

波浪载荷作用期间 桩群的三维变形分析

[美] M. Gabr 等

摘要

本文利用三维非线性计算机程序 SPLICE (结构/桩/土壤相互作用分析软件) 和三维线性计算机程序 CPGA 对用于支撑 Magnus 海洋钻井平台支腿的桩群进行了受力变形预测分析。这两个计算机程序是分别由挪威土力学工程研究所和美国陆军工兵部队开发的。分析结果与受海浪冲击过程中现场测量结果进行了比较。利用所测量的综合载荷, 两个计算机模型都可准确地预测现场所测量的轴向位移。即使在所测量的侧向位移值低于估计值的情况下, 也能合理地对所测量的群桩的角位移进行预测。造成侧向位移预估值偏低的原因可能是由于土质劲度系数 (E) 不随深度变化的这种假设。根据这种假设, 上部土层被模拟为较硬的土质层, 而这种上部硬的土层实际上是不存在的。假设地层劲度系数 E 随地层深度呈线性变化, 利用 SPLICE 和 CPGA 计算机程序获得了侧向位移和角位移更准确的估计值。

引言

本研究为分析桩群受载时所记录的现场测量结果提供了一种受载——变形分析方法。文中所采用的实例研究是针对英国石油公司布置在北海区域的 Magnus 海洋石油钻井平台的一个支腿下的桩群而进行的。该桩群 (下称 A_1 桩群) 用于支撑该平台的浮腿, 该浮腿作用在桩群上的载荷和由载荷而引起的变形测量结果已由 Shorp 和 Kenley 二人在 1992 年提出。

对桩群性能的预测是利用由挪威土力学

研究所开发的三维非线性计算机程序 SPLICE 和由美国陆军工兵部队开发的三维线性计算机程序 CPGA 完成的。利用 SPLICE 程序所进行的受力分析是通过对单根桩在给定载荷下的反应曲线进行估算而完成的。由从每根桩传递到土层的力或桩群的作用而造成的桩周围土体的附加下沉量是利用 Mindlin 方法计算的。采用 CPGA 程序进行的分析是以土层的抗扰性计算方法为基础的, 这种方法就是利用线性的土层—桩之间的稳定性关系。通过采用一个折减系数, 可算得桩群的作用。在上述分析过程中, 利用了常数弹性模量和作为地层深度函数 (呈线性递增) 的弹性模量。

每一个组合载荷都由作用在桩群帽平面内的侧向载荷 (X 和 Y 轴方向) 垂直于桩帽的轴向载荷 (Z 轴方向) 和弯矩 (X 和 Y 轴方向) 所组成, 下列情况下都要考核组合载荷的影响:

1. 在设计阶段要用到组合载荷;
2. 在平台实际应用过程中要测量组合载荷, 把利用每一个组合载荷对桩群进行的预测同所测量到的桩群的特性反应曲线进行了比较。

计算机模型: SPLICE

计算机程序 SPLICE 就是一种桩的布置、桩与土层之间的相互作用受力分析模型, 该程序于 1982 年由 Clause, Aas 和 Hasle 三人提出。在这代码里, 利用有限元法把桩模拟成在每个节点上具有六个自由度。对于每一个单元来说, 假设桩和土层之间的接触应

力是一种线性插值函数。

轴向和侧向弹性模量分别由通常定义的非线性弹性变量 $t-z$ 和 $p-y$ 来估算。每一根桩都是按照其轨迹坐标根据非耦合轴向、侧向和角位移反应曲线进行分析。利用逐段线性逼近算法来模拟每一种情况下的非线性受载变形反应曲线，然后利用迭代法来达到收敛性的目的。在分析图解中，考虑了轴向载荷在侧向反应曲线上产生的二阶弯短的影响。

桩—土—桩之间的相互作用或者叫做群桩效应，通过计算群桩里沿 X、Y、Z 方向传递的力在已知桩节点周围造成土体的变形可计算出群桩效应。Mindlin 感应系数是利用由 Poulos 和 Davis 二人在 1974 年所提出的 Mindlin 解法，根据弹性半空间理论来计算的。为了计算 Mindlin 感应系数，可以假设土层弹性模量 (E) 分布随深度变化而为常数，或随深度增加而呈线性递增。

计算机模型：CPGA

CPGA 是一种利用 Hartman 等人在 1989 年开发出来的弹性模量法对群桩基础进行三维受力分析的计算机程序。在这一代码中，桩帽被假设为是刚性的，土—桩性态被假设为是线弹性的。阻力与沿六个自由度 ($D_x, D_y, D_z, R_x, R_y, R_z$; D =位移, R =角位移)，同时运动所产生的位移成正比。每根桩的性态都是利用其计算出的弹性模量来表示，把所有桩的弹性模量汇集起来就得出一个桩群的总的弹性模量矩阵。通过把桩群弹性模量矩阵的逆矩阵与外加载荷组相乘就可确定刚性桩帽的变形量，如下式所示：

$$U = [H] \{Q\} \quad (1)$$

式中： Q =外加载荷组； U =桩帽位移总量； H =桩群的挠性矩阵，即为桩群弹性模量矩阵 K 的逆矩阵。

刚性桩帽的变形包括轴向变形、侧向变形和角位移，桩帽的变形表明桩头也在变形，

把桩帽的变形乘上桩的弹性模量系数就确定了作用在每个桩头上的力。然后把这些合成载荷同用户所限定的允许载荷相比较。这一程序不能说明桩帽挠性和非线性土层性态造成的影响。

实例研究：MAGNUS 平台

Magnus 平台属英国石油公司拥有，曾安装在英国北海 180m 深的海域。施工位置如图 1 所示。该平台有四个桩群支撑着，每个桩群由九根桩组成，每根桩延伸到海底以下的海相粉质粘土层里约 82m。在应用条件下和受环境载荷过程中对桩群的实际性态所做的测量都在本文中作了报导。本研究利用这些测量结果证实了桩群变形分析用的两个三维模型是正确的。

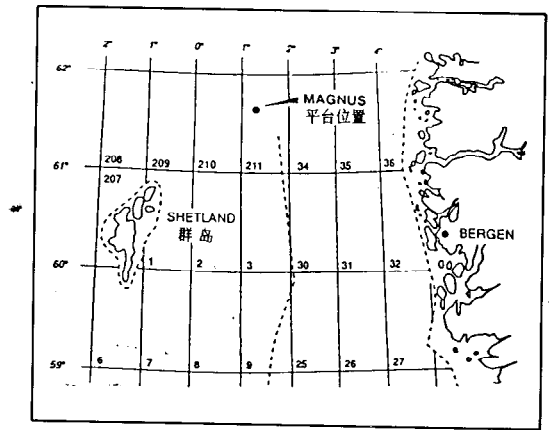


图 1 施工位置图

施工中所采用的是壁厚为 63.5mm、直径为 2.134m 的开口管桩。这些桩有 3.4° 倾斜，管桩材料的杨氏弹性模量被假设为 200MN/m^2 。

土层特性

总体上来看，土层剖面由海相粉质粘土组成，在海底以下 17m 深处有 3m 厚的砂层，该地层曾在 1983 年由 Ridgen 和 Semple 二人进行过测量。当作为深度函数的塑性指数

接近常数值 的 20% 时, 平均含水量 W 为 18%。根据 1983 年 Ridgen 和 Semple 二人所报告的室内及现场测试, 平均抗剪强度分布如图 2a 所示。

抗剪强度 S_u 从海底平面的 80KPa, 增加到海底以下 17m 深时的 325KPa, 从海底以 20m 到 100m 深范围内, 抗剪强度 S_u 则从 180KPa 变化到 380KPa。土层的超固比 (OCR) 从上部地层 15m 时的大约 5 变化到 100m 深时的 1.8, 如图 2b 所示。

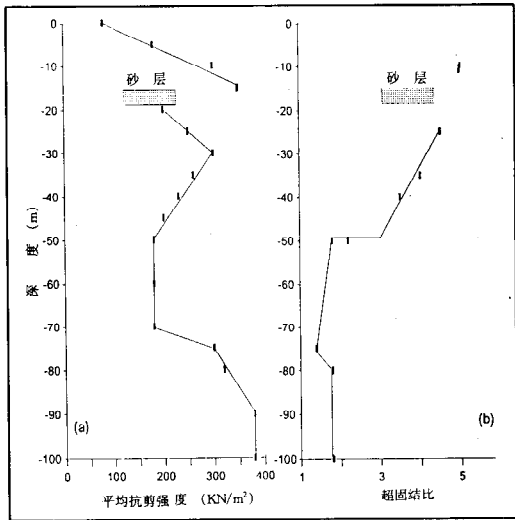


图 2 现场土层特性

a) 抗剪强度分布, b) 超固结比随深度变化示意图

测量的桩群性态

在平台应用过程中对作用在桩群上的载荷以及相应的桩群变形进行了测量。利用加速度计测量方法、轴向载荷以及海底平面的弯矩分布状态, 得到了发生在 1984 年 1 月 22 日风暴过程中的轴向位移和角位移。

由 Sharp、Kenley 二人在 1992 年所提出的测量数据概括于表 1 中:

直线式加速度计按三维空间结构安装在海拔 +26 的位置, 并用来测量平台的总体位移。利用应变仪测量方法, 得到了弯矩的分布状态。通过对所测量的弯矩分布函数进行二重积分, 就可反算出侧向位移和角位移的

大小。在变形测量的同时, 所记录下的轴向力为 64.3MN, 侧向力为 9MN, 弯矩为 165MN-m。

表 1 测量的桩群变形结果

	根据加速度计	根据弯矩分布	根据轴向载荷
垂直位移 (mm)	4.4	—	2.1
侧向位移 (mm)	5.7	3.2	—
角位移 (10^{-3}) 弧度	0.25	0.25	0.21

分析的理想化解释及关键参数

桩群的布置方式如图 3 所示。分析过程中所用的土层剖面被分成 16 个次层, 因为考虑到强度随地层的不同而变化。分析中采用了由 Ridgen 和 Semple 二人 1983 年所发表的设计组合载荷和由 Sharp 和 Kenley 二人 1992 年完成的测量组合载荷。表 2 总结了受力分析时 (X、Y、Z 方向在图 3 中示出) 所采用的组合载荷。

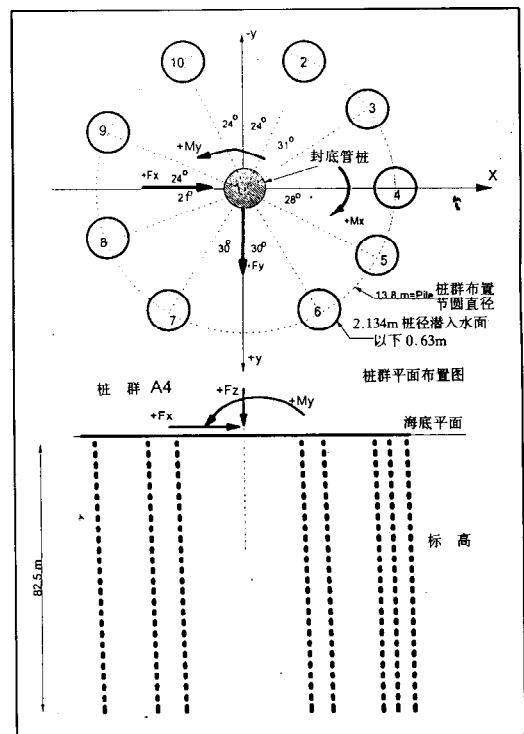


图 3 桩群、外加载荷和坐标系的布置图

图4(a、b、c)是根据表2所列的测量载荷值与表1所列相应的测量变形值关系曲线。

表2 受力分析时所采用的组合载荷

	F _z (MN)	F _x (MN)	F _y (MN)	M _x (MN-m)	M _y (MN-m)
设计组合载荷	354	12	-31	-155	-22
测量组合载荷 (1984年 1月22日)	64.3	6.4	-6.4	-118	-118

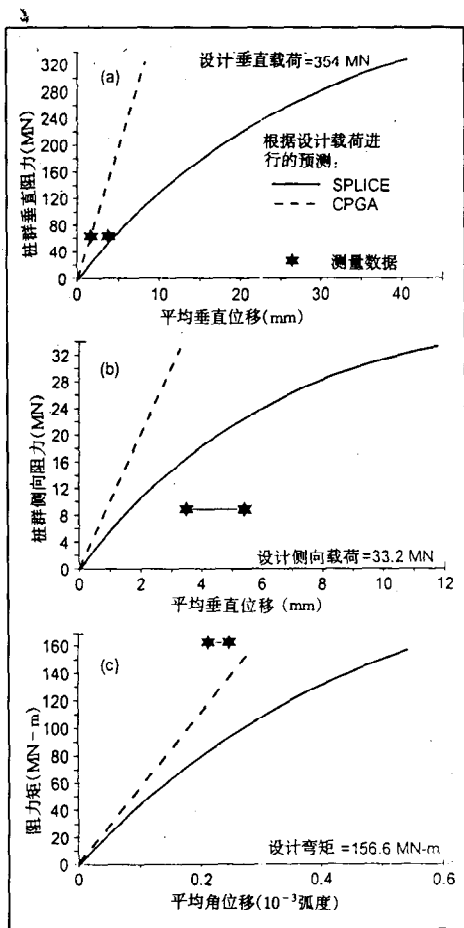


图4 利用设计组合载荷绘制的测量和预测桩群性能反应曲线

SPLICE 计算机模型分析

利用 SPLICE 模型进行分析时, 每根桩

都被分解成40个分析单元。所有的桩都假设同桩群的桩帽呈刚性联结。根据美国石油学会有关粘土的标准(API RPZA), 绘出了侧向土层反应曲线, 或叫做P-Y曲线。利用计算机程序SPICE中所实施的方法, 绘制出了轴向土层反应曲线, 或叫做t-z曲线, Clausen、Aas、Almeland在1982年对此方法进行了描述。利用这一方法, 得出了作为土层剪切模量G和桩身极限表面摩擦力函数关系的t-z曲线。在分析过程中还采用了描述桩端部支撑滑移特性的双线性桩端阻力曲线。桩端面最终沿垂直方向的滑移距离被假设为桩径的5%。P-Y和t-z曲线是在假设没有受冲蚀的前提下形成的。

用来计算Mindlin相互作用系数以便说明桩群作用的土层弹性模量E是根据剪切强度分布和利用由Seed及Idriss在1970年给出的弹性模量同剪切强度之间的关系来评价的。对于海浪造成的波浪载荷较低(例如: 小于设计载荷的20%)情况, 切线杨氏弹性模量E_i; 按下式求得: E_i=2(1+μ)G, 式中μ为泊松比。对于不排水加载情况, μ=0.5, 于是就得E_i=3G。假设G值等于700Su, 因此, 就可算出E_i值为2100Su。在波浪载荷等于设计载荷时, 切线杨氏弹性模量E_i就会任意地减少, 这说明土层弹性模量随着应力值的变化而呈非线性下降。在这种实例中, 采用了数值为1000Su的割线弹性模量, 约为初始值的50%。对于低于设计载荷值的其他载荷, 弹性模量值按比例地调整到大约极限值为1000Su和2100Su之间。

变形分析过程中采用的不变弹性模和随深度变化呈线性递增的弹性模量的两个参变量分述如下:

1. 不变弹性模量: 假设平均弹性模量值450MN/m²为一常数, 这一值是根据Su的平均值为215KPa而得到的。

2. 线性递增弹性模量: 根据剪切强度分布, 在海底时采用的切线模量E_i值为

225MN/m², 在海底以下 100m 深时采用的切线弹性模量 E_t 值为 778MN/m²

CPGA 计算机模型分析

在利用三维线性计算机程序进行变形分析时, 采用了常数土层弹性模量和线性递增的土层弹性模量, 尤如在 SPLICE 分析过程中所描述的那样。在第一种情况里, 采用了 450MN/m² 常数弹性模量。在线性递增弹性模量情况下, 根据在 CPGA 程序里所采用的分析模型, 所输入的海底处的弹性模量值必须等于零。同 SPLICE 模型中利用载荷—变形关系来确定土桩反应曲线相比, 弹性模量 E 是 CPGA 模型所需的唯一反应土层特性的参数。因此, 为了利用同 SPLICE 程序中所采用的相似的弹性模量分布进行分析, 采用了在海底处弹性模量值为零, 在桩尖弹性模量值为 914MN/m² 的等效三角形分布。三角形的面积同 SPLICE 程序当中所采用的海底处弹性模量为 225MN/m² 和海底以下 100m 时弹性模量为 788MN/m² 的分布图面积相等。

在 CPGA 程序中建成的模型通过增加一个弹性模量修正系数 (C33) 解释了土—桩相互作用效应。按照 Hartman 等人在 1989 年所推荐的值, 对于整桩端面支撑时, 系数为 1; 对于整个桩的摩擦表面, 系数为 2。对在这一分析过程中所采用的常数和线性递增弹性模量, C33 系数被假设等于 2。在分析过程中, 假设桩和桩帽是刚性联结的, 而桩帽被模拟得随外加载荷自由移动。因此, 每根桩的扭转模量 (B66) 被假设为零。在 CPGA 模型里还考虑了二阶弯矩效应。

实测和预测性态比较

图 4(a、b、c) 显示的是 SPLICE 和 CPGA 两个计算机模型利用设计组合载荷和均匀弹性模量 E 所进行的变形预测。设计载荷乘上一个系数 (外加载荷 = 0.25、0.5、0.75、1.0 乘以设计载荷) 便得到桩群的载荷—变形反应曲线。所乘的这个系数是按比例把侧向载

荷、轴向载荷以及弯矩缩小一定的倍数, 以保持初始结构设计比例。为了进行比较, 实测变形及相对应的实测载荷关系曲线也在同一图中绘出。变形结果是按平均值给出的。在本文中, 平均值的定义就是取在垂直方向轴向变形量、在 X 和 Y 轴方向的侧向位移的总和以及角位移总和的平均值。

设计载荷预测

利用设计组合载荷以及在计算 Mindlin 相互作用系数时假设弹性模量 E 随深度变化而呈常数所进行的 SPLICE 模型预测结果如图 4 (a、b、c) 所示。总的来说, 由于设计载荷实际上超过了受特大风暴影响时所测量的载荷, 所以采用设计组合载荷对测量变形值的估算就偏大。同样, 采用 CPGA 模型预测设计组合载荷所产生的变形也大于通过测量而绘制的特性反应曲线值, 侧向位移则除外。此时, 所预测的侧向位移值比测量值小 1.5 倍。

对测量变形与预测变形之间的比较结果只表明设计阶段所估算的值同本文所提到的一次大风暴过程中所测量的值有所不同。设计组合载荷计入了一些载荷增大系数以考虑到各种预计到的风暴环境。因此, 根据设计组合载荷预先考虑到保守的变形估计是合理的。根据设计载荷, 弯矩同水平力的比值为 4.7, 如表 2 所示。而对于测量的组合载荷, 则弯矩同水平力的比值为 18.4。因此, 力臂的差别必将导致与图 4 所显示的预测结果有明显的不同。

测量载荷的预测

利用测量的组合载荷, 同图 3 所示的测量反应曲线相比, 根据 SPLICE 和 CPGA 两个模型得到的预测结果是合理的。图 5 (a、b、c) 示出的是利用 SPLICE 模型得到预测结果, 而图 5 (d、e、f) 示出的则是利用 CPGA 模型得到的预次结果。在轴向变形时, 两个模型都可准确地预测到被测量的轴向位移。

在此情况下，弹性模量 E 随深度变化的分布对预测结果并未造成大的影响，如图 5 (a, d) 所示。

虽然测量的侧向位移偏低，但测量的桩群角位移还是接近预测值的。利用常数弹性

模量分布 (图 5b 和图 5e 所示) 来进行预测，侧向位移反应曲线值偏低更加明显，这主要是由于侧向性态受表土层的影响。假设平均弹性模量不随深度变化就是指的土层剖面的表土层是相当稳固的。

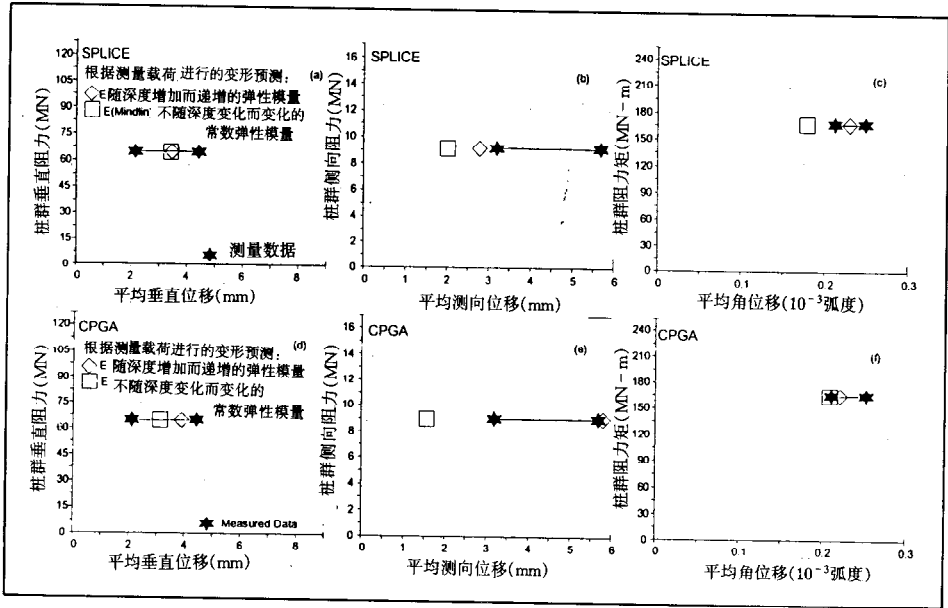


图 5 测得的和利用测量组合荷载预测的受力与变形反应特性

如表 3 所示，假设弹性模量 E 随深度呈线性变化，所得到的侧向位移和角位移的估计值就更准确，利用上述两个模型所预测的角位移也与实测桩群的角位移非常一致。然而，利用 SPLICE 模型预测的侧向位移值偏低，利用 CPGA 模型预测的侧向位移值偏高。

利用 CPGA 模型预测偏高的原因可能是因为假设在海底时弹性模量值为零。降低海底弹性模量 E 的值，并假设弹性模量 E 随深度呈线性递增，可改善 CPGA 模型的预测准确程度，因为在 CPGA 模型里，弹性模量 E 代表着关键的土层参数，而这种参数又直接影响分析结果。在利用 SPLICE 模型进行预测时，两项比较的结果仍然表明，预测的侧向位移比测量的桩群侧向位移要大一些，如图 5 所示。

表 3 实测组合荷载情况下预测和实测变形值

	垂直位移 (mm)	侧向位移 (mm)	角位移 (10 ⁻³ 弧度)
预测：实测组合荷载和常数 E			
SPLICE:	3.40	2.01	0.18
CPGA:	3.16	1.52	0.21
预测：实测组合荷载及线性递增弹性模量 E			
SPLICE:	3.42	2.80	0.23
CPGA:	3.84	5.81	0.22
根据表 1 实测的平均值:	3.35	4.45	0.23

总结与结论

本文展示了一种利用三维非线性计算机程序 SPUCE 和三维线性计算机程序 CPGA 对桩群性能进行预测的方法。分析中利用了

支撑 Magnus 平台的桩群中一个桩群的现场测量记录结果。该桩群当时被用来支撑平台的一个浮腿。

利用 SPLICE 程序进行的分析是根据有限元法对桩进行模拟的方法完成的。在对桩模拟时采用的弹性模量值,是利用轴向和侧向变形时的非线性载荷——位移关系来确定的。桩群的作用是利用 Mindlin 算法计算出的。利用 CPGA 程序进行的分析是根据土层模量法完成的,这种方法把土——桩弹性模量作为线性关系。此时桩群的作用是通过采用修正系数的方式计算的。通过对利用每一个载荷组合所进行的预测与实测桩群性态的比较,可以得出以下结论:

1. 利用实测载荷组合和假设弹性模量为线性变量所做的预测,同利用设计载荷组合所估算的相比,可获得合理的结果。然而,应当说明的是:设计载荷组合包括载荷放大系数,该系数主要考虑变化的风暴载荷设计的影响。因此,利用设计载荷组合来获得一个保守的变形估计值是较合理的。

2. 当测量的载荷组合被利用时,线性 CPGA 和非线性 SPLICE 计算机模型对被测量的轴向位移可提供较合理的预测。对被测的桩群角位移也可以较合理地预测,只是对测得的侧向位移估计偏低,(利用 CPGA 模

型并把弹性模量分布看作是线性递增的情况除外)。

3. 当利用设计载荷组合时,同利用 SPLICE 模型所得到的非线性结果相比,CPGA 线性模型最终获得的预测结果还是比较稳定的。利用 CPGA 模型所预测的侧向位移小于平均测量值。

4. 假设弹性模量随深度呈线性变化,那么对侧向位移和角位移的估计是比较准确的。把弹性模量作为一种线性变量更能代表原地土质的弹性模量。

5. 取土层特性随深度变化为平均值的方法应当反复地验证,特别是采用线性预测模型的情况下。在分析过程中,采用常数弹性模量就表明上部土层是较稳固的,因此侧向位移和角位移值估计偏低。总的来说,减少海底处的弹性模量值并假设弹性模量随深度呈线性递增,可改善预测反应曲线的准确性。

参考文献(略)

张永勤 译自

《Deep Foundations Design》1993

张伟 校