动卓越周期分布图
1-卓越周期等值线 (单位: 0.01s)

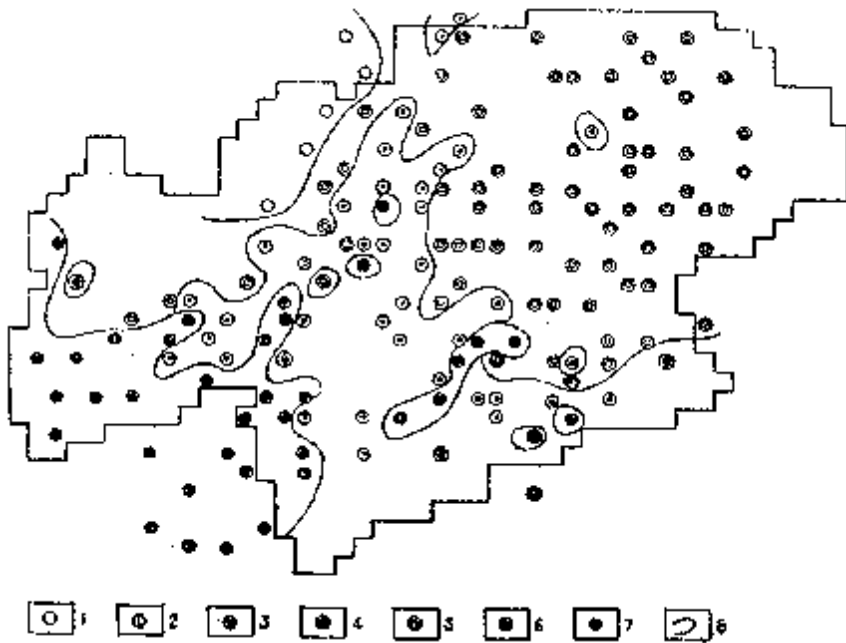


图 1.9.12 地基分类分布图
1- I 类地基; 2- I-II 类地基; 3- II 类地基; 4- II-III 类地基; 5- III 类地基;
6- III-IV 类地基; 7- IV 类地基; 8- 地基类型划分线