

爆炸冲击波作用下高层建筑基础 脱离和滑移的非线性分析

高伟建 熊建国 赵振东

(国家地震局工程力学研究所 哈尔滨 150080)

摘要 采用集中参数模型对高层建筑附建式人防地下室在爆炸冲击波作用下的动力稳定性进行了分析计算,给出了基础(地下室)的转动、平移及基础与地基间的脱离和滑移的计算分析结果。

关键词 土-结构相互作用 非线性 滑移 脱离 爆炸冲击波

目前国内外对附建式人防地下室结构的抗爆设计重点是验算在空气冲击波和土中压缩波作用下结构的强度和刚度,一般不考虑上部结构承受的水平力和力矩对地下室的滑移和倾复影响。由于抗震要求,处于高烈度区的我国许多大城市修建的高层建筑大多采用钢筋混凝土剪力墙抗震结构,上部结构与地下室做成刚性连接。在爆炸冲击波作用下,这种连接形式的上部结构将会传给地下室很大的水平力和倾复力矩,可能造成地下室周围土体失稳或局部产生较大残余变形,使地下室局部以至整体滑移或倾复;造成地下室连接管线、通道错动,断裂,内部设备严重破坏,丧失防扩能力。为了保证附建式人防地下室的设计安全,有必要对滑移及倾复问题做专门研究,以便为工程设计提供更充分的资料和依据。

对地震荷载作用下基础的稳定性问题,国外学者曾经做过一些研究。Wolf^[1]以核电站结构物为研究对象,利用集中参数模型研究了表面圆形基础的脱离问题,在他的研究中脱离后基底的有效接触面积是基于弹性半空间静力影响系数的概念,通过迭代求解而确定的。Toki^[2]和 Miura^[3]将 Goodman 节理单元的方法推广到地震荷载作用下土与结构的相互作用分析,利用有限元法研究了基础的稳定性问题。赵振东等^[4]通过弹塑性薄层连接元方法研究了高层建筑的滑移与脱离问题。

最近几年,我国一些研究部门对爆炸冲击波作用下高层抗震建筑人防地下室的倾复问题做过研究,并取得了若干研究成果^{[5][6]},这些研究侧重于地下室的整体倾复问题。

本文采用集中参数模型,根据基底接触应力为线性分布的假定,给出基底脱离的判定式,并根据力的平衡条件,通过迭代求解计算出脱离后基底的有效接触宽度。用双向折线型的弹塑性本构模型模拟基底与地基土界面特性,计算基础的滑移量,并以某典型的高层住宅为研究对象,通过若干算例,给出爆炸冲击波作用下,人防地下室(以下简称基础)的

国家自然科学基金资助项目。

1992年7月2日收到原稿,1993年4月13日收到修改稿。

运动及与地基界面的滑移和提高的计算分析结果。

1 分析模型和计算方法

上部结构简化为三质点的串联轴系 ($m_1 = m_2 = m_3 = m$), 非线性的水平和回转弹簧表示结构的剪、弯效应, 其简化模型见图 1; 基础被假定为刚体, 地基上用弹塑性弹簧模拟, 简化模型见图 2。

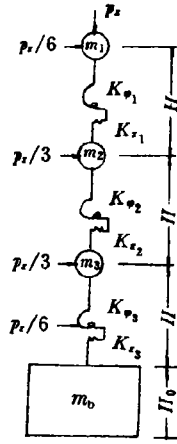


图 1 上部结构的简化模型

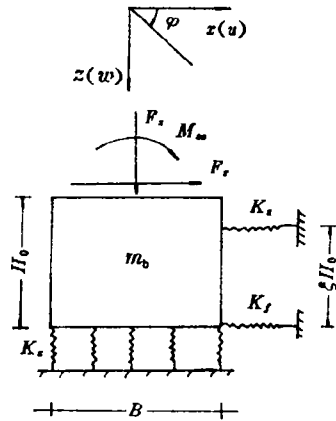


图 2 基础与地基的简化模型

Fig. 1 Simplified model for upper structure

Fig. 2 Simplified model for basement-soil system

上部结构-基础-地基耦联体系的动力方程为:

$$\begin{bmatrix} m & 0 & 0 \\ 0 & m & 0 \\ 0 & 0 & m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \\ \ddot{x}_3 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{11} & \bar{K}_{12} & \bar{K}_{13} & \bar{K}_{14} & \bar{K}_{15} \\ \bar{K}_{21} & K_{22} & \bar{K}_{23} & \bar{K}_{24} & \bar{K}_{25} \\ \bar{K}_{31} & \bar{K}_{32} & \bar{K}_{33} & \bar{K}_{34} & \bar{K}_{35} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \\ \varphi \\ u_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \bar{p}_1 \\ \bar{p}_2 \\ \bar{p}_3 \end{Bmatrix} \quad (1)$$

$$(I_\varphi + m_b z_\varphi^2) \ddot{\varphi} + m_b z_\varphi \dot{\varphi} \dot{u}_b + m_b z_\varphi u_b + M_b + M_\varphi = M_{s0} + F_z H_0 + F_x H_0 \varphi \quad (2)$$

$$m_b \ddot{u}_b + m_b z_\varphi \dot{\varphi} \dot{\varphi} + v_b = F_x + m_b g - 3m_s H_0 \varphi \dot{\varphi} \quad (3)$$

$$m_b \ddot{u}_b + m_b z_\varphi \dot{\varphi} + K_s (u_b + H_0 \xi \varphi) + K_f u_b = F_z \quad (4)$$

式中:

$x_i, \ddot{x}_i (i=1, 2, 3)$ 分别为上部结构体系质点 i 的水平绝对位移和加速度;

$\bar{K}_{ij} (i=1, 2, 3, j=1, 2, \dots, 5)$ 上部结构体系广义等效刚度(具体表达式略);

m, m_s 上部结构体系水平、垂向等效质量;

$\bar{p}_i (i=1, 2, 3)$ 上部结构体系质点 i 的广义等效荷载(具体表达式略);

$\varphi, \dot{\varphi}$ 分别为基础转角和转动加速度;

u_b, \dot{u}_b 分别为基础底面中点的水平位移和加速度;

u_b, \dot{u}_b 分别为基础底面中点的垂向位移和加速度;

- m_b 基础质量;
 I_g 绕质心的基础质量惯性矩;
 z_g 基础重心至其底面的距离;
 v_b, m_b 分别为基础底面地基土对基底的垂向反力,反力矩;
 M_s 侧向地基土对基础的反力矩;
 F_z, F_x, M_{s0} 分别为上部结构作用于基础上表面的垂向力、水平力和力矩;
 K_x 侧向地基土的水平弹簧刚度;
 K_f 基础底面地基土的剪切弹簧刚度;
 H_0 基础高度;
 ξ 基础侧壁土水平弹簧作用点高度系数;
 g 重力加速度。

使用 DSB3 非线性动力分析程序计算,采用 Newmark 数值积分方法对动力方程求解。关于这种方法用于非线性计算的数值稳定性问题,文献[7]已经给出证明。由于在求解动力非线性平衡方程时,需处理上部结构和地基土的材料非线性和接触非线性问题,求解采用增量迭代过程,用牛顿法求解增量迭代方程,用位移收敛准则控制计算误差,以保证解的收敛性和计算精度。

2 地基土的非线性处理

2.1 基础底部地基土弹簧刚度

基础底部地基土对基础的作用采用均匀分布的仅承受压力的非线性弹簧模拟,弹簧刚度取为:

$$K_s = 5.34G / [(1 - \nu) \sqrt{BL}] \quad (5)$$

式中: G 与 ν 分别为地基土的剪切模量和泊桑比, B 和 L 分别为基础的宽度与长度。

当基底发生脱离时,基底与地基土的接触面积将减小,使接触区域土的应变增大,由于土的剪切模量与应变大小相关,根据与实验结果的拟合^[5], G 取为

$$G = G_0(1 - 0.9r + 0.1 \sin 2.5\pi r) \quad (6)$$

式中: G_0 为初始剪切模量, r 为脱离比。

2.2 基底脱离的判定条件

在单向瞬态荷载作用下,基底土变形将经历三个特征状态(图3)。

状态1:

$$\varphi < \frac{2v_b}{K_s B^2 L} \quad (7)$$

表示基础底部与地基土完全接触状态(图3a)。

状态2:

$$\varphi = \frac{2v_b}{K_s B^2 L} \quad (8)$$

表示基础底部脱离的临界状态(图3b)。

状态3:

$$\varphi > \frac{2r_b}{K_z B^2 L} \quad (9)$$

表示基础底部脱离状态,此时,基底与地基土的接触宽度由 B 减小到 B' (图 3c)。

由式(9)可以得到基底脱离的判定条件为:

$$\varphi > \frac{(1-\nu)r_b}{2.67G_0L^{1/2}B^{3/2}} \quad (10)$$

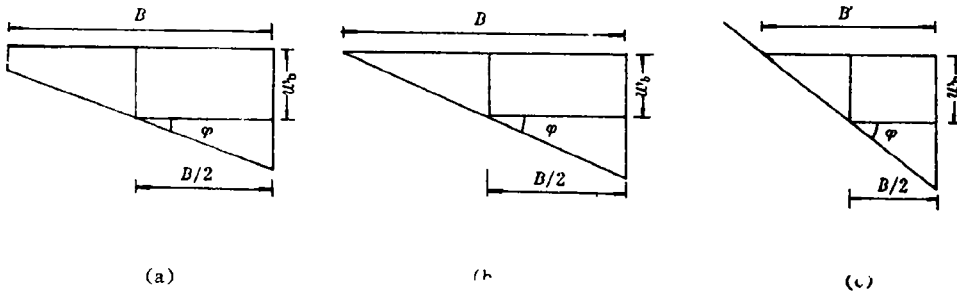


图3 基底土变形特征状态

Fig. 3 Characteristic state of soil deformed

2.3 地基土的反力

根据与地基土变形特征状态相对应的受力状态,可以得到地基土作用于基底的垂向反力和反力矩为:

$$r_b = \alpha_z K_z B L u_b \quad (11)$$

$$M_b = \alpha_\varphi K_z B^3 L \varphi / 12 \quad (12)$$

式中: α_z 与 α_φ 为与脱离比 r 相关的比例系数。

$$\alpha_z = (1-r)^2 / (1-2r) \quad (13)$$

$$\alpha_\varphi = (1-r)^2 / (1+2r) \quad (14)$$

当脱离比 $r=0$ 时,表示基础底部与地基土完全接触, $r=1$ 时,表示基础底部与地基土完全脱离。

2.4 基础侧壁地基土弹簧刚度

根据文献[8]的建议,侧壁弹簧刚度可取为与表面基础弹簧刚度相同的形式,并可作用于基础底部以上 ξH_0 高度处的集中弹簧来模拟^[5],集中弹簧刚度取为:

$$K_r = \eta_r \alpha_f \frac{4.52G_0}{(1-\nu)} \sqrt{H_0 L} (1-\xi) \quad (15)$$

式中: η_r 为埋入基础的刚度修正系数, α_f 为由于自由地表的的存在对刚度的折减系数。

2.5 侧壁土的屈服条件

当基础位移达到满足产生被动土压力需要的位移幅值时,侧壁土将处于屈服状态。由侧壁土极限状态时力的平衡条件,可以得到用基础转角 φ 表示的侧壁土的屈服条件为:

$$\varphi \geq \varphi_{c0}$$

$$\varphi_0 = \sin^{-1} \left(\frac{\sigma_{ys}(1-\nu)(L/H_0)^{1/2}}{2.26\eta_s\alpha_f\xi G_0} - \frac{u_b}{\xi H_0} \right) \quad (16)$$

式中, σ_{ys} 为侧壁土的屈服强度, 根据郎肯被动土压力理论确定, u_b 为基础底部的水平方向相对位移。

2.6 侧壁土反力

当 $\varphi < \varphi_0$ 时

$$F_s = K_x(u_b + \xi H_0 \sin \varphi) \quad (17)$$

$$M_s = F_s \xi H_0 \quad (18)$$

式中: F_s 为侧壁土的水平反力, M_s 为侧壁土对基底中点的反力矩。

当 $\varphi \geq \varphi_0$ 时

$$F_s = 2(1 - \xi) H_0 L \sigma_{ys} \quad (19)$$

$$M_s = F_s \xi H_0 \quad (20)$$

F_s, M_s 的方向由 φ 的方向决定。

2.7 基础底部摩擦力

基础水平运动时, 基础荷载的水平分力部分通过基底接触面传递到地基。当水平力小于界面剪力强度时, 基底水平剪力即为基底摩擦力; 当水平力达到界面剪切强度时, 接触界面变成位移不连续面, 发生滑移。在摩擦系数为定值时, 最大基底剪力就是极限摩擦力。

用图 4 表示的本构关系来模拟基底摩擦力与基底水平位移的关系。在图 4 的 OA 段, 力与位移为线性变化, 在 A 点弹性粘着位移达到最大值, 比例系数 K_f 定义为基底水平弹簧刚度。在加载过程中, 当水平力达到极限摩擦力 F_{fmax} 时, 发生正向滑动, 在滑动过程中, 水平力等于极限摩擦力, 力与位移的关系用 AB 直线表示, 在 B 点, 位移和滑移量均达到最大值。在卸载过程中, 水平力逐渐减小至零, 滑移量保持常值, 反弹性粘着位移分量改变, 在 C 点, 弹性粘着位移分量为零。力与位移的关系用斜直线 BC 表示。在 CD 段为反向加载过程, 弹性粘着位移为负值, 滑移量保持常值, 总位移量减小, 力与位移为线性关系。在

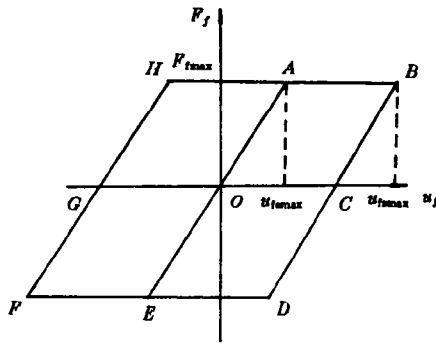


图 4 基底剪力与位移的关系

Fig. 4 The relation between shear and displacement of soil beneath basement

DEF 段, 发生反向滑移, F 点达到最大值, 而后沿 FG 斜线卸载。

在弹性粘着接触段(图 4 中的斜线部分), 摩擦力与位移具有增量比例关系:

$$\Delta F_f = K_f \Delta u_b \quad (21)$$

在滑移阶段(图 4 中的直线部分), 基底水平力等于极限摩擦力, 并在整个滑移段保持常值。即:

$$F_f' = \text{sgn}(u') F_{fmax} \quad (22)$$

$$\operatorname{sgn}(u') = \begin{cases} 1 & u' > 0 \\ -1 & u' < 0 \end{cases} \quad (23)$$

$$u' = u'_j - u'_{j-1} \quad (24)$$

式中: u'_j 为第 j 步的位移值, u'_{j-1} 为第 $j-1$ 步的滑移值。

第 j 步的滑移值为:

$$u'_{j_s} = u'_j - \operatorname{sgn}(u') u_{\text{rema}} \quad (25)$$

基底水平集中弹簧刚度取为

$$K_f = 3.3(1+r)G\sqrt{BL} \quad (26)$$

当基底脱离时,由于接触面积减小,刚度降低,根据 Kennedy^[8]提出的刚度系数与接触宽度的平方根成正比的原则,可以给出基底脱离时基底水平集中弹簧刚度的表达式为:

$$K_f = 3.3(1+r)\sqrt{1-r}G\sqrt{BL} \quad (27)$$

式中: G 随 r 改变,按式(6)取值。

2.8 极限摩擦力的确定

基底水平力达到极限摩擦力时,基础发生滑移运动,这意味着接触面发生剪切破坏。接触面的剪切强度依赖基底表面相对于接触土壤颗粒大小的粗糙程度。研究表明^[1],当结构表面比土的颗粒更粗糙时,土的剪切强度就是接触面的剪切强度。对于本文研究的钢筋混凝土现浇箱形基础,可以认为接触面的剪切强度等于土的抗剪强度,并假定剪切破坏面发生在邻近基础的表面土内,摩擦系数可用基底土持力层土的内摩擦角表示,极限摩擦力即为土的抗剪强度。

抗剪强度用摩尔-库仑定律表示:

$$\tau_f = c + \sigma_s \operatorname{tg}\varphi \quad (28)$$

本文计算时, c 和 σ_s 上的强度参数均取为静力值。

3 计算模型特征和参数

3.1 计算模型特征参数

计算模型特征参数如表 1 所示。

3.2 计算荷载

爆炸空气冲击波作用于结构水平、垂向的荷载分别示于图 5 和图 6,具体特征参数见表 2。表 2 中 No. 1~No. 3 分别对应于爆炸空气冲击波超压值 (Δp_0) 为 $0.5 \times 10^5 \text{Pa}$ 、 $0.3 \times 10^5 \text{Pa}$ 、 $0.1 \times 10^5 \text{Pa}$ 情况。

表 1 计算模型特征参数

Table 1 Parameters of models for calculation

模型号	$\Delta p_i / (10^5 \text{Pa})$			$G_0' / (10^5 \text{Pa})$		$a_s / (10^3 \text{Pa})$		M_i / kg		$\varphi = 21^\circ$ $c = 36 \text{kPa}$		$\varphi = 20^\circ$ $c = 10 \text{kPa}$		基础水平位移		基础脱离		上部结构垂向惯性		
	0.5	0.3	0.1	1.50	5.0	2.95	2.1	595.0	416.5	考虑	不考虑	考虑	不考虑	考虑	不考虑	考虑	不考虑	考虑	不考虑	
US-01	✓				✓	✓			✓					✓				✓		
US-02	✓				✓	✓			✓					✓				✓		
US-03	✓				✓	✓		✓						✓				✓		
US-05		✓			✓	✓			✓					✓				✓		
US-06			✓		✓	✓			✓					✓				✓		
US-07	✓				✓	✓			✓					✓				✓		
US-08	✓				✓		✓		✓					✓				✓		
US-09	✓				✓				✓					✓				✓		
US-11	✓				✓	✓			✓					✓				✓		
US-15	✓				✓	✓			✓					✓				✓		
US-16	✓				✓	✓			✓					✓				✓		✓
US-17	✓				✓	✓			✓					✓				✓		✓
US-18	✓				✓	✓			✓					✓				✓		✓

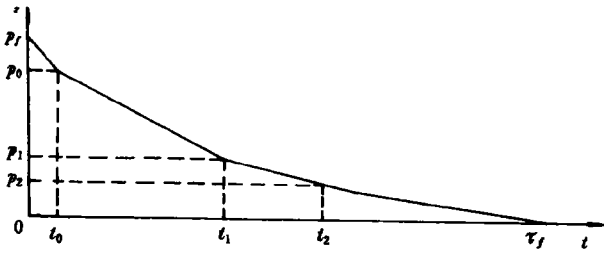


图 5 结构水平荷载时程曲线
Fig. 5 Horizontal load on structure

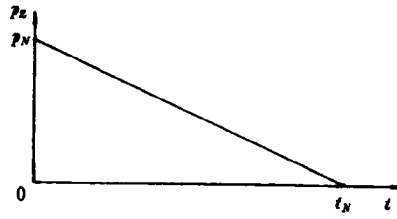


图 6 结构垂向荷载时程曲线
Fig. 6 Vertical load on structure

表 2 结构荷载参数

Table 2 Parameters of load on structure

No.	$p_t /$ (10^5pa)	$p_0 /$ (10^5pa)	$p_1 /$ (10^5pa)	$p_2 /$ (10^5pa)	$t_0 /$ s	$t_1 /$ s	$t_2 /$ s	$\tau_f /$ s	$p_v /$ (10^5pa)	$T_N /$ s
1	0.5	0.466	0.097	0.033	0.026	0.294	0.320	1.131	0.054	1.116
2	0.3	0.262	0.052	0.013	0.028	0.312	0.340	1.318	0.032	1.116
3	0.1	0.081	0.01	0.002	0.030	0.335	0.365	1.866	0.011	1.116

3.3 上部结构计算参数

上部结构计算参数见表 3。表中： K_{φ_0} 为线性弯曲刚度； K_{φ_c} 为非线性弯曲刚度； M_s 为屈服弯矩； M_L 为极限弯矩； K_{r_0} 为线性剪切刚度； Q_L 为极限剪力。

表 3 上部结构等效质量、刚度和强度

Table 3 Equivalent mass, stiffness and strength of upper structure

	m /kg		K_{φ_0} ($10^6 \text{kN} \cdot$ cm/rad)	K_{φ_c} ($10^4 \text{kN} \cdot$ cm/rad)	$M_s /$ ($10^3 \text{kN} \cdot$ cm)	$M_L /$ ($10^3 \text{kN} \cdot$ cm)		$K_{r_0} /$ (kN/cm)	$Q_L /$ kN
m_1	172.20	K_{φ_1}	3.92	2.82	4.94	8.43	K_{r_1}	8.33	27.00
m_2	172.20	K_{φ_2}	4.17	2.31	7.05	10.61	K_{r_2}	8.58	25.10
m_3	172.20	K_{φ_3}	4.74	1.62	9.06	12.49	K_{r_3}	10.00	21.50

4 计算结果与分析

4.1 基础的转动

在上部结构底部未达到抗力极限的情况下，较大的冲击波超压会产生转大的转角，见图 7。

超压为 $0.5 \times 10^5 \text{pa}$ 时(模型 US-01)，上部结构底部发生弯曲破坏，在破坏前转角出现

第二峰值。超压为 $0.3 \times 10^5 \text{Pa}$ 时(模型 US-05), 结构底部在 $t=0.28\text{s}$ 后进入非弹性工作状态, 但剪力和弯矩始终未达到极限值。超压为 $0.1 \times 10^5 \text{Pa}$ 时(模型 US-06), 结构始终处于弹性工作状态, 转角很小。

图 8 给出了对基础水平位移和脱离及上部结构垂向惯性不同考虑情况下的计算结果。

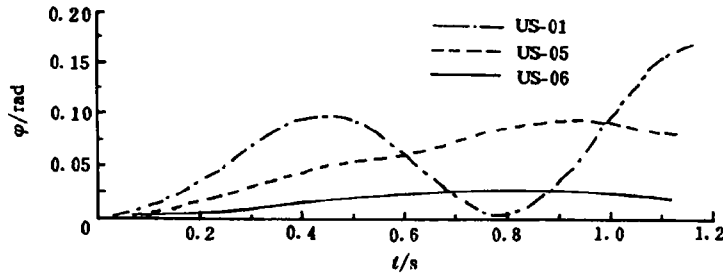


图 7 不同冲击波超压下基础转角关系

Fig. 7 Angular rotation of basement for blast loads

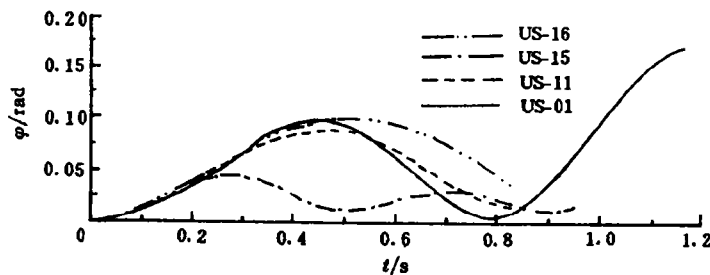


图 8 不同模型对基础转角的影响

Fig. 8 Angular rotation of basement for different models

由图 8 可见, 不考虑基础的水平位移, 将使结构的破坏时间提前, 波形仅出现一个峰值(模型 US-11, US-16)。上部结构的垂向惯性主要影响波形的幅值(模型 US-11)。同时考虑基础的水平位移和上部结构的垂向惯性时(模型 US-01), 结构破坏时间延后, 波形出现了第二峰值, 与第一峰值相比幅值增大大约 80%。考虑基础的水平位移等于放松了体系的约束, 使体系变柔, 反应周期增长, 对结构的抗力和延性起了有利的作用, 延迟了结构破坏的发生时间。模型 US-15 没有考虑基础与地基土接触面的非连续变形, 即不考虑基底的脱离和滑移, 这种情况下转角幅值较小, 其最大值仅为模型 US-01 的 26%。最大值出现在第一峰值, 波形具有衰减振动特性, 两个峰值时距缩短, 这种情况是可以预料的。同时, 随着超压值的减小, 基础的水平位移及基础脱离对反应的影响变小。

图 9 给出的四条转角时程曲线, 反映了侧壁土屈服强度、地基抗剪强度、结构计算重量等的不同影响。

侧壁土的屈服强度降低(模型 US-08), 使侧壁土屈服发生时间提前, 屈服后的转角增

大,与模型 US-02 相比,结构破坏时间延后,波形第一峰值相差较小,第二峰值出现时间延后,幅值略有增大。地基土抗剪强度降低时(模型 US-02)也有类似的结果。结构的计算重量对转角有较大影响,而对结构的破坏时间影响不大。模型 US-03 的上部结构计算重量增加了 30%,转角的第一、二峰值均有较大幅度降低,峰值出现较早,与模型 US-02 相比,最大转角降低约 45%,两个峰值间的时距缩短约 16%,最大值均出现在第二峰值。比较这两个模型的峰值可以发现,它们所对应的不同峰值的幅值都相差一个相同的常量。结构计算重量的提高主要在两个方面对基础的反应产生影响,一是提高了地基土的抗力,二是使基础与地基上的接触更加紧密,延缓了基底的提高和滑移,从而使反应周期缩短,反应值降低。

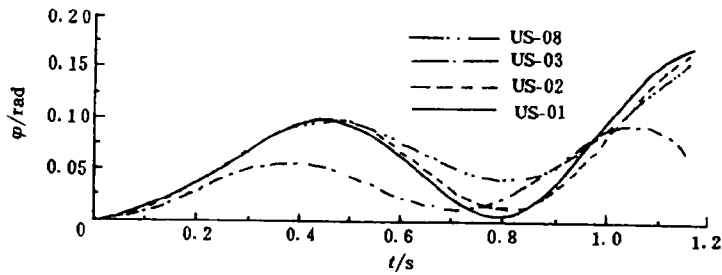


图 9 计算参数对基础转角的影响

Fig. 9 Angular rotation of basement for different parameters of calculation

4.2 基础的平移

图 10 给出了不同超压下基础的水平位移时程曲线。

从图 10 可见,较大的超压产生较大的位移。模型 US-01 的超压值为 $0.5 \times 10^5 \text{Pa}$,波形在超压作用前期受较高频率影响较大,与图 7 相同模型的转角时程曲线比较,在约在 0.6 秒后,两个波形的变化十分相近,这似乎表明水平位移在超压作用后期强烈依赖于转动变形;而在 0.6 秒之前,水平位移波形第一峰值出现较早,下降也较缓慢,受转动的影响较小。当超压为 $0.3 \times 10^5 \text{Pa}$ 时(模型 US-05),水平位移波型表现出非常有规律的振荡特性。前三个峰值逐渐增大,最大值出现在第三峰值,以后逐渐衰减,波形主要由单调变化的线性部分和周期性的振荡部分组成,波形明显地反映了上部结构的传力特性。对于超压为

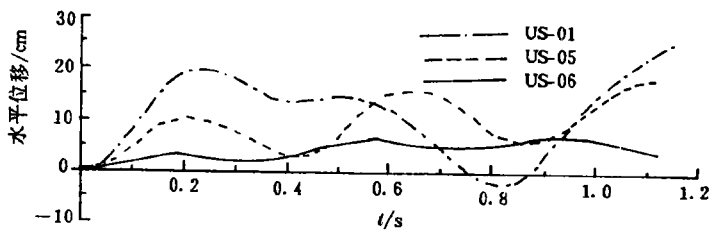


图 10 不同冲击波超压下的基础平移时程曲线

Fig. 10 Horizontal displacements of basement for blast loads

$0.1 \times 10^5 \text{Pa}$ 情况(模型 US-06),水平位移的波形也有与超压为 $0.3 \times 10^5 \text{Pa}$ 情况相类似的性质,但幅值大为降低。

图 11 给出了四种不同计算模型的水平位移时程曲线。

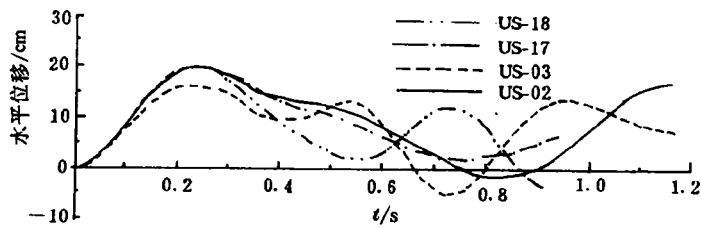


图 11 计算模型的不同模拟对基础平移的影响

Fig. 11 Horizontal displacement of basement for different models

图 11 中四条曲线的最大值均出现在第一峰值,除了上部结构计算重量增大(模型 US-03)使位移减小外,不考虑上部结构的垂向惯性(模型 US-17)与不考虑基础脱离(模型 US-18)时,位移的最大值均不产生影响。除模型 US-03 外,其余三个模型的最大值出现时间相同,并且最大值出现之前的波形相同。模型 US-03 和 US-18 的波形更多地出现振荡。

图 12 给出地基土初始剪切模量和抗剪强度对位移的影响。模型 US-01 的初始剪切模量 G_0 为 $50 \times 10^5 \text{Pa}$,模型 US-07 提高了两倍。可以看出,初始剪切模量增大,水平位移减小,最大值出现时间提前,相邻峰值时距缩短,振荡更加明显。抗剪强度降低时(模型 US-02),滑移发生时间提前,水平位移增大。

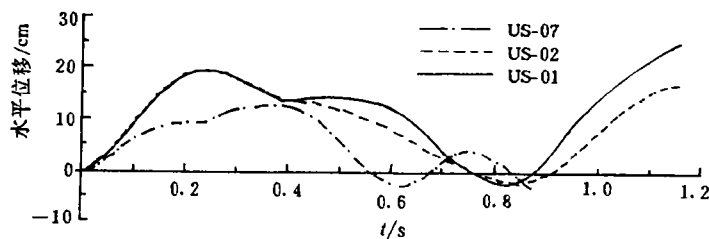


图 12 土的不同计算参数对基础平移的影响

Fig. 12 Horizontal displacements of basement for different soil parameters

4.3 基底与地基土界面的非连续变形

本文对提高的计算是基于基底应力为线性分布的假定,对滑移计算采用的本构关系为弹性理想塑性模型,其中初始刚度与基础位移相关,由于滑移受土性影响,所以在计算中滑移与提高状态相关,并且两者互为影响。

表 4 给出了某些计算模型的滑移、脱离发生时间及最大值。

由表 4 及图 13,14 可以发现,当超压值为 $0.3 \times 10^5 \text{Pa}$ 时(模型 US-05),与超压值 $0.5 \times 10^5 \text{Pa}$ (其余模型)相比,滑移、脱离的发生时间均延后,最大滑移量大幅度降低,但最大

提高比变化较小。比较表4中的模型US-01与US-05的最大滑移值和最大提高比,可明显地看到超压值大小对滑移的较大影响,而对提高比影响很小。土的抗剪强度降低使滑移发生时间提前,滑移量增大,土的初始剪切模量增大也有类似结果,这是由于土的初始剪切模量增大使提高发生时间提前,提高比增大,从而过早地降低了地基土的刚度,对滑移带来了不利影响。上部结构计算重量增大使滑移提高发生时间延后,并使滑移最大值及提高比均降低。不考虑基底提高时,滑移值明显降低,这主要是由于不考虑提高使转动减小,从而也降低了对滑移的影响。

模型US-01的提高比随时间的改变有明显的周期特性,振荡的周期与该模型的转角及位移的周期十分接近。

表4 滑移、提高发生时间及最大值

Table 4 Occurrence time of uplifting sliding, and maximum values

模型号	滑移发生时间 /s	最大滑移量 /cm	提高发生时间 /s	最大提高比
US-01	1.081	-5.87 (1.181)	0.101	0.51 (1.101)
US-03	0.161	-6.44 (1.121)	0.161	0.44 (0.961)
US-05	1.921	-0.003 (1.921)	0.201	0.55 (1.761)
US-07	0.521	-8.81 (0.621)	0.061	0.63 (0.521)
US-09	0.481	-19.72 (0.641)	0.061	0.63 (0.521)
US-17	0.121	-11.38 (0.721)	0.141	0.54 (0.621)
US-18	0.121	-3.68 (0.941)	—	—

注:括号中的数字为最大值出现时间。

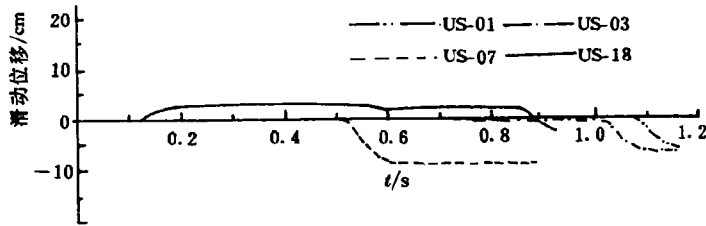


图13 不同计算模型的基底滑移时程曲线

Fig. 13 Sliding responses of basement for different models

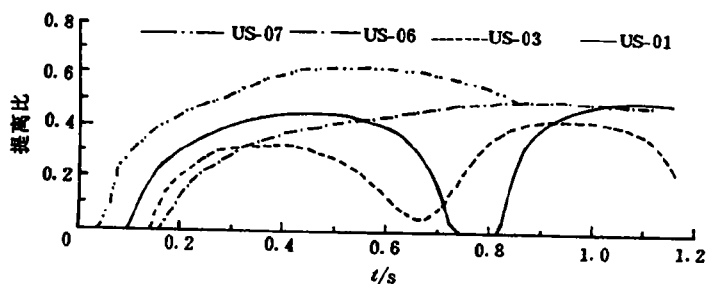


图 14 不同计算模型的基底脱离时程曲线

Fig. 14 Uplifting responses of basement for different models

5 结 论

1. 对本文研究的模型,在 5 级人防条件下超压值为 $0.5 \times 10^5 \text{Pa}$ 时,上部结构底部发生弯曲破坏;超压值为 $0.3 \times 10^5 \text{Pa}$ 时,上部结构底部处于屈服变形状态;超压值为 $0.1 \times 10^5 \text{Pa}$ 时,上部结构底部处于弹性状态。

2. 地基土的不同模型化对上部结构的破坏发生时间产生重要影响,地基土较软及非线性化都将使破坏时间延后。

3. 超压值的大小对滑移产生较大影响,对基底的脱离影响不大。

4. 文中分别研究了不同初始剪切模量和地基土强度对反应的影响,这些参数均与土性相关。地基土越软,强度越低,基底的位移反应值越大,最大值出现时间越迟。

5. 基础与地基土界面的模拟和上部结构的计算重量均对基础的位移反应产生较大影响。界面的线性化或加大结构的计算重量将得到较小的反应。

6. 考虑基础的水平位移增加了结构的延性,但加大了基础的转动。

7. 基础滑移在反应的后期发生。滑移反应与地基土强度相关。本文计算的滑移值较大,主要是计算所取的强度参数较小,垂向动压力要比静重情况提高较多,在快速变形下,土的强度也将提高,国内外有关研究和实验表明,一般情况下可提高两倍以上。另外,忽略基础纵向端部的抗力及地基土的阻尼也会使计算结果偏大。可以预料,如考虑纵向端部的抗力和地基土的阻尼,将会对反应后期的第二峰值起到平抑作用。

8. 考虑到基础侧壁和基底地基土的屈服及基础转动造成的局部应力集中,在基础的后侧壁及底部将有可能逐步产生连续的屈服区域,最终形成塑性连通域而导致失稳。需要建立更合理的模型做进一步的研究。

参 考 文 献

- 1 Wolf J P. Approximate Soil-structure Interaction with Separation of Base Mat from Soil(Lifting-off). Trans 3rd Int Conf Struct Mech Reactor Technology. London, Sept. (1975)
- 2 Toki K, Sato T, Miura F. Separation and Sliding between Soil and Structure during Strong Ground Motion. Earthquake Engineering and Structural Dynamic, 1981, 9: 263~277
- 3 Miura F. Dynamic Stability Analyses of Rigid Structure Against Sliding and Overturning during Strong Earth-

quake Motions, Proc 8th WCEE, Vol. III, 1984

- 4 赵振东,蔡永恩. 模拟基础与地基接触面的弹塑性薄层连接元法. 地震工程与工程振动, 1990, 10(3): 97~107
- 5 熊建国, 高伟建, 等. 核爆炸条件下高层抗震建筑防空地下室倾复问题研究. 国家地震局工程力学研究所, 1988.
- 6 苗启松, 陈肇元, 等. 核冲击波作用下附建式人防地下室倾复问题的有限元分析. 防护工程学会第一届理事会学术交流论文, 北京, 1988
- 7 朱镜清. 论结构动力分析中的数值稳定性. 力学学报, 1983, 15(4): 388~395
- 8 Kennedy R P, Short S A, et al. Effect on Non-linear Soil-structure Interaction Due to Base Slab Uplift on the Seismic Response of a High-temperature Gas-Cooled Reactor. Nuclear Engineering and Design, 1976, 38: 323~325

NONLINEAR DYNAMIC ANALYSIS OF UPLIFTING AND SLIDING BETWEEN SOIL AND BASEMENT OF HIGH-RISE BUILDING UNDER BLAST WAVE

Gao Weijian, Xiong Jianguo, Zhao Zhendong

(*Institute of Engineering Mechanics, SSB, Harbin, 150080*)

ABSTRACT Non-linear dynamic responses of uplifting and sliding between soil and basement of high-rise building under blast wave is studied by spring-mass models. The rotation and displacement of the basement as well as the uplifting and sliding between the soil and basement are given, discussion on these results and conclusions based on these results are presented.

KEY WORDS soil-structure interaction, nonlinear, slide, uplift, blast wave