

多层及高层建筑结构 空间分析程序

TBSA编制原理

中国建筑科学研究院高层建筑技术开发部

前 言

目前，多层与高层建筑结构空间分析程序TBSA在国内得到日益广泛的应用。而且随着社会经济的发展，复杂体型的多、高层建筑结构形式日益增多。这种结构受力复杂，工作状态是互相关联的空间工作形式。要较真实地反映这类结构的工作受力性质，就需要有能较精确反映建筑结构空间工作的计算程序。为使使用者更好地掌握使用这种程序，对计算结果有较为全面的了解，从而设计出技术先进、安全可靠、经济合理的结构，也需要对这种程序的编制原理有所了解。本书就是为此目的而编著的。本书的主要使用对象是工程设计人员，所以全书的重点也放在结构的构造、配筋及部分特殊问题的处理上，对计算理论及计算机程序的编制原理仅作一般性叙述。

本书的第一部分由李丹执笔，第二、三部分由赵西安执笔。全书由赵西安校核。

一九九一年六月

目 录

前言

第一部分 TBSA程序编制的基本理论


绪论	1
一、程序编制的基本理论	2
二、高层建筑结构在竖向荷载作用下的施工模拟计算	11
三、罕遇地震作用下薄弱层的验算	16
四、荷载说明	18
五、关于拐角刚域的说明	20
六、结构位移参考点	21
七、耦联抗震计算	22
八、对称性及竖向地震计算	22
九、关于部分输入数据的说明	23

第二部分 内力组合

一、总则	25
二、内力组合实际采用的工况	27

第三部分 构件的截面设计

一、总则	32
二、框架柱的设计	33
三、框架梁的设计	34
四、剪力墙截面设计	35
五、连梁的截面设计	36

 梁、普通柱、薄壁柱单元刚度矩阵	37
---	----

第一部分 TBSA程序编制的基本理论

绪 论

随着计算机硬件的发展，上部建筑结构的计算机程序也经历了大致三个阶段。也就是平面框架程序、空间协同分析程序和空间分析程序。平面框架程序忽略了框架之间的共同工作联系及空间效应，人为的将一空间结构划分成平面结构计算，要求使用者能给出所计算框架在整个结构中所承受的侧向力大小。因而平框程序主要应用于平面框架及部分形状规则、侧向刚度均匀的结构计算。

空间协同工作程序利用楼板平面内刚度无限大的假定而使纵向各平面结构在楼层水平处取得位移的协调，从而求得各平面结构中各杆件的内力。它仅考虑了楼层两个平移和一个转角的协调，而忽略了各平面结构相交处各相应位移的协调。其基本计算单元是纵、横向平面框架。所以对于结构布置不规则，或筒体、框筒结构（这种筒体结构因存在剪力滞后效应，对内力的分布有较大影响），就不宜再划分为平面结构而采用空间协同分析了。

多、高层建筑结构空间分析程序TBSA的理论依据及编制原理是《混凝土结构设计规范》(GBJ10-89)、《钢筋混凝土高层建筑结构设计及施工规程》(JGJ3-91)、《建筑抗震设计规范》(GBJ11-89)、《建筑结构荷载规范》(GBJ9-87)和其它有关的试验及理论研究结果。TBSA程序已在国内数百幢多、高层建筑结构设计中得到应用，程序的正确性和可靠性得到了工程实践的检验及1:6高层大模型实验的验证。并与国外同类程序比较，内力位移结果基本一致。在配筋计算编制过程中，多次向有关规范编制组成员咨询，力图将规范中有关规定及意图正确的反映到程序中来，使程序输出的计算结果满足工程设计人员的要求，方

便工程设计人员。

一、程序编制的基本理论

本程序的力学模型是根据《钢筋混凝土高层建筑结构设计与施工规程》建立起来的,采用的是杆-薄壁杆系三维空间体系,每根柱、梁端有六个自由度,薄壁柱每端有七个自由度,根据符拉索夫的薄壁理论求得薄壁柱的单刚矩阵。引进的基本假设是楼板在其平面内刚度无限大。对结构的总刚度求解采用波阵法。求动力特性采用的是子空间迭代法。自动导荷载的最小连通块搜索是在网络理论的基础上建立算法的。一次搜索成功,不会重复。荷载划分方式是在总结常用划分方法的基础上得到的。图形的显示由高级语言编制而成,独立运行。

(一) 程序在微机上的实现

大程序在微机上实现主要从三个方面考虑。一是资源问题,相对而言,微机内存较小,这常是大程序微机化的主要障碍;二是精度问题,现常用的皆是十六位微机,如果这方面解决不好,得到的结果常常是不能令人满意的,甚至有时是不可能实现的;三是时间问题,虽然对于微机运行时间限制不是很严,但一个工程算上一二天也是不可接受的。最后这里还包括一些系统工程方面的知识。

本程序解决资源问题采用的方法是分块覆盖技术及建立数据文件管理系统。各块之间相互关联又相互独立,皆有自保护功能。运行完一块结果被保护一块,再进入运行完的块只能重新运行,依次进入,或者从其它任何块都进入不了该块。后续块的运行对已运行完块的结果不产生任何影响。因此本程序有中断再恢复功能,可随时中断停机,也可随时再开机运算。中断停机后再开机运算时,程序可自动寻找到中断块,继续运算。输出结果时可重复运行输出结果块,同时改变输出控制开关,可分别得到内力输出,组合内力输出,配筋输出。可指定输出某几层,需要什

么数据打印什么数据，可详可简。用户可先指定打印几层结果，满意后再指定打印全部结果，为用户节省时间和经费。

在精度问题方面，对程序的数据结构进行详细研究，采用部分双精度，选择最优算法，避免重复工作。对称结构可只选取其 $1/2$ 或 $1/4$ 进行计算。通过和大机器上的算例对比，精度在小数点后两位，考察结构内外力平衡条件，所产生的误差远远小于工程许可误差。

在计算时间方面，本程序从两方面着手。一是算法设计选择最优；二是利用微机外存减少重复性工作，但其中要考虑存取时间和计算时间的优劣。使用本程序算一幢三十层的高层建筑，每层三十五根柱，七十根梁，只需两小时左右即可完成。对于特别大的工程，利用本程序的停止再恢复功能，可分时计算。

(二) 结构力学模型的建立

结构力学模型的建立基于两个基本点：一是力学模型能较好地反映结构的实际性能，而且满足工程的实际应用；二是在满足工程精度要求的前提下，使力学模型简单明瞭，使用方便。

基本假定：楼板在其自身平面内刚度无限大，出平面刚度为零。因此每一楼层有三个公共自由度，即两个方向的侧移和绕结构形心的转角。

结构离散为四类杆件：

- (1) 柱——带或不带刚域的空间竖向杆件。
- (2) 薄壁柱——由薄壁墙体组成的空间竖向杆件。
- (3) 梁——两端与柱相连的楼面杆件。
- (4) 连系梁——至少有一端与薄壁柱相连的楼面杆件。

对梁、柱采用有限单元法空间杆件理论形成其刚度矩阵，考虑剪切变形的影响。对由剪力墙形成的空间薄壁柱从理论上讲采用有限单元法分析是可行的，但由于一般六自由度的三角形单元精度较差，一榀墙划分成上千个单元仍不能得出满意的结果，采用高精度元，精确度提高了，但要求有较大的存贮量，数据准备繁琐，既不实用，在目前也不易办到。我们采用了符拉索夫的薄壁

杆件理论形成薄壁柱的单元刚度矩阵，考虑剪切变形的影响。从使用分析上看，这是一种比较精确而又实用的方法。薄壁杆件理论假定薄壁柱截面形状不变，在建筑结构中，由于楼板在其平面内刚度很大，这个假定是合理的。

上述结构力学模型的建立和《钢筋混凝土高层建筑结构设计与施工规程》(JCJ3-91)的第4-7-5条规定是一致的。

根据基本假设，柱每端有三个独立自由度，即垂直位移 W ，绕 X 、 Y 轴的转角 θ_x 、 θ_y 。薄壁柱每端有四个独立自由度，即垂直位移 W ，绕 X 、 Y 轴的转角 θ_x 、 θ_y 和扭转角变化率 θ_z 。因而若某一层有 n 根普通柱， m 根薄壁柱，则该层自由度数为 $3n+4m+3$ 。

1. 梁、柱单元刚度矩阵

设总体空间坐标系为 $OXYZ$ ，如图1-1。

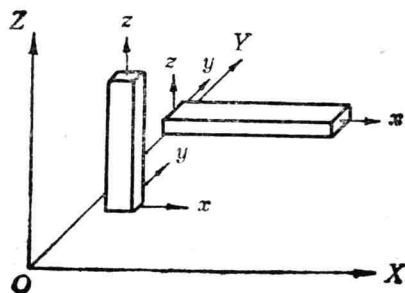


图 1-1

(1) 柱

局部坐标系按右手坐标系选取，柱的杆轴取为 z 轴，与 Z 平行。其截面的两个主轴方向分别取为 x 轴和 y 轴，且 O 点在截面形心。

对于柱每端有六个自由度，对第 i 层、第 j 个柱有：

$$\begin{Bmatrix} P_{j,i,i}^c \\ \dots \\ P_{j,i,i+1}^c \end{Bmatrix} = [K_{j,i}^c] \begin{Bmatrix} \delta_{j,i,i}^c \\ \dots \\ \delta_{j,i,i+1}^c \end{Bmatrix} \quad (1-1)$$

$$\delta_{j,i,i}^c = [U, V, W, \theta_x, \theta_y, \theta_z]^T_{j,i,i}$$

$$P_{j,i,i}^c = [N_x, N_y, N_z, M_x, M_y, M_z]^T_{j,i,i}$$

U, V —— x, y 方向的横向位移;

W ——轴向位移;

θ_x, θ_y ——绕 x 轴和 y 轴的转角;

θ_z ——绕 z 轴的转角;

N_x, N_y —— x, y 方向的剪力;

N_z ——轴力;

M_x, M_y ——绕 x, y 轴的弯矩;

M_z ——扭矩;

$[K_{j,i}^c]$ 柱单元刚度矩阵, 见附录 1.

(2) 梁

局部坐标按右手坐标系选取, 梁的杆轴取为 x 轴, 截面主轴为 y, z 轴, o 点为截面形心。

对于第 i 层与柱 j, k 相连的梁存在下述关系:

$$\begin{Bmatrix} P_{j,i}^B \\ \dots \\ P_{k,i}^B \end{Bmatrix} = [k_{j,k,i}^B] \begin{Bmatrix} \delta_{j,i}^B \\ \dots \\ \delta_{k,i}^B \end{Bmatrix} \quad (1-2)$$

其中, 梁的位移向量 $\delta_{j,i}^B$ 与柱的位移向量 $\delta_{j,i,i}^c$ 完全一致。

$[K_{j,k,i}^B]$ 为梁单元刚度矩阵, 见附录。

$$P_{j,i}^B = \{N_x, N_y, N_z, M_x, M_y, M_z\}^T_{j,i}$$

N_x ——轴力;

N_y ——梁平面外剪力, 相应于 y 方向;

N_z ——梁平面内剪力, 相应于 z 方向;

M_x ——扭矩;

M_y, M_z ——梁平面内及平面外弯矩。

(3) 薄壁柱

其局部坐标系如图 1-2 所示, 原点 o 在截面形心, 其截面的

两个主轴方向为 x 与 y 轴。由于翘曲的存在，其每端有七个自由度，对第 i 层第 j 个薄壁柱，有：

$$\begin{Bmatrix} P_{j,i,i}^{TH} \\ \dots \\ P_{j,i,i+1}^{TH} \end{Bmatrix} = [k_{ji}^{TH}] \begin{Bmatrix} \delta_{j,i,i}^{TH} \\ \dots \\ \delta_{j,i,i+1}^{TH} \end{Bmatrix} \quad (1-3)$$

其中：

$$\{\delta_{j,i,i}^{TH}\} = \{U, V, W, \theta_x, \theta_y, \theta_z, \theta'_z\}_{j,i,i}^{TH}$$

θ'_z ——扭转角变化率

其余变量的含义与柱的 $\delta_{j,i,i}^C$ 内同名变量相同。

$$\{P_{j,i,i}^{TH}\} = \{N_x, N_y, N_z, M_x, M_y, M_z, B\}_{j,i,i}^{TH}$$

B ——双力矩

其余变量含义与柱的 $P_{j,i,i}^C$ 内同名变量相同。

$[K_{ji}^{TH}]$ 薄壁柱单元刚度矩阵，见附录 1。

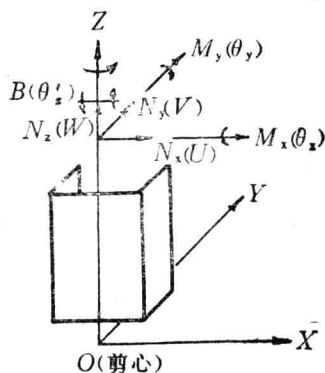


图 1-2

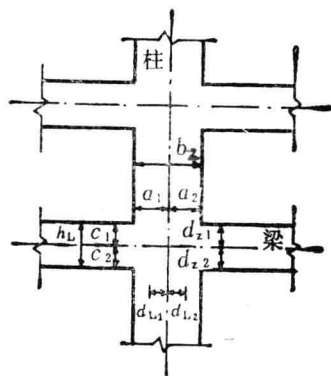


图 1-3

2. 杆件刚度矩阵的变换矩阵

在组成结构的总刚度矩阵时，还须将上节描述的杆件单元刚度矩阵进行几何转换，转换关系如下（图1-3）。

(1) 因柱端刚域引起的位移转换

刚域的长度按下式计算：

$$\text{对于梁：} d_{L1} = a_1 - 0.25h_L \quad d_{L2} = a_1 - 0.25h_L$$

$$(1-4)$$

$$[R_2] = \begin{bmatrix} 1 & & & & Y_B - Y_2 \\ & 1 & & & X_2 - X_B \\ & & 1 & Y_2 - Y_B & X_B - X_2 & -\omega_2 \\ & & & 1 & & \\ & & & & 1 & X_B - X_2 \\ & & & & & 1 & Y_B - Y_2 \\ & & & & & & 1 \end{bmatrix}$$

在 R 中所有坐标均指总体坐标，式中：

$X_1 X_2 Y_1 Y_2$ ——连系梁两端坐标；

$X_A X_B Y_A Y_B$ ——连系梁两端相连的薄壁柱剪心坐标；

ω_1, ω_2 ——两端薄壁柱在1点及2点的扇性坐标。

(4) 楼层位移的协调关系

因假定楼板平面内刚度无限大，所以在平面内各节点具有三个相同的自由度，由此可推导出由楼板作刚体位移引起的各节点位移。

楼层位移的协调转换矩阵：

$$[A] = \begin{bmatrix} [A_1] & 0 \\ 0 & [A_2] \end{bmatrix}$$

其中：

$$[A_1] = \begin{bmatrix} 1 & & -Y_{p1} \\ & 1 & X_{p1} \\ & & 1 \\ & & & 1 \\ & & & & 1 \\ & & & & & 1 \end{bmatrix}$$

$$[A_2] = \begin{bmatrix} 1 & & -Y_{p2} \\ & 1 & X_{p2} \\ & & 1 \\ & & & 1 \\ & & & & 1 \\ & & & & & 1 \end{bmatrix}$$

最后可得到经过各种变换后杆件的单体平衡方程式：

$$\{P\}_i = [K]_i \{\delta\}_i$$

其中:

$$\text{对柱: } [K]_i = [A]^T [R]^T [T]^T [K] [T] [R] [A]$$

$$\text{对梁: } [K]_i = [A]^T [T]^T [H]^T [K] [H] [T] [A]$$

(三) 程序的构成及流程图

在程序中选用的数学手段为: 方程的求解采用LDLT分解法, 特征值问题的求解采用子空间迭代法。

考虑到微机运行速度慢, 存贮容量小的特点, 为保证大型程序在微机上的运行, 将程序按功能划分为块, 分块运行。分块运行有以下优点: 对于一大题目, 因运算时间较长, 可分时进行; 如果因偶然原因导致机器停止运行, 可保证已运行完的块不受干扰, 再运行时只运行后续块即可; 结构的总刚形成, 分解完成后将被保存, 当荷载输入有错或用于施工荷载分析时, 不需再进行结构总刚的形成与分解; 当结构对称时, 结构总刚只需形成一次, 仅在分解时处理不同的边界条件。

程序按功能分为七块, 分别为:

(1) 前处理块, 包括根据输入数据绘制结构平面图和对输入数据进行数检。自动导荷载形成荷载文件。

(2) 输入数据的部分前处理。

(3) 输入荷载数据的处理, 形成右端荷载向量。

(4) 逐块形成结构的总刚度矩阵。

(5) 对总刚度矩阵逐块分解。

(6) 回代求解在各种工况下的结构位移。

(7) 求解各杆件内力并根据需要组合配筋。

程序的主框图如图1-6。

*说明, 当利用结构对称性只算1/4(双轴对称)或1/2(单轴对称)的结构时, 垂直力作用下及X方向或Y方向侧向力作用下在对称轴上的边界条件皆不同, 需分别处理, $k=1$ 时表示各种工况下的位移皆已求得。

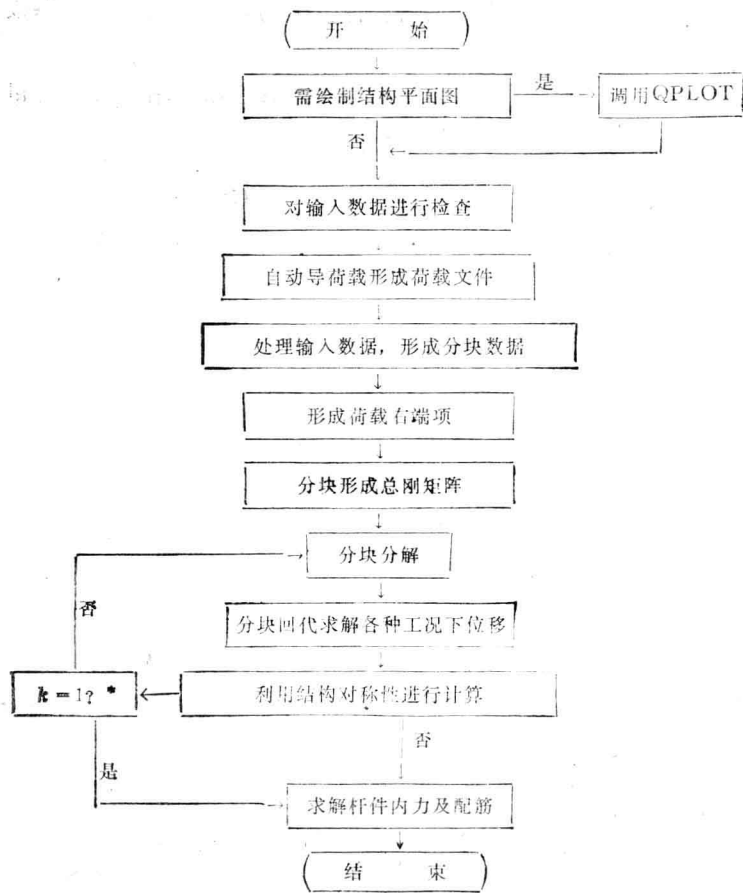


图 1-6

二、高层建筑结构在竖向荷载作用下的施工模拟计算

(一) 概述

当前用于高层建筑结构分析的计算机程序在处理竖向荷载作用时, 主要有三种计算方法。第一不考虑竖向构件轴向变形的影响, 竖向荷载一次施加。第二考虑竖向构件轴向变形的影响, 竖

向荷载同时加载。第三考虑竖向构件变形的影响，竖向荷载模拟施工过程逐层或多层施加。

第一种方法显然存在着明显的不足，其忽略了结构之间的相互影响和力的重分布，如图1-8所示。

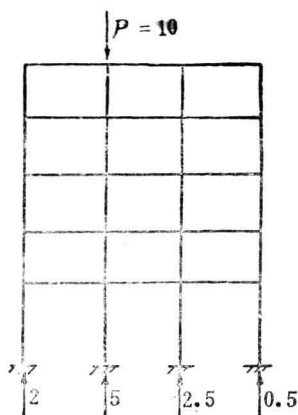


图 1-7

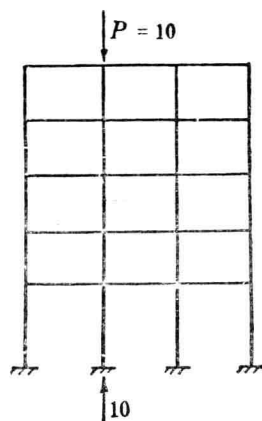


图 1-8

图1-8所示结构与结构的真实受力情况（图1-7）相差很远，也会产生不安全因素。因此，《高层规程》指出高层建筑结构应考虑墙和柱子轴向变形的影响。

第二种方法考虑了竖向构件的轴向影响，但是，竖向荷载是在完成后的整个结构上一次施加，因而，其墙与柱的竖向位移是逐层叠加的，没有考虑施工过程逐层加载，逐层找平的因素，因而在对轴向变形估计偏大，使得结构的上层构件受力计算结果也将与实际不符，特别是结构竖向构件刚度分布不均匀或结构层数较多时对计算结果影响更大，在实际计算中梁端弯矩会出现反向，甚至出现上层柱在竖向荷载作用下受拉的不合理结果。

从结构的受力过程分析采用第三种算法更符合结构的实际受力情况，但由于目前提出的施工模拟计算方法或计算结果近似性太大或计算过程过于繁琐，极大地增加了计算时间和存贮需求空间，使其具体应用难以实现，所以目前国内应用的多数高层建筑结

构计算机分析程序在处理竖向荷载计算时多是按前两种方法编制的，影响了结构设计的合理性及安全性。

本文在试验研究的基础上，提出了一种新的模拟施工荷载的计算方法，该方法不需反复形成结构的刚度矩阵，只需共用一次形成的结构总体刚度矩阵，可方便地在微机上实现。与反复形成结构刚度矩阵的计算方法相比，此方法简单易行，且计算精度基本一致，较好地反映了结构受力性能。

(二) 计算原理

在竖向荷载作用下，结构的竖向构件轴向变形效应是在施工过程中逐层形成的。在施工过程中，由于逐层找平的原因，下层变形不受上层的约束，而且不影响上层，对上层起着一弹性支座的作用。其施工分解过程如图1-9所示。

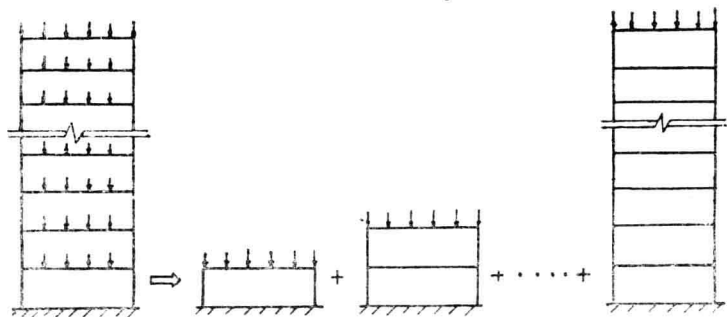


图 1-9

图1-9的叠力状态，也可由图1-10的方式代替，因为施加第 k 层荷载时，该层结构下端的竖向变位差为零（第 $k-1$ 层的变位，在进行第 k 层施工时已找平），所以，第 $k-1$ 层以下结构的初始竖

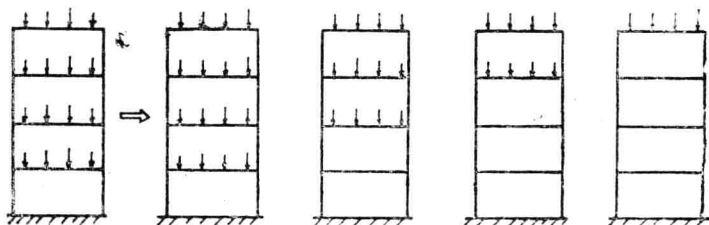


图 1-10

向位移差已经对 k 层以上结构受力状态不再产生影响。

图1-10说明了结构的真实受力状态。第 k 层的竖向变形过程为第 k 层支撑在 $k-1$ 层的结构上, 计算第 k 层的柱、墙内力只需考虑在其上的 $N-k+1$ (这里 N 设定为结构的总层数) 的结构有外力作用, 它们影响了结构的受力变形, 而在其下 $k-1$ 层上作用的外力产生的结构变形因施工逐层找平的因素对其上 $N-k+1$ 层无影响。由此可得第 k 层的变位过程仅受其上 $N-k+1$ 层外力作用的影响, 而下部 $k-1$ 层结构对其影响仅体现在作为第 k 层的弹性支座上。

从以上讨论可得出在垂直荷载作用下模拟施工荷载的求解方法。

设定 N 层结构, 各层的自由度数为 m , 结构的总自由度数为 M , 则由矩阵位移法形成结构的总体刚度矩阵 $[K]_{m \times n}$, 其平衡方程如(1-6)式所示:

$$[K][\bar{A}] = [F] \quad (1-6)$$

其中 $[\bar{A}]$ 和 $[F]$ 分别为结构的位移和外力矢量矩阵, 阶数为 $N \times M$ 。

$$[\bar{A}] = [\bar{\delta}_1, \bar{\delta}_2, \bar{\delta}_3, \dots, \bar{\delta}_N] \quad (1-7)$$

$\bar{\delta}_i$ 是一个 $1 \times M$ 维位移向量, 其中的 M 个分量分别为各节点的垂直位移, 转角位移及水平位移, 分层设置。

$$[F] = [\bar{f}_1, \bar{f}_2, \bar{f}_3, \dots, \bar{f}_N] \quad (1-8)$$

\bar{f}_i 是一个 $1 \times M$ 维外力向量, 其中的 M 个分量为各节点的外力, 但其中相应于第1到第 $i-1$ 层的各分量皆为零值。

$$\bar{f}_i = \{0, 0, 0, \dots, \bar{f}_{i1}, \bar{f}_{i2}, \dots, \bar{f}_{im}, \dots, \bar{f}_{iM}\}^t \quad (4)$$

由平衡方程(1-6)求出位移 $[A]$ 。则第 i 层的实际位移为在 $\bar{\delta}_i$ 中仅保留相应于第 i 层的位移, 形成一位移矢量 $\{\delta_i\}$ 。这里 $\{\delta_i\}$ 是一仅相对于第 i 层的 $1 \times mi$ 维的位移矢量, 则模拟施工荷载在竖向荷载作用下结构的位移为:

$$\{A\}_{1 \times N} = \{\{\delta_1\}\{\delta_2\}\dots\{\delta_N\}\}^t \quad (1-9)$$

由位移则可求出结构中单个构件的内力。