

ANALIZA METODELOR APROXIMATIVE ȘI NUMERICE DE CALCUL A CONSTRUCȚIILOR DIN ZIDĂRIE LA ACȚIUNI DINAMICE

Autor: Valentin IVASENCO
Conducător științific: conf. univ., Mihail BÎRCĂ

Universitatea Tehnică a Moldovei

Abstract: Metodele de calcul a construcțiilor la acțiuni dinamice la etapa actuală sunt destul de diversificate, iar alegerea unei sau celeilalte metode este condiționată de un șir de factori. Condiția esențială a determinării modului și procedeei de calcul a structurii este de a asigura rezistența și stabilitatea clădirii cu o siguranță în exploatare în limitele economice disponibile.

Se vor examina două procedee de calcul a structurii din zidărie la acțiuni dinamice cu scopul de a determina și compara rezultatele forțelor seismice obținute.

Cuvinte cheie: forța seismică, perioada oscilațiilor proprii, coeficientul dinamic, deplasările clădirii.

1. Date inițiale

Structura de rezistență a clădirii – tip rigidă din zidărie, cu pereți portanți transversali. Schema clădirii – vezi fig.1. Intensitatea seismică de calcul a amplasamentului – 7 grade.

Pereții sunt din zidărie – marca pietrei M75, a mortarului – M50. Categoria de execuție a zidăriei la acțiuni seismice – II, cu rezistența – $R_t=120\text{kPa}$.

Planșeul – plăci prefabricate cu goluri din beton armat, încastrate pe perimetru în centura antiseismică.

Categoria terenului de fundare la acțiuni seismice – I.

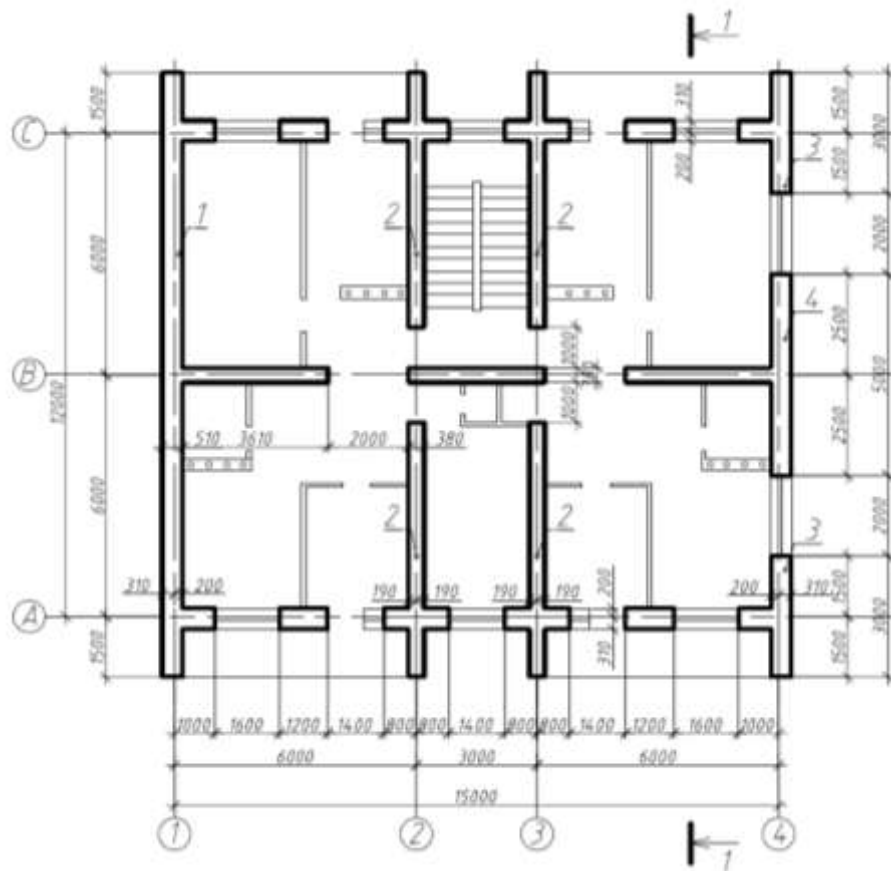


Fig.1 Plan etaj a clădirii.

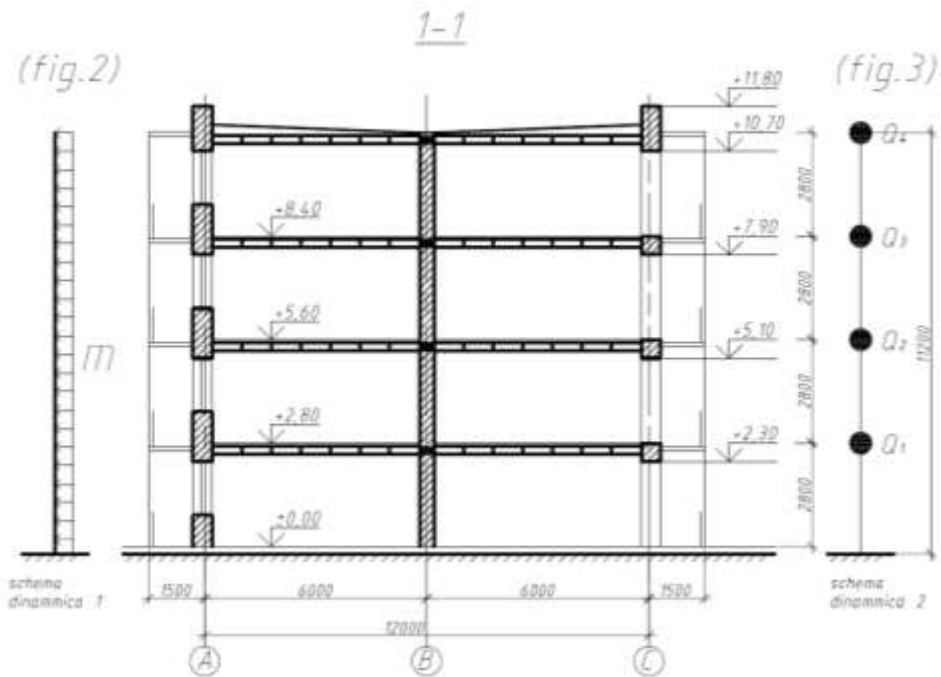


Fig.2 Schema dinamică 1.
Fig.3 Schema dinamică 2.

2. Calculul structurii

Valorile forțelor seismice se determină în conformitate cu două scheme dinamice de calcul:

- schema de calcul nr.1 (fig.2) – bară de tip consolă pe care se distribuie uniform masele pe toată înălțimea clădirii;
- schema de calcul nr.2 (fig.3) – bară de tip consolă pe care se aplică câte o masă concentrată la nivelul planșeului.

Valoarea maselor la fiecare nivel:

$$Q_1=Q_2=Q_3=3645\text{kN}; Q_4=3510\text{kN}.$$

Masele uniform distribuite pe înălțimea clădirii:

$$m = \sum \frac{Q_j}{g \cdot H} \quad (1); \text{ unde } g=9,81\text{m/s}^2; H=11,2\text{m}.$$

$$m = \frac{3 \cdot 364,5 \cdot 10^3 + 351 \cdot 10^3}{11,2 \cdot 9,81} = 13,15 \cdot \frac{10^3 \text{kg}}{\text{m}}.$$

În conformitate cu СНиП II-22-81, modulul de forfecare pentru clădirile din zidărie se determină cu formula:

$$G = 0,25 \cdot E_0 \quad (2); \text{ unde } E_0 = \alpha \cdot R_{\text{z}} \quad (3); R_{\text{z}} = 2R;$$

- α – indicele de elasticitate a zidăriei;
- R – rezistența de calcul la compresiune a zidăriei.

Conform tab.2 și 15 СНиП II-22-81, pentru zidăria M75 și mortarul M50 se adoptă: $R=1,5\text{MPa}$; $\alpha=1000$, unde: $E_0 = 1000 \cdot 2 \cdot 1,5 = 3000\text{MPa}$.

$$\text{Modulul de forfecare: } G = 0,25 \cdot E_0 = 0,25 \cdot 3000 = 750\text{MPa}.$$

2.1 Determinarea valorilor forțelor seismice în conformitate cu schema dinamică 1 (fig.2).

2.1.1 Perioada oscilațiilor proprii se determină cu formula:

$$T = 4H \sqrt{mk_1 / FG\gamma_{\text{sol}}} \quad (4), \text{ unde } k_1=2,4; H=11,2\text{m}; G=750\text{MPa}.$$

Suprafața pereților în plan:

$$F = 15 \cdot 2 \cdot 0,51 + 15 \cdot 2 \cdot 0,38 + 5,61 \cdot 4 \cdot 0,51 + 5,61 \cdot 2 \cdot 0,38 + 2 \cdot 2,62 \cdot 0,51 + 2,62 \cdot 0,38 = 46,07 \text{ m}^2.$$

Suprafața golurilor în plan:

$$F_{gol} = (2 \cdot 2 + 1,6 \cdot 4 + 1,4 \cdot 6) \cdot 0,51 + (2 \cdot 2 + 1 \cdot 4) \cdot 0,38 = 12,63 \text{ m}^2.$$

$$v = \frac{F_{gol}}{F} = \frac{12,63}{46,07} = 0,274;$$

$$\gamma_{gol} = 1 - \frac{v}{0,85} = 1 - \frac{0,274}{0,85} = 0,68.$$

$$T = 4 \cdot 11,2 \sqrt{\frac{(13,15 \cdot 10^3 \cdot 2,4 \cdot 10)}{(46,07 \cdot 750 \cdot 10^6 \cdot 0,68)}} = 0,16 \text{ s}.$$

2.1.2 Coeficientul dinamic β_1 se determină cu formula:

$$\beta_1 = \frac{1}{T_1}, \text{ dar nu mai mare de } 3. \quad (5)$$

$$\beta_1 = \frac{1}{0,16} = 6,25 > 3, \text{ adoptăm } \beta_1 = 3.$$

2.1.3 Determină coeficientul η_k – de care depinde forma oscilațiilor:

$$\eta_k = \frac{x_k \sum Q_j X_j}{\sum Q_j X_j^2}, \quad (6)$$

$$\sum Q_j X_j = 3510 \cdot 11,2 + 3645 \cdot (8,4 + 5,6 + 2,8) = 100548 \text{ kN} \cdot \text{m};$$

$$\sum Q_j X_j^2 = 3510 \cdot 11,2^2 + 3645 \cdot (8,4^2 + 5,6^2 + 2,8^2) = 840369,6 \text{ kN} \cdot \text{m}^2;$$

$$\eta_k = \frac{100548}{840369,6} = 0,12 \text{ m}^{-1};$$

$$\eta_1 = 2,8 \cdot 0,12 = 0,336;$$

$$\eta_3 = 8,4 \cdot 0,12 = 1,008;$$

$$\eta_2 = 5,6 \cdot 0,12 = 0,672;$$

$$\eta_4 = 11,2 \cdot 0,12 = 1,344.$$

2.1.4 Produsul dintre coeficientul dinamic și valorile formei de oscilație ($\beta_1 \eta_k$):

$$\beta_1 \eta_1 = 3 \cdot 0,336 = 1,008.$$

$$\beta_1 \eta_3 = 3 \cdot 1,008 = 3,024;$$

$$\beta_1 \eta_2 = 3 \cdot 0,672 = 2,016;$$

$$\beta_1 \eta_4 = 3 \cdot 1,344 = 4,032;$$

2.1.5 Determinarea forțelor seismice:

$$S_{ik} = k_1 k_2 S_{0ik}; \quad S_{0ik} = Q_k A \beta_1 \eta_k k_\varphi. \quad (7)$$

Pentru intensitatea seismică de calcul de 7 grade, $A=0,1$. Coeficienții $k_1 = 0,25$, $k_2 = 1,3$, $k_\varphi = 1$.

$$S_{ik} = 0,25 \cdot 1,3 \cdot S_{0ik};$$

$$S_{0ik} = Q_k \cdot 0,1 \cdot \beta_1 \eta_k \cdot 1;$$

$$S_{ik} = 0,25 \cdot 1,3 \cdot 0,1 \cdot Q_k \beta_1 \eta_k = 0,0325 \cdot Q_k \beta_1 \eta_k;$$

Forța seismică pentru primul ton a oscilațiilor proprii constituie:

$$S_1 = 0,0325 \cdot Q_1 \beta_1 \eta_1 = 0,0325 \cdot 3645 \cdot 1,008 = 119,4 \text{ kN};$$

$$S_2 = 0,0325 \cdot Q_2 \beta_1 \eta_2 = 0,0325 \cdot 3645 \cdot 2,016 = 238,2 \text{ kN};$$

$$S_3 = 0,0325 \cdot Q_3 \beta_1 \eta_3 = 0,0325 \cdot 3645 \cdot 3,024 = 358,2 \text{ kN};$$

$$S_4 = 0,0325 \cdot Q_4 \beta_1 \eta_4 = 0,0325 \cdot 3510 \cdot 4,032 = 459,9 \text{ kN};$$

Forța transversală la nivelul etajului 1 (unu) constituie $Q_{s1}=1175,7 \text{ kN}$.

2.2 Determinarea valorilor forțelor seismice în conformitate cu schema dinamică 2 (fig.3).

2.2.1 Determinăm perioada oscilațiilor proprii:

Valorile forțelor seismice se determină prin metoda energetică, iar perioada oscilațiilor proprii a tonului principal se determină în conformitate cu formula:

$$T_1 = \sqrt{V/P}. \quad (8)$$

a. Determinăm deplasările clădirii cu analiza fiecărui perete în mod separat ca elemente componente a unui sistem integrat. Se analizează doar pereții transversali.

Deplasările pereților se determină în conformitate cu formulele:

$$\delta_{11} = \frac{1,2h_1}{FG}; \text{ unde } h_1=2,8\text{m, } G=750\text{MPa, } F - \text{suprafața în plan a peretelui analizat.}$$

Determinăm pentru fiecare perete în parte și sectoarele acestuia deformațiile și rigiditățile pe axele 1, 2, 3, 4 (direcția transversală).

Peretele de pe axa 1:

$$F_1 = 15 \cdot 0,51 = 7,65\text{m}^2;$$

$$\delta_{11} = \frac{1,2 \cdot 2,8}{7,65 \cdot 750} = 5,86 \cdot 10^{-4} \frac{\text{m}}{\text{MN}};$$

$$C_1 = \frac{1}{5,86 \cdot 10^{-4}} = 0,171 \cdot 10^4 \frac{\text{MN}}{\text{m}}.$$

Pereții de pe axele 2 și 3:

$$F_2 = 6,31 \cdot 0,38 = 2,4\text{m}^2;$$

$$\delta_{11} = \frac{1,2 \cdot 2,8}{2,4 \cdot 750} = 18,7 \cdot 10^{-4} \frac{\text{m}}{\text{MN}};$$

$$C_2 = \frac{1}{18,7 \cdot 10^{-4}} = 0,0535 \cdot 10^4 \frac{\text{MN}}{\text{m}};$$

Rigiditatea pereților 2 și 3 se obține: $C_2 = C_3 = 2 \cdot C_2 = 0,0535 \cdot 10^4 \cdot 2 = 0,107 \cdot 10^4 \frac{\text{MN}}{\text{m}}$.

$$F_3 = 3,0 \cdot 0,51 = 1,53\text{m}^2;$$

$$\delta_{11} = \frac{1,2 \cdot 2,8}{1,53 \cdot 750} = 29,2 \cdot 10^{-4} \frac{\text{m}}{\text{MN}};$$

$$C_3 = \frac{1}{29,2 \cdot 10^{-4}} = 0,0342 \cdot 10^4 \frac{\text{MN}}{\text{m}};$$

$$F_4 = 5,0 \cdot 0,51 = 2,55\text{m}^2;$$

$$\delta_{11} = \frac{1,2 \cdot 2,8}{2,55 \cdot 750} = 17,6 \cdot 10^{-4} \frac{\text{m}}{\text{MN}};$$

$$C_4 = 2 \cdot C_3 + C_4 = 2 \cdot 0,0342 \cdot 10^4 + 0,0568 \cdot 10^4 = 0,125 \cdot 10^4 \frac{\text{MN}}{\text{m}}.$$

Rigiditatea totală a clădirii constituie:

$$C_{tot} = C_1 + C_2 + C_3 + C_4 = (0,171 + 2 \cdot 0,107 + 0,125) \cdot 10^4 = 0,51 \cdot 10^4 \frac{\text{MN}}{\text{m}}. \quad (9)$$

Deplasarea clădirii de la forța unitară:

$$\delta_{11,tot} = \frac{1}{C_{tot}} = \frac{1}{0,51 \cdot 10^4} = 1,96 \cdot 10^{-4} \frac{\text{m}}{\text{MN}}. \quad (10)$$

Având în vedere structura de rezistență rigidă a clădirii, la acțiuni seismice forțele dominante asupra clădirii vor fi cele de forfecare. În continuare avem:

$$\delta_{11} = \delta_{12} = \delta_{13} = \delta_{14}; \delta_{22} = \delta_{23} = \delta_{24}; \delta_{33} = \delta_{34}; \quad (11)$$

Deformațiile de forfecare fiind liniare și având în vedere că $\varphi_i = \text{const}$, obținem:

$$\delta_{22} = 2 \cdot \delta_{11}; \delta_{33} = 3 \cdot \delta_{11}; \delta_{44} = 4 \cdot \delta_{11};$$

$$\delta_{11} = 1,96 \cdot 10^{-4} \frac{\text{m}}{\text{MN}};$$

$$\delta_{33} = 5,88 \cdot 10^{-4} \frac{\text{m}}{\text{MN}};$$

$$\delta_{22} = 3,92 \cdot 10^{-4} \frac{\text{m}}{\text{MN}};$$

$$\delta_{44} = 7,84 \cdot 10^{-4} \frac{\text{m}}{\text{MN}}.$$

Forma oscilațiilor libere se determină cu formula:

$$X_{1k} = \sum \delta_{kj} \cdot Q_j; \quad (12)$$

$$X_1 = 3645 \cdot 10^{-3} \cdot 4 \cdot 1,96 \cdot 10^{-4} = 0,286 \cdot 10^{-2} m;$$

$$X_2 = 3645 \cdot 10^{-3} (3,92 \cdot 3 + 1,96) \cdot 10^{-4} = 0,50 \cdot 10^{-2} m;$$

$$X_3 = 3645 \cdot 10^{-3} (5,88 \cdot 2 + 3,92 + 1,96) \cdot 10^{-4} = 0,643 \cdot 10^{-2} m;$$

$$X_4 = 3510 \cdot 10^{-3} (7,84 + 5,88 + 3,92 + 1,96) \cdot 10^{-4} = 0,688 \cdot 10^{-2} m;$$

$$X_4^2 = 0,473 \cdot 10^{-4}; X_3^2 = 0,433 \cdot 10^{-4}; X_2^2 = 0,25 \cdot 10^{-4}; X_1^2 = 0,082 \cdot 10^{-4}.$$

b. Determinăm valorile energiei cinetice și potențiale din relațiile:

$$V = [1/(2g)] \cdot \sum Q_j x_j^2; P = 0,5 \sum Q_j X_j; \quad (13)$$

$$V = \left[\frac{1}{(2 \cdot 9,81)} \right] \cdot [3510 \cdot (10^3) \cdot 0,473 + 3645 \cdot (10^3) \cdot (0,413 + 0,25 + 0,082)] \cdot 10^{-4} = 22,3 J \cdot s^2;$$

$$P = 0,5 \cdot 3510 \cdot 10^3 \cdot 0,688 + 3645 \cdot 10^3 (0,643 + 0,5 + 0,286) \cdot 10^{-2} = 38117,9 J.$$

c.

d. Determinăm perioada oscilațiilor proprii:

$$T_1 = 6,28 \sqrt{\frac{22,3}{38117,9}} = 6,28 \cdot 2,42 \cdot 10^{-2} = 0,15 s.$$

2.2.2 Determinarea coeficientului dinamic β_1 ;

$$\beta_1 = \frac{1}{0,15} = 6,67 > 3, \text{ adoptăm } \beta_1 = 3.$$

2.2.3 Determină coeficientul η_k – de care depinde forma oscilațiilor:

$$\eta_k = \frac{X_{jk} \sum Q_j X_j}{\sum Q_j X_j^2},$$

$$\sum Q_j X_j = 3510 \cdot 0,688 \cdot 10^{-2} + 3645 \cdot (0,643 + 0,5 + 0,286) \cdot 10^{-2} = 7623,59 \cdot 10^{-2} kN \cdot m;$$

$$\sum Q_j X_j^2 = 3510 \cdot 0,473 \cdot 10^{-4} + 3645 \cdot (0,413 + 0,25 + 0,082) \cdot 10^{-4} = 4375,76 \cdot 10^{-4} kN \cdot m^2;$$

$$\frac{\sum Q_j X_j}{\sum Q_j X_j^2} = \frac{7623,59 \cdot 10^{-2}}{43,76 \cdot 10^{-2}} = 174,2 m.$$

$$\eta_1 = 0,286 \cdot 10^{-2} \cdot 174,2 = 0,5.$$

$$\eta_3 = 0,643 \cdot 10^{-2} \cdot 174,2 = 1,12;$$

$$\eta_2 = 0,5 \cdot 10^{-2} \cdot 174,2 = 0,87;$$

$$\eta_4 = 0,688 \cdot 10^{-2} \cdot 174,2 = 1,2;$$

2.2.4 Produsul dintre coeficientul dinamic și valorile formei de oscilație ($\beta_1 \eta_k$):

$$\beta_1 \eta_1 = 3 \cdot 0,5 = 1,5.$$

$$\beta_1 \eta_4 = 3 \cdot 1,2 = 3,6;$$

$$\beta_1 \eta_2 = 3 \cdot 0,87 = 2,61;$$

$$\beta_1 \eta_3 = 3 \cdot 1,12 = 3,36$$

2.2.5 Forța seismică pentru primul ton a oscilațiilor proprii constituie:

$$S_1 = 0,0325 \cdot Q_1 \beta_1 \eta_1 = 0,0325 \cdot 3645 \cdot 1,5 = 177,69 \text{kN};$$

$$S_2 = 0,0325 \cdot Q_2 \beta_1 \eta_2 = 0,0325 \cdot 3645 \cdot 2,61 = 309,19 \text{kN};$$

$$S_3 = 0,0325 \cdot Q_3 \beta_1 \eta_3 = 0,0325 \cdot 3645 \cdot 3,36 = 398,03 \text{kN};$$

$$S_4 = 0,0325 \cdot Q_4 \beta_1 \eta_4 = 0,0325 \cdot 3510 \cdot 3,6 = 410,67 \text{kN};$$

Forța transversală la nivelul etajului 1 (unu) constituie $Q_{s1}=1295,58 \text{kN}$.

Concluzii:

1. Comparând rezultatele forțelor seismice la nivelul 1 (unu), obținute conform celor două scheme dinamice de calcul, putem constata că valoarea Q_{s1} la a doua schemă de calcul este cu 10,2% mai mare, decât valoarea schemei unu.

2. În urma calculului s-a stabilit că schema nr.2 de calcul reflectă mai detaliat caracteristicile de rigiditate a clădirii.

Bibliografie

1. СНиП II-A.2-62 *Строительство в сейсмических районах. Нормы проектирования*;
2. СНиП II-A.12-69* *Строительство в сейсмических районах. Нормы проектирования*;
3. СНиП II-7-81* *Строительство в сейсмических районах*;
4. NCM F.03.02-2005 *Proiectarea clădirilor cu pereți din zidărie*;
5. СНиП II-22-81* *Каменные и армокаменные конструкции*;
6. *Пособие по проектированию каменных и армокаменных конструкций* (к СНиП II-22-81*);
7. СНиП 2.01.07-85 *Нагрузки и воздействия*;
8. Бирбраер А.Н. *Расчет конструкций на сейсмостойкость* 1998.
9. *Inginerie seismică*, Iuliu Dimoiu.