

DIMENZIONIRANJE VISOKIH STAVB GLEDE NA POTRES

Janko Drnovšek

Konstruktivske oblike visokih stavb navadno ustrezajo zahtevam glede varnosti v primeru potresa, ker njihovo skeletno jedro in zunanji armirano betonski škatlast sistem ustvarjata veliko togost konstrukcije. Zaradi vedno večjih višin visokih stavb pa je potrebno, posebno pri lokacijah v izrazito potresnih območjih, v kakršnem je n. pr. Ljubljana, varnost stavb proti potresnim sunkom podrobneje proučiti.

Protiv potresu se konstrukcije dimenzionirajo po klasični statični metodi ob upoštevanju 2 do 3% potresne stopnje, kot to zahtevajo jugoslovanski začasni tehnični predpisi za stavbe, ki leže v območjih katastrofalnih potresov (gl. PTP 1960, Za opterećenje zgrada, 4122 in 2332). Ker pačasni jugoslovanski predpisi ne upoštevajo v zadovoljivi meri izkušenj, dobljenih ob potresih v zadnjih desetletjih, je razumljivo, da dimenzioniranje po njihovih določbah ne zadovoljuje in bi moglo postati celo usodno pri prvem močnejšem potresu.

Ne da bi se spuščali v detajlno problematiko dimenzioniranja gradbenih objektov proti potresnim sunkom, kar presega okvir našega članka, obravnavamo v nadaljnjem nekaj najvažnejših vidikov, ki jih moramo v Ljubljani upoštevati pri obravnavi varnosti objekta proti potresu.

Mesto Ljubljana leži v intenzivni mladi tektonski coni. Ker so tektonski premiki ob dislokacijah v glavnem osnovni vzrok nenadne sprostitve elastične (potencialne) energije, ki se po impulzu pretvori v kinetično energijo in s tem povzroči potres, je razumljivo, da je v Ljubljani pričakovati potrese visoke stopnje. Pod potresno stopnjo razumemo razmerje med horizontalno — predvsem ta je važna — komponento pospeška potresnega nihanja in pospeškom prostega pada. Na podlagi statistične obdelave podatkov, registriranih s seizmografom, in na podlagi zapiskov iz starejših dob moremo v Ljubljani računati s potresi, katerih jakost opredeljujemo po Mercalli-Siebergovi skali s VII. do X. stopnjo. Da prikažemo jakosti potresov od VII. do X. stopnje, podajamo v 1. tabeli pregled poškodb na objektih, ki ustrezajo posameznim jakostnim stopnjam za različne vrste gradbenih konstrukcij po Mercalli-Siebergu (gl. Grundbau-Taschenbuch 1955).

Dosedanja opazovanja kažejo, da je potresna stopnja višja na objektih, ki so temeljeni na mehkih glinasto-meljnih zemljinah — posebno če so še te popolnoma nasičene z vodo — kot na stavbah, ki so temeljene na gostih prodno-peščenih zemljinah. Kinetično-potresni fluks, ki pride

do površine avtohtone osnovne kamenine, oziroma do njenega kontakta z naplavino, se delno tu reflektira, delno pa po določenem lomnem zakonu prodira v naplavinški material. Glede na fizikalne lastnosti naplavin pride v naplavinah bodisi do absorpcije in s tem do dušenja nihanja (v gostih prodih in peskih, ki niso nasičeni z vodo) ali pa na drugi strani celo do resonančnih pojavov, zaradi katerih se potresno nihanje ojači (mehke, z vodo nasičene glinaste zemljine). Torej moremo pričakovati, da se pri temeljenju objektov na gostih prodno-peščenih naplavinah v primeru potresnih sunkov ne bodo pojavljale slabše razmere kot pri temeljenju objektov na skali. Nasprotno, pri ugodnih pogojih (z vodo nenasičene naplavine) je pričakovati celo ugodnejše razmere (absorpcija, dušenje). Pri temeljenju objektov na mehkih glinastomeljnih zemljinah, nasičenih z vodo, so pa razmere vedno mnogo slabše kot pri temeljenju na osnovni hribini. Pri potresu v Tokiu l. 1923 so n. pr. opazovali v območju zbitih prodno-peščenih diluvialnih naplavin potresno stopnjo $\varepsilon = 0,10$, v področju mehkih in z vodo nasičenih glinastih zemljin pa potresno stopnjo $\varepsilon = 0,30$ (B r i s k e, 1951). Tudi podatki o ljubljanskem potresu iz l. 1895 kažejo, da so bile posebno močno poškodovane stavbe, temeljene na glinasto-meljnih naplavinah, veliko manj pa stavbe, temeljene neposredno na karbonskih skladih ob vznožju gradu (S u e s s, 1897).

Zelo kritične razmere se lahko pojavijo tudi v prodno-peščenih zemljinah tedaj, kadar so nasičene z vodo in je njihova gostota zelo nizka (pod kritično gostoto). Vendar teh pojavov, ki so povezani z likvefakcijo in v naših prilikah niso aktualni, tu ne obravnavamo.

Klasična statična metoda dimenzioniranja stavb proti potresu predpostavlja, da je gradbeni objekt izpostavljen učinkovanju stalne horizontalne sile: $P_4 = m \cdot b_{max} = m \cdot g \cdot \varepsilon$. V resnici pa je objekt izpostavljen učinkovanju te sile le kratek časovni interval. Z uporabo statične metode naredimo torej v primerih, ko leži lastna frekvenca konstrukcije izven obsega frekvence potresnega nihanja, napako, ki leži na strani varnosti. Klasično metodo danes v svetu splošno uporabljajo. Pod predpostavko, da je pri njeni aplikaciji upoštevana pravilna vrednost potresne stopnje ε , ta metoda ustreza za nižje gradbene objekte, predvsem v primerih togih konstrukcij, katerih lastna perioda nihanja je mnogo krajša od periode potresnega nihanja in je torej nevarnost resonance izključena.

V klasični metodi uporabljeno vrednost potresne stopnje določimo iz seizmogramov, če so ti na razpolago. Ker pa seizmografi ravno ob priliki močnejših potresnih sunkov na žalost zaradi svoje občutljivosti povečini odpovedo (mislim, da velja to tudi za Ljubljano), se moramo pri izbiri umestne vrednosti potresne stopnje ε navezati na opazovanja drugod. Če primerjamo vrednosti potresnih stopenj, ki jih podaja Mercalli-Sierbergova potresna skala, vidimo, da potresom jakosti do X. stopnje, s katerimi je v Ljubljani računati, ustrezajo potresne stopnje $\varepsilon = 10\%$ in celo več. Te vrednosti so pa mnogo višje od onih, ki jih navajajo jugoslovanski PTP predpisi.

Z naraščanjem višine ter z zmanjšanjem tlorisnega preseka gradbenih objektov postaja lastno nihanje konstrukcije počasnejše (lastna perioda nihanja postane daljša), s tem pa narašča nevarnost resonance s potresnim nihanjem. V resonančnem položaju napetosti v konstrukciji naraščejo teoretično do neskončne vrednosti. Dimenzioniranje proti potresu po klasični statični metodi v takih pogojih seveda ni dopustno. Dimenzioniranje stolpastih konstrukcij proti potresu mora sloneti na dokazu, da v objektu ne obstaja nevarnost resonančnih pojavov. Kolikor pri določeni geometrijski obliki konstrukcije ta nevarnost obstoji, je potrebno bodisi geometrijsko obliko konstrukcije spremeniti, bodisi z dodatnimi konstruktivnimi posegi resonanco preprečiti.

Določitev lastne periode nihanja ter dinamičnih napetosti togih skeletnih konstrukcij je zelo komplicirana tudi za zelo grobo poenostavljene praktične primere (energijske metode: n. pr. Rausch, 1955, K o l o u š e k, 1959). Na Japonskem za določitev lastne periode nihanja konstrukcij s pridom uporabljajo enostavno enačbo, ki podaja lastno periodo nihanja s svojo lastno težo obremenjenega in spodaj vpetega droga (vertikalna konzola) enakomernega preseka. Ta enačba, ki jo podajamo po B r i s k e j u, se glasi:

$$T' = 1,788 \cdot l \cdot \frac{l}{i} \cdot \sqrt{\frac{\gamma}{g \cdot E}}$$

V zgornji enačbi pomenijo:

l – višina

i – vztrajnostni polmer

γ – prostorska teža

E – modul elastičnosti

g – pospešek prostega pada.

Iz enačbe je razvidno, da z višino objekta l in z njegovo vitkostjo $\frac{l}{i}$ narašča lastna perioda nihanja konstrukcije. B r i s k e j u podaja tudi približno enačbo za ugotovitev napetosti v konstrukciji, ki se glasi:

$$\sigma' = \frac{\sigma}{1 - \frac{T'^2}{T^2}}$$

V enačbi pomenijo:

T' – lastna perioda nihanja

T – perioda potresnega nihanja

σ – statična napetost v konstrukciji

σ' – dinamična napetost v konstrukciji.

Iz enačbe vidimo, da ima dinamična napetost v resonančni legi, ko je $T' = T$, neskončno vrednost. Obe zgornji enačbi sta zgrajeni ob predpostavki, da je potresno valovanje (vzbujanje) kontinuirno.

Kot opravičilo za aplikacijo klasične statične metode velikokrat navajajo dejstvo, da pride do poškodb oziroma do porušitve pri prvem potresnem sunku in da je število vzbujenih nihajnih valov običajno nizko (od 3 do 5). Ze to število vzbujevalnih valov je pa zadosten pogoj za nastanek resonance. To toliko bolj, ker je iz seizmogramov razvidno, da se pred glavnimi potresnimi sunki in po njih pojavljajo tudi manj intenzivna vzbujevalna nihanja in da se glavni potresni sunki velikokrat ponavljajo v zelo kratkih časovnih intervalih.

Za primer projektirane stolpnice Državnega arhiva LRS v Ljubljani na Gruberjevem nabrežju podajamo vrednost periode lastnega nihanja konstrukcije, dobljene po Briskeju citirani enostavni enačbi. Ob upoštevanju, da znašajo:

$$l = 45,0 \text{ m}; \quad i = 10,7 \text{ m}; \quad \gamma = 0,3 \text{ t/m}^3;$$

$$E = 2.000.000 \text{ t/m}^2; \quad g = 9,81 \text{ m/sek}^2;$$

dobimo za periodo lastnega nihanja vrednost $T' = 0,042 \text{ sek}$.

Če primerjamo to vrednost z vrednostjo periode potresnega nihanja, ki znaša za Ljubljano okoli $T = 0,34 \text{ sek}$ (po podatkih ljubljanske seizmološke postaje; v literaturi se običajno podajajo vrednosti do 1 sek in celo več), vidimo, da je lastno nihanje konstrukcije že sorazmerno počasno, da pa je perioda lastnega nihanja še vedno precej oddaljena od resonančne lege (zelo ugoden vpliv zunanega armiranobetonskega škatlastega sistema, ki ustvarja velik vztrajnostni polmer). Veliko neugodnejše rezultate je pričakovati pri stolpnica, ki imajo le nosilno jedro, ki ustvarja mnogo manjši vztrajnostni polmer.

Zaščita visokih objektov proti nevarnosti resonančnih pojavov je v glavnem dvojna. V prvem primeru moremo s primernim oblikovanjem konstrukcije doseči, da je njena lastna perioda nihanja mnogo krajša od periode potresnega nihanja. Pri oblikovanju je pa težiti za tem, da se stolpasti objekti ne grade na potresnih ozemljih. Že prej navedena enačba pove, da se perioda lastnega nihanja z zmanjšanjem višine l ter z zmanjšanjem vitkosti objekta $\frac{l}{i}$ (torej s povečanjem tlorisnega preseka) linearno zmanjšuje. V območjih intenzivnih potresov, kot n. pr. na Japonskem in v Italiji, so zaradi tega omejili višino stavb na 30 m.

V primeru pa, da je iz urbanističnih, ekonomskih in ostalih vidikov umestna izvedba stolpnih konstrukcij ne glede na to, če se z objektom že močno približujemo resonančni legi, moramo nevarnost resonance eliminirati s posebnimi konstruktivnimi posegi. To tako, da zgornjo, superstrukturo v višini površine tal s horizontalno rego ločimo od temeljne, infrastrukture, z namenom, da se vzbujanja infrastrukture ne prenašajo

v superstrukturo. Ta način zaščite pa pride popolnoma do izraza le tedaj, če je ob horizontalni ločilni regi možno nihanje infrastrukture neodvisno od superstrukture.

Pogoji izvedbe takih ločilnih reg so zelo težavni (trenjski kot med superstrukturo in infrastrukturo mora biti enak nič ali pa vsaj zelo majhen), vendar izvedljivi (n. pr. vložena plast grafita, ki ima nizek kot notranjega trenja $\varphi = 6^\circ$ do 10°).

Zaključek

Ker se na območju mesta Ljubljane, pa tudi na vsem ostalem ozemlju LR Slovenije forsirano pristopa k izgradnji stolpnice, ki predstavljajo za potres zelo občutljive konstrukcije, je nujno, da se pri dimenzioniranju gradbenih objektov upošteva naslednje:

1. Vse nižje objekte je še nadalje dimenzionirati po klasični statični metodi, toda kot potresno stopnjo je upoštevati višje vrednosti kot se navajajo v jugoslovanskih PTP predpisih. Predlagamo, da se v odvisnosti od smeri potresnih con upoštevajo v Sloveniji stopnje potresa od $\varepsilon = 5\%$ do 10% . V Ljubljani je upoštevati vrednost $\varepsilon = 10\%$.

2. Za vse gradbene objekte, ki so višji od 10 nadstropij (predvsem velja to za vse stolpne konstrukcije v Ljubljani) je z dinamično analizo (eksaktna metoda) posebej dokazati, da perioda lastnega nihanja konstrukcije ni v resonančni legi. Pri tem je upoštevati potresne parametre, ki jih je možno deducirati iz opazovanj ljubljanske seizmološke postaje.

3. Medtem ko je stolpnice, višje od 10 nadstropij, možno graditi na gostem prodno-peščenem zasipu ljubljanskega polja, če to za vsak primer posebej dovoljujejo rezultati dinamične analize pod točko 2., je izgradnja takih objektov na barjanskih naplavinah nedopustna.

4. Določbe jugoslovanskih začasnih tehničnih predpisov, ki se nanašajo na dimenzioniranje visokih stavb proti potresu, bi bilo potrebno dopolniti.

DESIGN OF HIGH BUILDINGS AGAINST EARTHQUAKES

In the article are treated all those seismological and technical aspects that must be considered when estimating the safety of high buildings against earthquakes. The writer proposes that the lower buildings should be further designed after the classical static method, be it for simplicity's sakes. But for the high buildings, where the danger of the resonance between the free vibration of the construction and the forced vibration caused by the earthquake becomes very acute, the dynamic methods must be used. The danger of the resonance is to be prevented either with a suitable geometrical form of the construction or with special interventions (the separation of the infrastructure from the superstructure). The article ends with the suggestions which are to be taken into consideration when planning the constructions safe enough against earthquakes.

1. tabela
Poškodbe stavb

Stopnja jakosti potresov	Stavba iz opečnega zida v običajni evropski izvedbi	Jeklene skeletne konstrukcije brez vogalnih ojačitev	Armirano-betonski skeleti (brez upoštevanja okvirnega učinkovanja)	Proti potresu varne armirano-betonske in jeklene konstrukcije	Potresna stopnja $\varepsilon = \frac{b_{max}}{g}$ v %
VI.	pad posameznih kosov strešne opeke; porušenje dimnikov, sicer lahke poškodbe				0,5 do 1,0
VII.	številne večje poškodbe; posamezne porušitve večjih elementov stavbe				1,0 do 2,5
VIII.	težke poškodbe pri več kot $\frac{1}{4}$ vseh stavb; posamezne porušitve stavb	posamezne razpoke v polnilnem zidovju	lahke poškodbe, predvsem ob glavah stebrov		2,5 do 5,0
IX.	težke poškodbe pri več kot $\frac{1}{2}$ stavb; porušitev več kot $\frac{1}{4}$ vseh stavb	močne razpoke ter izpad posameznih kosov opeke iz polnilnega zidovja	težke poškodbe, lomi glav stebrov		5,0 do 10,0
X.	težke poškodbe na vseh stavbah; porušitev več kot $\frac{1}{2}$ vseh stavb	porušitev polnilnega zidovja; veliki upogibi jeklenih podpor	porušitve glav stebrov	lahke poškodbe	10 do 25
XI.	porušitev vseh stavb	težke poškodbe, porušitev večine stavb	težke poškodbe ali porušitve vseh stavb	težke poškodbe	25 do 50
XII.	popolna porušitev vseh stavb				več od 50

LITERATURA

- Briske, R., 1951, Bauwerke in Erdbebengebieten. Bautechnik, H. 4.
- Briske, R., 1955, Grundbau in Erdbebengebieten. Grundbau-Taschenbuch, Band I, Verlag v. W. Ernst u. Sohn, Berlin.
- Koloušek, V., 1959, Calcul des efforts dynamiques dans les ossatures rigides. Dunod, Paris.
- Lorenz, H., 1955, Dynamik im Grundbau. Grundbau-Taschenbuch. Verlag v. W. Ernst u. Sohn, Berlin.
- Privremeni tehnički propisi, 1960, Građevinska knjiga, Beograd.
- Rausch, E., 1955, Maschinenfundamente und andere dynamische beanspruchte Bauwerke. Grundbau-Taschenbuch, Verlag v. W. Ernst u. Sohn, Berlin.
- Suess, F. E., 1897, Das Erdbeben von Laibach am 14. april 1895. Jb. d. k. k. geol. R. A. Band XLVI. 1896. Wien.
- Terzaghi, K., 1954, Theoretische Bodenmechanik. Springer Verlag, Berlin, Göttingen, Heidelberg.
- Tschebotarioff, G. P., 1955, Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures. McGraw-Hill Book Comp., Inc., New York, Toronto, London.