

Matjaž Skrinar



Osnove
POTRESNEGA INŽENIRSTVA

Učbenik



Univerzitetna založba
Univerze v Mariboru



Univerza v Mariboru

Fakulteta za gradbeništvo,
prometno inženirstvo in arhitekturo

OSNOVE POTRESNEGA INŽENIRSTVA

Učbenik

Avtor

Matjaž Skrinar

Marec 2021

Naslov Title	Osnove potresnega inženirstva Basics of Seismic Engineering		
Podnaslov Subtitle	Učbenik Textbook		
Avtor Author	Matjaž Skrinar (Univerza v Mariboru, Fakulteta za gradbeništvo, prometno inženirstvo in arhitekturo)		
Recenzija Review	Davor Grandić (Univerza v Reki, Fakulteta za gradbeništvo)		
	Iztok Peruš (Univerza v Mariboru, Fakulteta za gradbeništvo, prometno inženirstvo in arhitekturo)		
	Mojmir Uranjek (Univerza v Mariboru, Fakulteta za gradbeništvo, prometno inženirstvo in arhitekturo)		
Tehnični urednik Technical editor	Jan Perša (Univerza v Mariboru, Univerzitetna založba)		
Oblikovanje ovitka Cover designer	Jan Perša (Univerza v Mariboru, Univerzitetna založba)		
Grafike na ovitku Cover graphics	Potresna krivulja Pixabay.com CC0	Grafične priloge Graphic material	Avtor
Založnik Published by	Univerza v Mariboru Univerzitetna založba Slomškovo trg 15, 2000 Maribor, Slovenija https://press.um.si , zalozba@um.si		
Izdajatelj Co-published by	Univerza v Mariboru Fakulteta za gradbeništvo, prometno inženirstvo in arhitekturo Smetanova ulica 17, 2000 Maribor, Slovenija https://www.fgpa.um.si , fgpa@um.si		
Izdaja Edition	Prva izdaja	Izdano Published at	Maribor, marec 2021
Vrsta publikacije Publication type	E-knjiga	Dostopno na Available at	https://press.um.si/index.php/ump/catalog/book/460

CIP - Kataložni zapis o publikaciji
Univerzitetna knjižnica Maribor

550.34:624.131.55 (075.8) (0.034.2)

SKRINAR, Matjaž

Osnove potresnega inženirstva [Elektronski vir] : učbenik / avtor Matjaž Skrinar. - 1. izd. - E-knjiga. - Maribor : Univerza v Mariboru, Univerzitetna založba, 2021

Način dostopa (URL) :

<https://press.um.si/index.php/ump/catalog/book/460>
ISBN 978-961-286-417-0 (pdf)
doi: 10.18690/978-961-286-417-0
COBISS.SI-ID 56462851



© Univerza v Mariboru, Univerzitetna založba
/ University of Maribor, University Press

To delo je objavljeno pod licenco Creative Commons Priznanje avtorstva – Nekomercialno-Brez predelav 4.0 Mednarodna. / This work is licensed under the Creative Commons Attribution-NonCommercial-NoDerivs 4.0 International License.

Uporabnikom se dovoli brez predelave avtorskega dela reproduciranje, distribuiranje, dajanje v najem in priobčitev javnosti samega izvirnega avtorskega dela, pod pogojem, da navedejo avtorja in da ne gre za komercialno uporabo.

Vsa gradiva tretjih oseb v tej knjigi so objavljena pod licenco Creative Commons, razen če to ni navedeno drugače. Če želite ponovno uporabiti gradivo tretjih oseb, ki ni zajeto v licenci Creative Commons, boste morali pridobiti dovoljenje neposredno od imetnika avtorskih pravic.

<https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/>

ISBN 978-961-286-417-0 (pdf)

DOI <https://doi.org/10.18690/978-961-286-417-0>

Cena
Price Brezplačni izvod

Odgovorna oseba založnika
For publisher prof. dr. Zdravko Kačič,
rektor Univerze v Mariboru

Citiranje
Attribution Skrinar, M. (2021). Osnove potresnega inženirstva: učbenik. Maribor: Univerzitetna založba. doi: 10.18690/978-961-286-417-0

Kazalo

Predgovor.....	1
I. Potresi in potresno inženirstvo: osnovni pojmi	3
I.1 Osnove problema potresnega inženirstva stavb	3
I.2 Osnove nastanka potresov	6
I.3 Osnovna terminologija ter pojmi, vezani za potrese	9
I.3.1 Hipocenter in epicenter	9
I.3.2 Magnituda (velikost) potresa	9
I.3.3 Intenziteta potresa	14
I.3.4 Kratka zgodovina protipotresnega projektiranja na področju Slovenije	15
II. Osnovne zahteve in merila, ki se uporabljajo za stavbe in inženirske objekte na potresnih območjih	21
II.1 Splošne predpostavke projektiranja po standardih Evrokod	22
II.2 Temeljni zahtevi standarda Evrokod EN 1998	22
II.3 Merila oz. kriteriji za izpolnitev obeh osnovnih zahtev	28
III. Pravila za predstavitev potresnih vplivov	37
III.1 Značilnosti tal in identifikacija vpliva tal	38
III.2 Modeliranje potresnega vpliva	42
III.2.1 Potresna območja	42
III.2.2 Potresna območja z nizko seizmičnostjo	53
III.2.3 Potresna območja z zelo nizko seizmičnostjo	53
III.2.4 Prikaz modeliranja potresnega vpliva	54
III.3 Prikaz potresnega vpliva po veljavnem predpisu	57
III.3.1 Elastičen spekter odziva	57
III.3.2 Projektni spekter za elastično analizo oz. analizo z reduciranimi silami - določanje velikosti potresnega vpliva	59
III.3.3 Projektni spekter za vertikalno oz. navpično komponento potresnega vpliva	62
III.3.4 Spekter odziva pomikov - Enačba (3.7) in informativni dodatek A	62
IV. Splošna pravila za potresno varno projektiranje stavb, neodvisna od konstrukcijskih materialov.....	65
IV.1 Primarni in sekundarni potresni elementi	66
IV.2 Delitev konstrukcije na pravilne in nepravilne	67
IV.3 Nevarnost mehke etaže (»weak« ali »soft storey«)	81
IV.4 Temeljenje kot vzrok za nepravilnost konstrukcije po višini	82

V.	Matematično modeliranje konstrukcije, naključna torzija, metode analize konstrukcije, račun pomikov	83
V.1	Matematično modeliranje konstrukcije stavbe	83
V.2	Kombinacija potresnega vpliva z drugimi vplivi in izračun mase konstrukcije.....	88
V.3	Metode analize potresnih vplivov (odziva) konstrukcije stavbe.....	90
V.4	Metoda z vodoravnimi silami (linearna statična analiza)	92
V.5	Računski modeli za okvirne konstrukcije stavb	96
V.6	Okviri z zidanimi polnili	113
V.6.1	Splošno o zidanih polnilih v okvirnih konstrukcijah.....	113
V.6.2	Zidana polnila in EN 1998-1	115
V.6.3	Problemi modeliranja obnašanje zidanih polnil med delovanjem potresa.....	116
V.6.4	Načini porušitve AB okvirjev z zidanimi polnili.....	118
V.6.5	Splošni računski modeli zidanega polnila v okvirnih konstrukcijah.....	120
V.6.6	Upoštevanje vpliva zidanih polnil na dinamične lastnosti konstrukcije brez eksplisitnega modeliranja parametrov zidovja	124
V.7	Metode določitve približka prvega nihajnega časa večetažnih ravninskih konstrukcij.....	125
V.7.1	Metode izračuna, uporabne za vsako obliko togostne matrike.....	125
V.7.2	Metode izračuna, uporabne za tridiagonalno obliko togostne matrike	132
V.7.3	Velikost dušenja in njegov vpliv na rezultate	133
V.7.4	Uporaba programske opreme (prednosti in pasti).....	134
V.8	Ostale metode analize potresnega vpliva	135
V.8.1	Nelinearne metode	136
V.8.1.1	Potisna (pushover) analiza – nelinearna statična analiza (4.3.3.4.2.1)	137
V.9	Razporeditev vodoravnih potresnih sil po višini (etažah) objekta	139
V.9.1	Metoda z vodoravnimi silami (»ekvivalentna statična analiza«).....	139
V.9.2	Modalna analiza s spektri odziva (»Response spectrum analysis«).....	141
V.10	Vodoravne potresne sile na nekonstrukcijske elemente objekta (4.3.5).....	151
V.11	Porazdelitev vodoravne etažne potresne sile po nosilnih sistemih etaže	155
V.12	Razporeditev vodoravne »etažne« potresne sile na nosilne elemente konstrukcijskega sistema etaže	165
V.13	Kombiniranje učinkov (posledic) vodoravnih komponent potresnega vpliva (ne glede na način njihove pridobitve)	168
V.14	Navpična komponenta potresnega vpliva (4.3.3.5.2)	171
V.15	Račun velikosti (projektnih) pomikov za MSU oz. zahtevo po omejitvi poškodb (4.3.4).....	172
V.16	Predhodna zasnova objekta in preliminarno dimenzioniranje.....	173
V.17	Vpliv seizmične izolacije.....	173
VI.	Preverjanje varnosti.....	177
VI.1	Koeficienti varnosti pri preverjanju MSN v potresnem projektnem stanju	177
VI.2	Preverjanje varnosti - mejno stanje nosilnosti (MSN).....	177
VI.3	Preverjanje varnosti - mejno stanje uporabnosti (MSU).....	184
	Posebna pravila za stavbe iz različnih materialov.....	187
VII.	Osnove projektiranja potresnoodpornih betonskih stavb	189
VII.1	Definicije za betonske stavbe (5.1.2)	189
VII.2	Načini projektiranja	194
VII.3	Merila za projektiranje (5.2.3)	200
VII.4	Osnove projektiranja za stopnje duktilnosti DCL, DCM in DCH	203
VII.4.1	Zahteve glede materialov za stopnji duktilnosti DCM in DCH.....	203
VII.4.2	Geometrijske omejitve elementov (5.4.1.2 in 5.5.1.2).....	204

VII.4.3	Projektne notranje sile za izvedbo dimenzioniranja (projektne vrednosti učinkov vplivov), 5.4.2.....	206
VIII.	Osnove projektiranja potresnoodpornih jeklenih stavb	223
VIII.1	Zahteve glede materiala (6.2)	224
VIII.2	Vrste konstrukcij in faktorji obnašanja (6.3).....	226
VIII.2.1	Pomični okviri (angl. »Moment resisting frames«).....	226
VIII.2.2	Okviri s centričnimi povezji (»Concentric Bracings Frames«, CBF).....	229
VIII.2.3	Okviri s ekcentričnimi povezji (»Eccentrically Braced Frames«, EBF).....	232
VIII.2.4	Konstrukcije obrnjenega nihala (6.9).....	234
VIII.2.5	Jeklene konstrukcije z betonskimi jedri ali betonskimi stenami	235
VIII.2.6	Pomični okviri, kombinirani s centričnimi povezji.....	235
VIII.2.7	Jekleni pomični okviri, kombinirani s polnili.....	235
VIII.2.8	Okviri s K-povezji	235
IX.	Osnove projektiranja potresnoodpornih sovprežnih stavb iz jekla in betona.....	237
	Uporabljeni viri in literatura	241

Predgovor

Pričujoče delo z naslovom Osnove potresnega inženirstva je namenjeno predvsem študentom magistrskega programa Gradbeništva Fakultete za gradbeništvo, prometno inženirstvo in arhitekturo v Mariboru kot študijsko gradivo za izpit pri predmetu Potresno inženirstvo na modulu Gradbene konstrukcije in operativa.

Potresno inženirstvo je izredno široko znanstveno in strokovno področje, ki se zadnja leta intenzivno razvija in tako je nemogoče v enem samem delu zbrati vse znanje tega področja (kar tudi ni namen tega gradiva). Čeprav so vsebine, ki jih delo obravnava, vezane na aktualni standard Evrokod ENV 1998-1, niso omejene izključno na ta standard, temveč omenjajo tudi nekatere primere tuje dobre prakse.

Delo je bilo pripravljeno z mislijo na študente, ki se pripravljajo na izpit iz predmeta Potresno inženirstvo, in pokriva osnovni spekter vsebin tega področja. Obravnava sicer vsa potrebna in zadostna pravila ter zahteve standarda za rešitev nalog na izpitih iz tega predmeta (ki so časovno omejeni), vendar se je pri tem potrebno zavedati, da je potrebno za probleme, ki jih srečuje inženir v svoji strokovni praksi, poglobiti in razširiti znanja, saj prikazane vsebine predstavljajo dobro zgolj osnovo tematike, ne pa tudi celoto.

Jedro gradiva je posvečeno pripravi ustreznega računskega modela gradbene konstrukcije stavbe visokogradnje, njegovi analizi za pridobitev podatkov, relevantnih za izračun potresnega vpliva, kot tudi porazdelitvi potresnega vpliva na nosilne elemente konstrukcije. Osnove detajliranja in konstruiranja (predvsem z metodo načrtovanja nosilnosti) so v delu predstavljene, niso pa obdelane posebej podrobno, saj so posamezne zahteve specifične za posamezne stavbe iz različnih materialov.

Delo upošteva standard SIST EN 1998-1 maj 2005, ki je v gradivu označevan preprosto kot EC8.

Upam, da bo to delo našlo pot do študentov in da ga bodo uporabljali predvsem za samostojni študij predmeta pred izpitom in ne zgolj za listanje med opravljanjem izpitov. Vsekakor bo študij teh vsebin učinkovitejši, če bo sledil študiju vsebin dinamike konstrukcij (in ne obratno).

Za vse konstruktivne predloge, ki bodo vodili k izboljšanju kvalitete (in obsega) dela, bom avtorjem predlogov iskreno hvaležen.

Pričujoče delo so izredno skrbno pregledali izr. prof. dr. Davor Grandić, doc. dr. Iztok Peruš in doc. dr. Mojmir Uranjek, za kar se jim iskreno zahvaljujem.

I.

Potresi in potresno inženirstvo: osnovni pojmi

I.1 Osnove problema potresnega inženirstva stavb

Pri projektiranju nosilne konstrukcije stavbe mora projektant upoštevati različne vplive (oz. obtežbe) na konstrukcijo. Pet najbolj očitnih je: stalni vplivi (lastna teža konstrukcije in opreme), spremenljivi vplivi kot posledica namembnosti objekta (t. i. »koristna« obtežba), sneg, veter in seveda potresni vpliv.

Vendar pri projektiranju objekta sicer enake namembnosti in gabaritov v različnih krajih nastopijo razlike pri upoštevanju velikosti projektnih obtežb.

Stalni vplivi g_k so v vseh krajih enaki, saj so mase (ob istih dimenzijah prerezov, kar pa se lahko zaradi različnih velikosti nekaterih vplivov tudi spremeni) oz. specifične teže materialov enake.

Spremenljivi vplivi (q_k) so prav tako enaki, saj so predpisani s predpisi oz. so vezani na namembnost objekta.

Obremenitve s snegom (s_k) so v različnih krajih različne, a obstajajo dokaj natančno izmerjene zgodovinske povratne informacije, ki so zajete v nacionalnih dodatkih.

Obremenitve z vetrom (w_k) so v različnih krajih prav tako različne, a obstajajo izmerjene povratne informacije, ki morda nimajo tako dolge zgodovine kot meritve snega, vendar sodobne tehnologije meritev sedaj omogočajo natančnejše meritve tistega, kar včasih ni bilo mogoče. Z meritvami, ki se raztezajo čez večletno obdobje, se baza podatkov za obremenitve s snegom in vetrom širi, ter tako postajajo informacije statistično zanesljivejše.

Največjo negotovost pri upoštevanju obtežb pa predstavlja potresni vpliv, saj je, ne glede na to, da gre za znan pojav, zaradi negotovosti pojavljanja neoprijemljiv. Obremenitev s potresnimi vplivi je prav tako v različnih krajih načeloma različna, a hkrati tudi najmanj natančno oz. zanesljivo »opisljiva«. Ni nujno namreč, da je zgodovina potresov v kraju, kjer bo stavba postavljena, dobro poznana (ali pa minuli potresi niso natančno ovrednoteni oz. izmerjeni). Potresi se tudi ne pojavljajo periodično (tako kot npr. sneg), kar bi omogočilo večjo in s tem zanesljivejšo bazo podatkov; prav tako jih ni mogoče zanesljivo napovedati (kljub raznim bolj ali manj znanstvenim poskusom), a jih je realno mogoče pričakovati in zaradi tega je tudi potrebno ustrezno pripraviti konstrukcijo na njihovo morebitno delovanje (v skladu s trenutnimi znanstvenimi spoznanji in veljavnimi inženirskimi načeli).

Poskusi napovedovanja potresov

Sposobnost pravočasno napovedati potres bi omogočila, da bi z ustreznim obveščanjem lahko zmanjšali število človeških žrtev ter omilili gospodarsko škodo. Čeprav ta sposobnost ne bi imela neposrednega vpliva na poškodovanost konstrukcije, bi vseeno nekoliko zmanjšala odgovornost inženirja, da zagotovi ustrezno varnost.

V literaturi je mogoče najti mnoge avtorje (predvsem iz Italije), ki znanstveno proučujejo sposobnost živali za zaznavanja potresa, saj so namreč občutljive na elektromagnetne signale, ki bi naj opozarjali na potrese. Prvi znani primer, ko je nenavadno obnašanje živali opozarjalo na prihajajoči potres, je bil leta 1975 na Kitajskem v mestu Haicheng v provinci Liaoning [S01.1]. V decembru 1974 so najprej opazili nenavadno obnašanje podgan in kač, do februarja 1975 pa so se začeli nenavadno obnašati še krave, konji, piščanci in gosi. Zato so zgodaj zjutraj 4. februarja 1975 kitajski uradniki odredili evakuacijo mesto Haicheng, saj so verjeli, da obstaja velika verjetnost potresa, ki se je res zgodil še isti dan ob 19:36. Kljub evakuaciji je umrlo 2.041 ljudi, ranjenih pa je bilo več kot 27.000 ljudi. Kljub velikemu številu žrtev se je evakuacija izkazala kot odlična poteza, saj bi po ocenah brez nje število žrtev bilo več kot 150.000.

Glede na pozornost, ki jo v Italiji posvečajo napovedovanju potresov, zato morda ni presenetljivo, da se je 20. 9. 2011 začelo sojenje šestim znanstvenikom (med katerimi so bili geologi, geofiziki) in vladnemu predstavniku - poddirektorju civilne zaščite, ki so bili člani Komisije za velika tveganja. Obtožba jih je bremenila krivde za smrt 309 prebivalcev mesta L'Aquila v potresu magnitudo 6.3 leta 2009. Obtožence je obremenilo njihovo poročilo, v katerem je komisija le teden dni pred potresom navajala, da je malo verjetno, da bi večmesečni šibkejši potresni aktivnosti sledil velik potres. V poročilu so sicer dodali, da tega tudi ni mogoče izključiti. Na začetku sojenja septembra 2011 je tožilstvo zanje zahtevalo štiri leta zapora, in 22. 10. 2012 so jih obsodili na šest let zapora zaradi uboja iz malomarnosti (sodnik je za odločitev potreboval le nekaj več kot štiri ure). Italijansko prizivno sodišče v L'Aquili je zaporno kazen 10. 11. 2014 razveljavilo.

Čeprav potresov torej (še) ne moremo dolgoročno napovedovati, vseeno lahko pridobimo kratkoročno informacijo o prihajajočem potresu, ki je uporabnejša za kraje, bolj oddaljene od mesta nastanka potresa. Ob nastanku namreč nastaneta dva glavna tipa potresnih valov, ki se širita z različnima hitrostima. Prvi valovi, t. i. P-valovi (vzdolžni oz. »pressure«), niso rušilni valovi in jih ljudje zelo redko občutijo, ter se gibljejo s hitrostjo okoli 5.8 km/s. Ti valovi se lahko premikajo tako skozi trdne kamnine in tudi tekočine, kot sta voda ali tekoče plasti zemlje. P-valovi so znani tudi kot kompresijski valovi zaradi potiskanja in vlečenja, ki ga izvajajo.

Drugi valovi, t. i. S-valovi (prečni ali »shear« oz. »secondary«), pa so rušilni, a običajno potujejo z manjšo hitrostjo, okoli 3.45 km/s. S-valovi niso samo počasnejši od P-valov, temveč se lahko premikajo le skozi trdno kamnino, ne pa tudi skozi tekočine. Prav tako je njihov način delovanja oz. premikanja delcev kamnin drugačen kot pri P-valovih: zemljino premikajo navzgor in navzdol oz. pravokotno na smer, v kateri potuje val (smer širjenja valov).

Ta razlika med obema hitrostima pa je s stališča potresne varnosti zelo ugodna, saj je časovna razlika, odvisno od oddaljenosti centra potresa, lahko med nekaj sekundami (za kraje, oddaljene 100 km od izvora potresa, je razlika približno 12 s) do nekaj minut (za kraje, oddaljene 500 km od izvora potresa, je razlika približno že skoraj minuta). Čeprav vzdolžne P-valove ljudje zelo redko zaznajo, jih zaznajo inštrumenti. Ob močnem potresu seizmogrami zaznajo P-valove in (na Japonskem) prebivalce avtomatsko preko mobilnih telefonov obvestijo, da prihaja potresni vpliv. Tako se lahko v času, preden pridejo S-valovi, osveščeni prebivalci umaknejo na varno, hkrati pa se izvedejo nekatere aktivnosti,

ki preprečujejo še večjo gospodarsko škodo (npr. ustavijo delovanje jedrskih elektrarn, ustavijo vlake).

Poleg P in S valov obstajajo še Loveovi in Rayleighovi valovi.

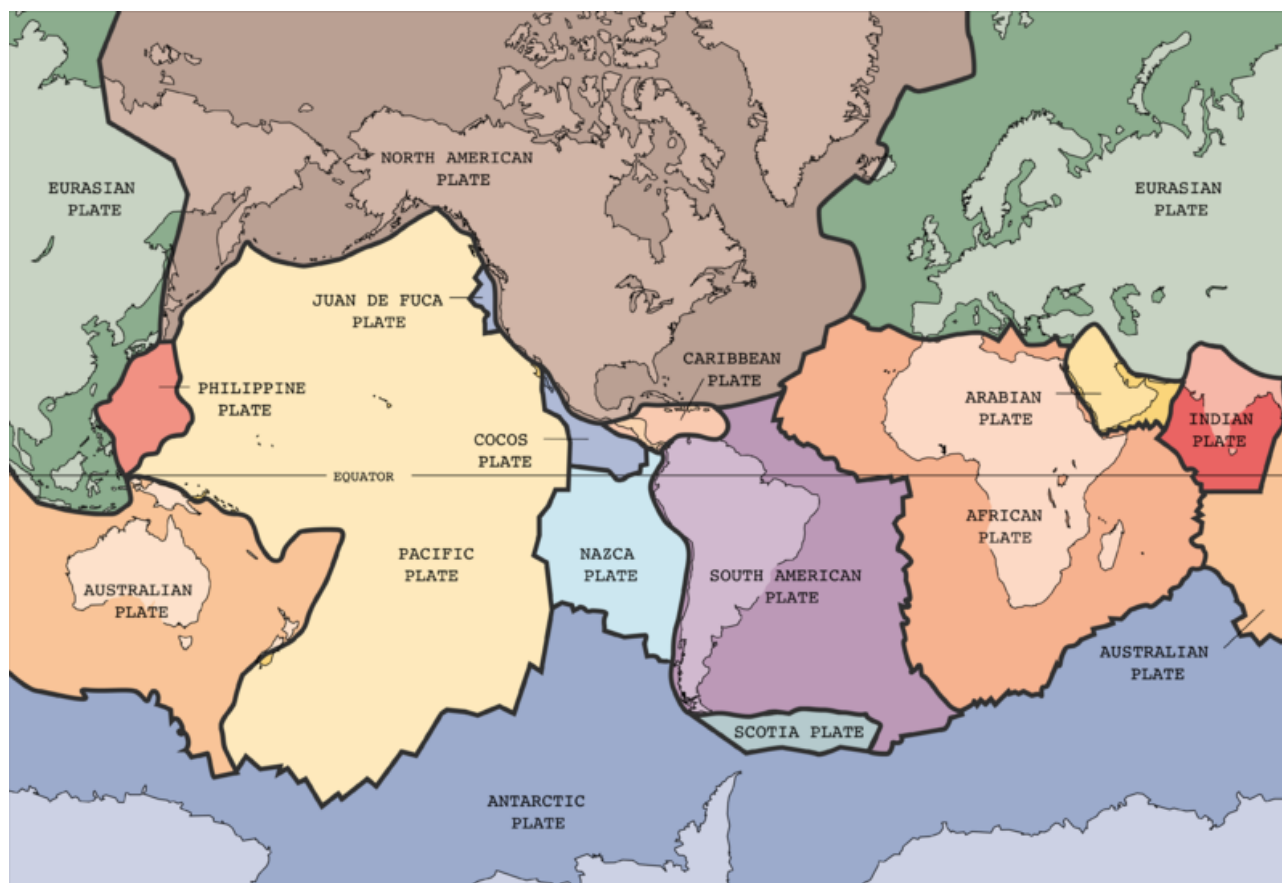
Še večji problem s potresi kot ta, da jih ne moremo zanesljivo napovedati pa je, da jih ne moremo preprečiti, kar je osnovno gonilo protipotresne gradnje.

I.2 Osnove nastanka potresov

Izvor potresov se skriva v kompaktni zunanji lupini, ki pa prostorsko zavzema manj od 1 % Zemlje. Ta lupina vsakega kamnitega planeta, in ne samo Zemlje, se imenuje litosfera. Beseda ima svoj izvor v grščini, kjer pomeni »skalna sfera«. Zemeljska litosfera je kompaktna zunanja lupina, saj vključuje skorjo in zgornji del plašča. Litosfera v osnovi »plava« na astenosferi, ki je židko področje, ki sega 100 do 200 km pod površjem. Pod litosfero in astenosfero, ki sta del plašča (mantle), pa je jedro, katerega zunanji del predstavljajo utekočinjene notranje mase.

Zemeljska litosfera je razbita na posamezne tektonske plošče (prikazane na sliki 1.1 [S01.2], javna last), ki se medsebojno neodvisno premikajo. Obstaja sedem glavnih tektonskih plošč (Evroazijska plošča, Severnoameriška plošča, Južnoameriška plošča, Pacifiška plošča (oz. plošča Tihega oceana), Antarktična plošča, (Indijsko-)Avstralska plošča in Afriška plošča) ter mnogo več nekoliko manjših srednje velikih (Arabska plošča, Karibska plošča, plošča Juan de Fuca, plošča Nazca, Filipinska (morska) plošča in plošča Scotia).

Robovi plošč se ne ujemajo točno s kontinenti ali oceani, tako da npr. Afriška plošča pokriva precej večje območje kot afriški kontinent, Severnoameriška plošča pa poleg Severne Amerike pokriva še Grenlandijo, vzhodno Sibirijo in severno Japonsko. Potresi nastanejo ob robovih teh plošč, kar pomeni, da se potresom ni mogoče izogniti.



Slika 1.1: Zemeljske tektonske plošče

Iz slike 1.1 je razvidno, da nekatera področja, znana po večji aktivnosti potresov (na primer Mehika ter Kalifornija za zahodni obali ZDA, Japonska, otok Nova Gvineja ter jug Italije in Grčija) dejansko ležijo na stičišču dveh plošč.

Poleg sedmih glavnih tektonskih plošč ter srednje velikih obstaja še večje število manjših »lokalnih« tektonskih plošč.

Kot najbolj seizmično aktivno področje na svetu se pogosto navaja 40.000 km² velik Pacifiški t.i. »Ring of fire« [S01.3], saj se v njem zgodi okoli 90 % vseh svetovnih potresov in 81 % največjih svetovnih potresov (na področju se nahaja tudi 452 vulkanov).

Na drugem mestu po seizmični aktivnosti (5-6 % vseh svetovnih potresov in 17 % največjih svetovnih potresov) je tako imenovani Alpinsko-Himalajski pas (»Alpide belt«), ki zajema tudi (za nas bistveno pomembnejše) Sredozemlje. Iz slike 1.1 je razvidno, da Slovenija v celoti leži na Evroazijski (imenovani tudi Evrazijski) plošči, in to ne čisto ob robu te plošče (torej ne ob najbolj kritičnem delu).

Načini medsebojnega premikanja tektonskih plošč so zanimivi tudi z vidika potresnega inženirstva. Tektonske plošče se premikajo glede ena na drugo na tri načine: primikajoče ali konvergentno (ali destruktivno, medsebojno se rinejo), odmikajoče ali divergentno (ali konstruktivno, medsebojno se razmikajo, ta premik je znan tudi kot razkol) in drseče ali transformacijsko (plošči drsita ena ob drugi).

Subdukcija ali konvergentno premikanje tektonskih plošč

Subdukcija je v geologiji proces vrinjanja (ali tonjenja) litosferne plošče pod drugo, nasprotni pojav pa je nasedanje litosferne ploče na drugo ploščo, kar se imenuje obdukcija (geološki pojem).

Ker imajo litosferne plošče, na katerih ležijo kontinenti, manjšo specifično gostoto od plošč, ki so v glavnem prekrivane z oceani, je v zgodovini vedno prihajalo do velikih subdukcij (vrinjanja) morskega dna. Lažje kontinentalne plošče so ostajale zgoraj, pri čemer je prihajalo do delnega vzdigovanja zgornje plošče in posledično do potresa zaradi trenja v področju subdukcije.

Takšna subdukcijska področja so hkrati tudi potencialne lokacije za nastanek tsunamijev [S01.4], ki nastanejo, ko se sprosti »potencialna« energija (ki nastane zaradi vrinjanja spodnje plošče) v zgornji plošči.

Divergentno ali konstruktivno premikanje tektonskih plošč

Druga oblika medsebojnega premikanja tektonskih plošč je odmikajoči oz. divergentni pomik plošč. Tak pomik (običajno nastopi med dvema oceanskima ploščama) je pomik, kjer se dve plošči oddaljujeta ena od druge (Srednje Atlantski greben). Z oddaljevanjem plošč prihaja magma iz razklane površine in lahko tvori novo zemljo (npr. otok).

Drseče oz. transformacijsko premikanje tektonskih plošč

Tretja in zadnja oblika medsebojnega premikanja tektonskih plošč je transformacijski pomik plošč. Dve tektonski plošči drsita ena mimo druge v nasprotnih smereh, pri čemer nobena plošča sicer ne izgubi ozemlja. Tipičen primer je prelomnica San Andreas vzdolž zahodne obale severne Amerike, ki ločuje severnoameriško ploščo od Pacifiške plošče (plošče Tihega oceana). Ta prelomnica je v veliki meri vzrok uničujočih potresov v Los Angelesu in San Franciscu (1906, 1989 in 1994).

I.3 Osnovna terminologija ter pojmi, vezani za potrese

I.3.1 Hipocenter in epicenter

Žarišče potresa (tudi potresno žarišče), torej točko v zemeljski skorji, kjer se prične lom zemeljskih plošč oz. nastane potres, imenujemo hipocenter. Njena globina zelo vpliva na velikost učinkov potresa na površju, saj bo enako močan potres z globljim žariščem imel sorazmerno manjše posledice na površju. Pri potresih tektonskega izvora se hipocenter običajno nahaja v zgornjih plasteh zemeljske skorje (približno do globine 15 km), v nekaterih posebnih primerih pa lahko doseže globino največ do približno 700 km [S01.5]. Na spletnih straneh Agencije RS za okolje (ARSO) je navedeno, da je največja globina potresnih žarišč v Sloveniji okoli 30 km [S01.6]. Na majhnih globinah zelo blizu površja nastajajo šibki potresi, medtem ko žarišča močnejših potresov nastajajo v globini med 5 in 15 km.

Točko na zemeljskem površju, ki leži točno nad hipocentrom, imenujemo nadžarišče (epicenter) potresa.

I.3.2 Magnituda (velikost) potresa

Opazovanja potresov in (predvsem) njihovih posledic so jasno pokazala, da so potresi lahko močnejši ali šibkejši. Posamezni potres se zato označi z njegovo velikostjo, ki se imenuje magnituda potresa, ki sta jo leta 1935 vpeljala Charles Francis Richter in Ben Gutenberg. Izračuna se iz instrumentalnega zapisa nihanja tal oz. potresnih valov na potresnih opazovalnicah.

V Ljubljani je Albin Belar že leta 1897 ustanovil potresno postajo [S01.7], ki ni bila prva zgolj na ozemlju Slovenije, temveč tudi v tedanji habsburški monarhiji. V današnjem času obstaja mreža potresnih opazovalnic, ki jo je 8. 8. 2019 sestavljalo 26 opazovalnic državnega omrežja potresnih opazovalnic ter še 11 dopolnilnih opazovalnic za beleženje močnih potresov, ki izvajajo seizmološke meritve.

Medtem ko z vseh opazovalnic teče neprekinjen prenos treh podatkovnih nizov z različnimi frekvencami vzorčenja (200, 20 in 1 vzorec na sekundo) v središče za obdelavo v Uradu za seizmologijo in geologijo, kjer potekajo takojšnja obdelava, začasno shranjevanje in samodejno obveščanje seizmologov o mogočih dogodkih, opazovalnice za beleženje močnih potresov večinoma delujejo v prožilnem načinu, kar pomeni, da se

po proženju zapisi po klicni telefonski liniji prenašajo v središče za obdelavo podatkov v Ljubljani.

Magnituda potresa je logaritmična mera, ki iz instrumentalnega zapisa potresa poda oceno oz. izračun o moči potresa (glede na sproščeno količino seizmične energije). Izračuna se na podlagi zapisanih instrumentalnih seizmoloških meritev iz opazovalnic, ki jih izvajajo zelo občutljivi instrumenti, imenovani seizmometri, torej senzorji, ki posredno merijo gibanje tal. Ker bi za direktne meritve gibanja tal bila potrebna nepremična referenčna točka, ki pa je med potresom ni mogoče zagotoviti, se v seizmologiji najpogosteje uporabljajo seizmometri inercialnega tipa, ki posredno merijo premikanje tal relativno glede na premike referenčne točke (običajno masa oz. utež, ki je prek vzmeti in dušilke povezana z ohišjem senzorja), ki se nahaja v ohišju senzorja.

Za doseganje čim boljših rezultatov in čim večjega dinamičnega razpona se uporablja kombinacija seizmometra (bolj občutljiv na šibke ter srednje močne potrese in namenjen za stalno beleženje seizmične aktivnosti) in pospeškomera - akcelerometra (za opazovanje močnejših potresnih sunkov).

Celoten prikaz gibanja tal, ki jih je posnel seizmograf, se imenuje seizmogram. Na spletnem naslovu Agencije RS za okolje (ARSO) so predstavljeni dokaj aktualni podatki s seizmogrami zadnjih potresov (zadnjih dni) z različnih potresnih opazovalnic po Sloveniji. Oblika seizmografov se spreminja in posodablja skozi leta.

Na seizmografih so podani tudi podatki o lokaciji (izračunani avtomatsko), datumu in uri ter magnitudi potresa – na strani je tudi opozorilo, da so v preglednici podani osnovni parametri potresa, ki so preliminarni in se lahko še spremenijo. Vsi rezultati avtomatske analize se na spletno stran nalagajo sproti, zbrani pa so dogodki, ki imajo svoj izvor v Sloveniji oziroma v njeni neposredni okolici. Pri tolmačenju rezultatov se je potrebno zavedati, da avtomatska analiza podatkov ne more ločiti med zapisom dejanskega potresa in naključno (lokalno) motnjo na posamezni opazovalnici (npr. prehod težkega vozila mimo opazovalnice), in zato se za objavo rezultatov avtomatske analize uporablja kriterij, da je program za lociranje potresa uporabil podatke iz vsaj šestih opazovalnic. Če pa se zgodi šibkejši potres (z magnitudo manjšo od 1.0), ki ga je zabeležilo premalo opazovalnic (torej manj kot 6), tak potres ni objavljen v tabeli z avtomatskimi rezultati.

Tudi spletna stran Agencije RS za okolje (ARSO) z Avtomatskimi analizami zadnjih potresov se spreminja skozi leta. Aktualna verzija je prikazana na sliki 1.2.

ARSO POTRESI

Prijavite se | Registrirajte se

Zadnji potresi

Vsi potresi Potresi, ki so jih čutili Magnituda ≥ 1 Magnituda ≥ 2 Magnituda ≥ 3 posodobljeno: 26. 8. 2019 ob 9:10

Datum/čas v Sloveniji	Mag.	Najv. int.	Nadžarišče	Vprašalniki
24. 8. 2019 ob 3:22	0,9	IV	9 km SV od Trojan	3
23. 8. 2019 ob 7:36	0,8	čutili	6 km J od Črnomlja	6
✓ 22. 8. 2019 ob 18:28	0,9		11 km SV od Podjubeja	0
✓ 22. 8. 2019 ob 11:58	0,8		5 km SV od Črne na Koroškem	0
✓ 22. 8. 2019 ob 1:59	1,0		5 km J od Kočevske Reke	0
✓ 21. 8. 2019 ob 18:30	0,9		13 km SV od Podjubeja	0
✓ 20. 8. 2019 ob 17:41	0,5		5 km S od Medvod	0
✓ 20. 8. 2019 ob 6:26	1,0		5 km S od Reke (Rijeka, Hrvaška)	0
✓ 20. 8. 2019 ob 4:58	0,8		5 km S od Reke (Rijeka, Hrvaška)	0
✓ 20. 8. 2019 ob 2:39	1,0		4 km JV od Topolišice	3
✓ 19. 8. 2019 ob 9:18	1,2		4 km Z od Trbovelj	1
✓ 19. 8. 2019 ob 6:21	0,7		2 km JZ od Grosuplja	0
✓ 18. 8. 2019 ob 22:16	0,6		1 km JZ od Anhovega	0
✓ 17. 8. 2019 ob 19:42	0,7		7 km J od Jelšan	0
✓ 17. 8. 2019 ob 6:05	0,4		5 km SV od Knežaka	0

Slika 1.2: Aktualna spletna stran Agencije RS za okolje leta 2019 (zajem zaslona)

S klikom na vrstico z osnovnimi podatki o potresu je mogoče dobiti sliko lokacije nadžarišča ter seizmogramе izbranega potresa različnih opazovalnic. Starejše verzije spletne strani so prikazovale še izrisane lege teh potresnih opazovalnic.

Kljub temu, da potresov ne moremo preprečiti, je takšno konstantno opazovanje pomembno, saj se s pomočjo konstantnih meritev lahko dobi približni odgovor na vprašanje o korelaciji med magnitudo in pogostostjo nastankov potresov. Na spletni strani ARSO tako navajajo, da se v enem letu na vsej Zemeljski kroglji v povprečju zgodi:

- 1 potres z magnitudo 8.0 ali več*,
- 15 potresov z magnitudo med 7.0-7.9*,
- 134 potresov z magnitudo med 6.0-6.9**,
- 1319 potresov z magnitudo med 5.0-5.9**,
- 13.000 potresov z magnitudo med 4.0-4.9 (ocenjeno),
- 130.000 potresov z magnitudo med 3.0-3.9 (ocenjeno),
- 1.300.000 potresov z magnitudo med 2.0-2.9 (ocenjeno).

* opazovano od leta 1900 naprej

** opazovano od leta 1990 naprej

S stališča potresnega inženirstva je povezava med magnitudo in pogostostjo potresa zelo zanimiva ter pomembna. Iz eksperimentalno pridobljenih podatkov je namreč očitno, da sta magnituda in pogostost potresa obratno sorazmerni, kar je ugodno iz vidika potresnega inženirstva, saj obstaja realna verjetnost, da objekt v predvideni življenjski dobi ne bo izpostavljen najmočnejšemu izmerjenemu potresu. Slaba stran te korelacije pa je, da redko pridemo do kvalitetnih informacij o potresnih vplivih (vendar se bo kvaliteta le teh v bodočnosti zagotovo izboljšala).

Magnituda potresa se izračuna na podlagi amplitude izmerjenih seizmogramov. Prvotna Richterjeva formulacija magnitude, ki je veljala za izbrano območje Kalifornije in za določeno vrsto seizmografov, je skozi čas doživela precej sprememb in popravkov, in tako danes obstaja več različnih magnitud (lokalna, površinska, telesna, navorna in makroseizmična magnituda).

Splošna občila običajno uporabljajo Richterjevo magnitudo (običajno brez posebne navedbe imena).

Richterjeva magnituda

Moč potresa in njegovi učinki so podani s skalarno količino, ki jo imenujemo lokalna magnituda M_L [S01.8]. Podana je v obliki naslednje lestvice:

Preglednica 1.1: Moč potresa in njegovi učinki

Vrednost	opis
manj kot 3.5	v glavnem se potresa ne čuti, zaznajo pa ga instrumenti;
3.5 – 3.9	nastopi rahlo nihanje, ki ga zaznajo le občutljivi ljudje;
4.0 – 4.4	pojavi se tresenje, kot ga povzroči tovornjak;
4.5 – 4.9	tresenje povzroča nihanje visečih predmetov;
5.0 – 5.4	drevesa šelestijo, zazvonijo cerkveni zvonovi;
5.5 – 5.9	nastopi pokanje sten, odpadanje ometa;
6.0 – 6.4	promet obstane, podirajo se dimniki;
6.5 – 6.9	slabo grajene stavbe se podrejo;
7.0 – 7.4	zemlja razpoka, podre se večina stavb, plinovodi, električni vodi in vodovodi so poškodovani;
7.5 – 7.9	obstane le nekaj stavb, pojavijo se požari, poplave, plazovi;
več kot 8	popolno uničenje, tla so vzvalovana in razpokana.

Iz lestvice je razvidno, da imajo potresi, ki povzročajo škodo, vrednost vsaj $M_L=5$. Za primerjavo je smiselno navesti, da ljudje ponavadi zaznajo potres z magnitudo vsaj 3.0.

Enota magitute odgovarja približno faktorju 32 v sproščeni seizmični energiji, kar pomeni, da potres magnitude $M_L=1$ sprosti 32krat toliko seizmične energije kot potres magnitude $M_L=0$, potres magnitude $M_L=2$ več kot tisočkrat (1024) več, itd...

Magnituda je navadno podana na desetinko natančno (eno decimalno mesto), ni pa omejena niti navzdol niti navzgor – ker je do sedaj najmočnejši instrumentalno zabeleženi (torej novodobni) potres imel magnitudo 9.5, od tod izvira napačno mnenje, da ima magnitudna lestvica devet stopenj.

Zaradi različnih razlogov (kot npr. različne metodologije pri izračunu magnitude) se lahko pri izračunih vrednosti magnitud, ki jih za isti potres izvedejo različne institucije, pojavi odstopanje tudi za nekaj desetink. Tako se je za prvi potres, ki je 11. marca 2011 prizadel Japonsko, kot magnituda [S01.9] najprej pojavljala vrednost 8.8, vendar je ameriški geološki inštitut jakost nato povišal na 8.9. Medtem je japonska meteorološka agencija najprej poročala o magnitudi 7.9, nato pa je bilo 13. marca 2011 objavljeno, da je agencija magnitudo popravila na 9. CNN [S01.10] je poročal, da je potres (ki je hkrati sprožil še uničujoč cunami), eno izmed GPS postaj (oz. cel japonski otok) premaknil za približno 2.4 m (8 čevljev).

Na naslovu Agencije RS za okolje se nahaja karta magnitud potresov v RS od leta 567 dalje (ko se je zgodil močan potres v Beli krajini), ki pa se neprestano dopolnjuje in posodablja.

Magnituda je povezana z določeno količino energije, ki se aktivira ob potresu. Beno Gutenberg in Charles Francis Richter sta razvila logaritemsko zvezo med magnitudo in energijo [S01.11]: $\log E(s) = 11.8 + 1.5 \cdot M$, pri čemer $E(s)$ podaja energijo potresa (seismic energy) iz seizmičnih valov v ergih (enota energije in mehanskega dela v centimeter-gram-sekunda (CGS) sistemu enot, $1 \text{ erg} = 10^{-7} \text{ J}$), M pa magnitudo potresa. Obstaja pa tudi podobna enačba, zapisana kot $E(s) = 10^{1.5 \cdot M + 4.8}$, ki izračuna energijo v J.

Po obeh enačbah tako sledi, da se je ob potresu, ki je 11. marca 2011 prizadel Japonsko ($M = 8.9$), sprostito $E(s) = 10^{1.5 \cdot 8.9 + 4.8} = 1.412537 \cdot 10^{18} \text{ J}$, oziroma ekvivalent 337.6 milijonov ton razstreliva TNT. Zgolj za primerjavo: atomska bomba Little Boy, ki je bila leta 1945 vržena na Hirošimo, je imela moč med 13.000 do 18.000 ton TNT oz. 54 in 75 TJ.

Na spletnem naslovu Geološke službe Združenih držav Amerike (USGS), ki je znanstvena agencija vlade ZDA, je mogoče najti lestvico 20 največjih potresov (razvrščenih glede na magnitudo) – do sedaj največja magnituda tako znaša 9.5 (potres v Čilu leta 1960).

I.3.3 Intenziteta potresa

Poleg moči (magnitude) potresa je zanimiv tudi podatek o učinkih potresa (intenziteta). Intenziteta potresa je mera za učinke potresa (na predmete, ljudi, zgradbe in naravo), ki je odvisna od energije potresa, epicentralne razdalje in geoloških razmer. Gre za subjektivno mero, ki fizikalno ni definirana.

Skozi zgodovino je bilo uporabljenih več intenzitetnih lestvic. V Sloveniji se od leta 1995 uporablja Evropska makroseizmična lestvica oz. EMS (European Macroseismic Scale), katere osnutek je leta 1992 nastal na evropski seizmološki komisiji, vendar je bila kasneje še dopolnjevana.

Aktualna makroseizmična lestvica, ki je namenjena tudi gradbenikom (in ne samo seizmologom), natančneje določa učinke potresov na visoke zgradbe ob upoštevanju sodobnih novih načinov gradnje in novih materialov. Merske vrednosti ali stopnje na lestvici se zapisujejo bodisi z arabskimi številkami od 1 do 12, bodisi z rimskimi od I do XII, merska enota pa s kratico EMS ([S01.12], [S01.13]).

Preglednica 1.2: Aktualna makroseizmična lestvica

Opredelitev potresa	Skrajšan opis značilnih opaženih učinkov
1. Neobčuten	Neobčuten in zaznajo ga samo instrumenti.
2. Komaj občuten	Občutijo ga redki mirujoči posamezniki v hišah, običajno v zgornjih nadstropjih hiš.
3. Šibek	Občuti ga malo ljudi v zgradbah. Mirujoči ljudje čutijo zibanje ali rahlo tresenje.
4. Pretežno opažen	Občutijo ga mnogi ljudje v zgradbah, zunaj pa le redki. Nekateri ljudje se zbudijo. Okna, vrata in posoda ropotajo. V zgradbah ga občutijo mnogi, zunaj redki. Mnogi se zbudijo. Nekaj se jih prestraši. Zgradbe se v celoti stresejo.
5. Močan	Viseči predmeti močno nihajo. Majhni in lažji predmeti se premaknejo. Vrata in okna loputajo ali se zaloputnejo.

- | | |
|----------------------|--|
| 6. Neznatne poškodbe | Mnogi ljudje se prestrašijo in zbežijo iz zgradb. Nekateri predmeti padejo. Mnoge hiše utrpijo neznatne nekonstruktivne poškodbe, npr. lasaste razpoke in odpadanje manjših kosov ometa. |
| 7. Poškodbe | Večina ljudi se prestraši in zbeži iz zgradb. Pohoštvo se premakne in mnogo predmetov pade s polic. Mnoge dobro grajene navadne stavbe pretrpijo zmerne poškodbe: manjše razpoke v stenah, odpadanje ometa, odpadanje delov dimnikov; na starejših stavbah se lahko pokažejo velike razpoke v stenah in zrahljanje polnilnih sten. |
| 8. Težke poškodbe | Mnogi ljudje se težko obdržijo na nogah. Na stenah mnogih hiš nastanejo velike razpoke. Posamezne dobro grajene navadne zgradbe kažejo resne poškodbe sten, šibke starejše zgradbe pa se lahko zrušijo. |
| 9. Rušenje | Splošen preplah. Mnoge šibke zgradbe se zrušijo. Celo dobro grajene navadne stavbe kažejo zelo težke poškodbe: večji podori sten in delno uničenje konstrukcije. |
| 10. Obsežno rušenje | Mnoge dobro grajene navadne stavbe se zrušijo. |
| 11. Uničenje | Večina dobro grajenih navadnih stavb je porušenih in celo nekatere potresno odporno grajene stavbe so uničene. |
| 12. Popolno uničenje | Skoraj vse stavbe so uničene. |

Na naslovu Agencije RS za okolje (ARSO) se tako nahaja karta (ki se posodablja) intenzitet potresov v RS od leta 567 dalje.

Intenziteta je ponavadi največja v nadžarišču (epicentru) potresa, torej nad žariščem (hipocentrom) potresa, in se zmanjšuje z oddaljenostjo. Posameznemu potresu tako ustreza ena sama magnituda (in še ta ni popolnoma enolična) ter več intenzitet, ki so odvisne od oddaljenosti od epicentralnega območja. Intenziteta potresa se torej navezuje na lokacijo, magnituda pa pripada potresu.

I.3.4 Kratka zgodovina protipotresnega projektiranja na področju Slovenije

Projektiranje konstrukcij za prevzem potresnih sil oz. potresno inženirstvo je v svetovnem merilu razmeroma nova veda, katere intenzivni razvoj v zadnjih letih je spodbujen s slabimi izkušnjami. Čeprav se aktualni standard Evrokod 1998 dokaj ažurno spreminja (predstandardu ENV 1998-1-1:1994 je sledil standard EN 1998-1:2005, nova verzija je

predvidena za leto 2020), se je v Republiki Sloveniji začelo ustrezno protipotresno projektiranje konstrukcij že pred uvedbo Evrokodov, saj so obstajali nekateri ustrezni predpisi, ki so se uporabljali v posameznih obdobjih. Njihovo poznavanje (čeprav so večinoma zastareli) je aktualno pri ocenjevanju potresne odpornosti obstoječih nesodobnih objektov, ki tako pri nas, kot tudi v svetu, vzbujajo skrb.

Leta 1895 je potres (eden večjih potresov v zgodovini Slovenije) prizadel Ljubljano [S01.14], pri čemer je v Ljubljani in okolici umrlo sedem oseb. Potres ni prinesel samo premikov na področju ljubljanskega urbanizma, temveč tudi prve tehnične predpise – »Stavbinski red za občinsko ozemlje deželnega stolnega mesta Ljubljane«, objavljene v Deželnem zakoniku št. 28, XXI. kos, 10. junija 1896, Ljubljana, kjer so bili zajeti konstruktivni napotki [S01.15]. To je bilo v bistvu samo 15 let po začetku sodobnih raziskav o potresno odpornih konstrukcijah, ki so se začele leta 1881 na Japonskem, ko se je prvič predlagala uporaba stranske sile, ki je enaka deležu celotne teže stavbe, da bi se upoštevale sile, ki jih potres izvaja na stavbe [S01.16].

Leta 1948 (UL SFRJ, št. 61/48) so izšli »Začasni tehnični predpisi za obremenitev zgradb« (sprejeti 12. julija 1948, začetek veljavnosti 17. julij 1948, prenehanje veljavnosti oz. uporabe je nastopilo 1. januarja 2003). Objekti, grajeni po tem predpisu, so bili poddimenzionirani za prevzem ustreznih potresnih obremenitev (Ocena potresne ogroženosti Republike Slovenije, verzija 2.0, MORS 2013).

V Sloveniji je 21. junija 1963 začela veljati Odredba o dimenzioniranju in izvedbi gradbenih objektov v potresnih območjih (veljavna je bila do 1. januarja 2006). To je prvi predpis, ki je celovito urejal gradnjo potresno odpornih objektov na ozemlju Slovenije [01.1].

Mesec dni po objavi slovenskega predpisa se je zgodil potres v Skopju (magnituda 6.1 in intenziteta v epicentru IX). Ta potres [S01.17] je povzročil več kot 1070 žrtev, ranjenih je bilo med 3.000 in 4.000 ljudi, hkrati pa je več kot 200.000 ljudi je ostalo brez doma. Ker takratna skupna država (razen v Sloveniji), ni imela predpisa o gradnji potresno odpornih objektov, se je pristopilo k pripravi zveznega predpisa, ki je bil naslonjen na slovenske predpise. Tako je leta 1964 v celi Jugoslaviji začel veljati Pravilnik o začasnih tehničnih predpisih za gradnjo na seizmičnih področjih (UL SFRJ, št. 39/64, njegova uporaba se je prenehala 1. januarja 2003 z začetkom veljavnosti Zakona o graditvi objektov).

Leta 1981 (UL SFRJ, št. 31/81) je bil sprejet Pravilnik o tehničnih normativih za graditev objektov visoke gradnje na seizmičnih področjih. Z razvojem stroke so ga kasneje še dopolnjevali (UL SFRJ, št. 49/82, 29/83, 21/88 in 52/90 ter tudi Uradni list RS, št. 101/05). Datum prenehanja njegove veljavnosti je bil 1. januar 2006.

Investicijski cikel sredi zadnjega desetletja prejšnjega stoletja je vzpodbudil zamenjavo starih predpisov, s čimer se je odprla priložnost, da so se številne novogradnje lahko zgradile na podlagi najnovejših spoznanj potresnovarne gradnje, saj so bili nekateri predstandardi EC v Evropi sprejeti že leta 1994. Tako je bil predstandard EC8/2 za gradnjo potresno odpornih mostov v RS preveden in predstavljen strokovni javnosti že leta 1995 (leto dni po njegovem sprejemu v Evropi), saj so bile takrat investicije največje v avtocestnem programu, hkrati pa je DARS pokazal ustrezno razumevanje [01.2]. Tako je v naslednjem petletnem obdobju bila Slovenija celo prva država v Evropi, ki je ta predstandard uporabljala v vsakdanji praksi. Njegova uporaba je bila nezavezujoča, saj je bil predstandard sprejet kot vzporedni (skupaj z obstoječim pravilnikom iz leta 1981) standard, vendar ga je bilo smiselno in dovoljeno uporabljati le v kombinaciji z drugimi predstandardi EC, ki pa nekateri v Sloveniji še leta 2000 niso bili uradno sprejeti. Tak nejasni pravni status EC je projektantom omogočal »selektivno« uporabo predstandarda, saj so pogosto uporabljali le tiste dele predstandarda, ki niso premočno spreminjali že ustaljene gradbene prakse. Čeprav so strožje zahteve in novosti, ki jih je vpeljal EC8, nedvomno zagotavljale večjo potresno varnost, je to namreč običajno hkrati pomenilo tudi nekaj več porabe materiala in tudi zamudnejše ter zahtevnejše projektiranje.

Pravilnik o mehanski odpornosti in stabilnosti objektov je Republika Slovenija sprejela 12. septembra 2005 (UL RS, št. 101/05), datum začetka uporabe pa je bil 1. januar 2006. S tem pravilnikom je bil sprejet evropski standard za potresno odporno gradnjo Evrokod 8 oziroma EC8 (SIST EN-1998). Po tem pravilniku (1. točka 6. člena) se pri projektiranju, gradnji in vzdrževanju objektov smejo namesto pravil evrokodov uporabiti pravila iz drugih standardov, tehničnih smernic ali drugih tehničnih dokumentov, če je z njimi, ob upoštevanju načel evrokodov, mogoče zagotoviti najmanj enakovredno raven izpolnjevanja zahtev iz tega pravilnika. Ob izdaji pravilnika je bilo določeno tudi prehodno obdobje (1. točka 11. člena), v katerem so morali projektanti in izvajalci gradbenih del opravljane svojega dela uskladiti z določbami tega pravilnika. Ta rok je bil postavljen za 31. december 2007. Slovenija je bila tako celo prva država, kjer je postala uporaba standarda EC8 praktično obvezna.

Natančnejši razvoj predpisov, vezanih za potresno inženirstvo je podan v članku Petra Fajfara: Razvoj predpisov za potresno odporno gradnjo v Sloveniji [01.1].

I.4 Predstavitev slovenskega standarda EN 1998

Standard Evrokod EN 1998 se uporablja za projektiranje in gradnjo stavb ter inženirskih objektov v potresnih območjih, pri čemer pa posebne konstrukcije, kot so jedrske elektrarne, velike pregrade in konstrukcije v morju (člen 1.1.1) ne sodijo v področje uporabe tega standarda. Namen standarda je zagotoviti, da se v primeru potresa zaščitijo človeška življenja, **omeji** (ne pa popolnoma prepreči) škoda ter zagotovi, da bodo konstrukcije, pomembne za civilno zaščito, uporabne (ne pa nujno popolnoma nepoškodovane). Vendar je hkrati zaradi posebne nepredvidljive narave potresnega pojava tudi jasno, da ni zagotovila, da bodo vse našteje zahteve tudi dejansko popolnoma izpolnjene.

Standard SIST EN 1998-1 [01.3] tako obsega osnovne zahteve in merila, ki se morajo uporabljati za stavbe in ostale inženirske objekte na potresnih območjih (člen 1.1.2(2)), kot tudi posebna splošna pravila za stavbe. Prav tako omenjeni standard podaja pravila za predstavitev oz. modeliranje potresnih vplivov, tudi v kombinaciji z drugimi vplivi (člen 1.1.2(3)). Podaja tudi ločena posebna pravila za različne konstrukcijske materiale in elemente, ustrezne za stavbe. Tako posebna poglavja obravnavajo betonske stavbe, jeklene stavbe, sovprežne stavbe, lesene stavbe ter zidane stavbe.

Mostove, silose, rezervoarje, cevovode, temelje, oporne konstrukcije, stolpe, jambore in dimnike, kot tudi določila za oceno potresne odpornosti ter za potresno utrjevanje obstoječih stavb, podajajo ostali deli standarda EN 1998 (1998-2 do 1998-6).

Nekatere pomembne novosti, ki jih je prinesel novi standard glede na prejšnje standarde, so pokrivalo tudi številna področja, ki v takratnih slovenskih predpisih sploh niso bila pokrita. Glavne novosti so bile:

- zahteva, da je na potresno odpornost stavb potrebno misliti že v času njihove zasnove, pri čemer je treba težiti k enostavnosti konstrukcije, zveznosti in simetriji, statični nedoločenosti, zadostni odpornosti in togosti v dveh horizontalnih smereh, zadostni torzijski nosilnosti in togosti, ustrezni povezavi nosilnih elementov z medetažnimi ploščami in ustreznemu temeljenju,

- zahteva, da je stavbe potrebno računati na potresni vpliv, ki deluje istočasno v dveh pravokotnih smereh (takratni predpisi so dovoljevali račun za vsako smer posebej),
- zahteva po upoštevanju slučajne ekscentričnosti mas,
- definiranje minimalnega potrebnega števila nihajnih oblik, ki ga je potrebno upoštevati v računu,
- eksplicitna redukcija potresnih sil z jasno povezavo med izbiro velikosti računskih sil in zahtevnostjo detajlov konstrukcije,
- metoda načrtovanja obnašanja oz. nosilnosti,
- ocena dejanskih pomikov pri neelastičnem odzivu.

II.

Osnovne zahteve in merila, ki se uporabljajo za stavbe in inženirske objekte na potresnih območjih

Obseg protipotresnih predpisov ter njihove zahteve, ki so postavljane projektantom pri protipotresnem projektiranju novih stavb, se skozi čas vedno spreminjajo in zaostrejejo, kar je posledica novih spoznanj tako v potresnem inženirstvu, kot tudi mehanskih spoznanj obnašanja konstrukcij in seveda novih tehnoloških rešitev (in morebitnih novih materialov). Posledično se je s tem z vsakim novim predpisom potresna odpornost objektov v povprečju povečevala.

Da je tak pristop pravilen in učinkovit, je jasno razvidno iz japonske študije [S02.1], ki pokaže, da delež močno poškodovanih ali celo porušeni stavb skozi čas upada (z izjemo obdobja 1986-1990, kjer se je nekoliko povečal delež zmerno poškodovanih stavb) – analiza je bila narejena za potres v Kobeju leta 1995.

Iz študije je tudi razvidno, da je pri stavbah, (takrat) starih 30 ali več let (obdobje pred letom 1965), bilo porušeni ali močno poškodovanih skoraj 60 % stavb, medtem ko pri 19 let starih stavbah (obdobje med letoma 1976-1980) takih poškodb sploh ni bilo. To nakazuje, da so v dobrih 10 letih (med leti 1965 in 1975) ustrezno kvalitetno spremenili predpise za protipotresno gradnjo.

Sodobni objekti, projektirani in grajeni po aktualnih predpisih, torej imajo ustrezno potresno odpornost, kar pomeni, da obstaja zelo majhna verjetnost, da se bodo v svoji življenjski dobi delno ali v celoti porušili (lahko pa bodo poškodovani), seveda ob pravilni izgradnji. Kljub temu, da znamo za sodobne objekte poskrbeti za ustrezno protipotresno zaščito, ostaja odprto zelo pereče vprašanje o varnosti nekaterih obstoječi objektov (pri nas kot v svetu), ki so zgrajeni v skladu s starejšimi predpisi (ali celo brez njih).

II.1 Splošne predpostavke projektiranja po standardih Evrokod

Pri projektiranju in izgradnji stavbe se predpostavi, da so (med ostalimi) izpolnjene naslednje splošne predpostavke, veljavne tudi za ostale dele Evrokod standardov:

- izbiro konstrukcijskega sistema in preračun konstrukcije izvajajo ustrezno šolani in izkušeni projektanti,
- izdelavo in montažo izvaja osebje z ustrezno usposobljenostjo in izkušnjami,
- med izvedbo del se zagotavljata ustrezna nadzor in kontrola kvalitete (v projektantskih birojih, tovarnah, delavnicah in na gradbišču),
- zagotovi se ustrezno vzdrževanje konstrukcije v njeni celotni življenjski dobi,
- konstrukcija se sme uporabljati samo na načine, predpostavljene v projektu.

Standard EN 1998 eksplicitno zahteva še, da je, če med fazo izvedbe konstrukcije in/ali v njeni življenjski dobi pride do sprememb konstrukcije (glede na obstoječe projekte), potrebno izdelati ustrezno obrazložitev in izvesti preverjanje, kar velja tudi, če spremembe zagotovijo povečanje potresne odpornosti (1.3(2)P).

Pri celoviti trajnostni prenovi stavb, s katero se želi podaljšati življenjska doba stavb, se torej preverjanju potresne odpornosti ni mogoče izogniti.

II.2 Temeljni zahtevi standarda Evrokod EN 1998

V nasprotju s poenostavljenimi splošnimi laičnimi pričakovanji, sodobna protipotresna gradnja ni postavljena pred zahtevo o nepoškodovanosti med in po potresu.

Obstajata **dve temeljni zahtevi** (vsaka s svojo primerno stopnjo zanesljivosti, zavedajoč se omejitvev finančnih sredstev), ki morata biti izpolnjeni (2.1(1)P) s pomočjo ustreznega projektiranja in korektno izvedene gradnje:

- zahteva po neporušitvi
- zahteva po omejitvi poškodb.

Zahteva po neporušitvi

Zahteva po neporušitvi («no collapse requirement») zahteva, da je konstrukcija projektirana tako, da prenese projektni potresni vpliv (ki ga podaja predpis), definiran glede na izbrano sprejemljivo potresno tveganje. To pomeni, da projektni potresni vpliv posledično ne ustreza neposredno do sedaj znanemu največjemu oz. maksimalnemu potresu na lokaciji objekta, ampak je lahko v skladu s predpisom tudi manjši. Pri tem ne sme priti do porušitve dela konstrukcije (lokalna porušitev) ali porušitve celote (globalna porušitev). Konstrukcija mora pri tem ohraniti svojo integriteto ter preostalo ustrezno nosilnost za prenašanje vertikalne obtežbe. Priporočena (in tudi v RS veljavna) referenčna verjetnost prekoračitve P_{NCR} , da bo referenčni potresni vpliv za izpolnitev zahteve o neporušitvi prekoračen (npr. v 50 letih, kolikor znaša običajna življenjska doba objekta), znaša 10 %. Upoštevanje te zahteve vodi za življenjsko dobo objekta 50 let do izračunane povratne dobe $T_{NCR} = 475$ let, kar pomeni, da ta povratna doba ni predpisana direktno (torej kot neka izbrana vrednost, kar je bil slučaj v starih predpisih, ko je ta doba bila 500 let), temveč posredno sledi iz zahteve predpisa glede stopnje sprejemljivega tveganja. Jasno je, da bo v primeru daljše življenjske dobe objekta, kot tudi v primeru, ko želimo zmanjšati referenčno verjetnost na manj kot 10 %, povratna doba daljša.

Povratna doba (angl. »return period«), imenovana tudi povratni interval, je ocena verjetnosti pojava dogodka, ki se uporablja pri nezgodnih dogodkih (potres, poplave). To je statistični parameter, ki običajno temelji na znanih zgodovinskih podatkih, ki označujejo povprečno ponovitev dogodka v daljšem časovnem obdobju. Običajno se uporablja za analizo tveganja (npr. za projektiranje konstrukcij, da bodo prenesle dogodek z določeno povratno dobo).

Standard torej ne zahteva, da bi se škoda oz. poškodovanost preprečila v celoti (kar bi pomenilo, da bi zadoščala zgolj ena zahteva), pač pa zahteva, da se škoda »razumno« omeji. Potres namreč za veliko večino konstrukcij predstavlja največjo izmed vseh obremenitev, ki lahko delujejo na konstrukcijo. To posledično tudi pomeni, da bo lahko imel največji

vpliv na konstrukcijske detajle (dimenzije presekov, kvaliteto materiala, način izvedbe stikov). Zato bi bilo konstrukcije neekonomično projektirati tako, da bi pri projektne potresu ostale popolnoma nepoškodovane. Tako razmišljanje je dodatno podkrepljeno z dejstvom, da je velikost projektne vpliva izbrana tako, da je verjetnost, da bo v obratovalni dobi objekta do projektne jakosti potresa dejansko prišlo, razmeroma nizka (10 %, seveda ob predpostavki, da vrednosti iz kart potresnih nevarnosti ne bodo prekoračene).

Na sliki, ki jo prikazuje spletni portal MMC [S02.2], je vidno stanje v mestu Palu, ki ga je 28. 9. 2018 prizadel potres z magnitudo 7.5, ki mu je sledil cunami s skoraj trimetrskimi valovi (število žrtev je bilo najmanj 380). Po potresu z magnitudo 7.5 je območje streslo več popotresnih sunkov, od teh eden z magnitudo 5.7.

Čeprav zahteva po neporušitvi dovoljuje poškodovanost stavb po potresu, takšnega popotresnega stanja, kot je prikazano na sliki, standard EN 1998 ne dovoljuje.

S stališča potresnega inženirstva je izredno zanimiva in pomembna slika, ki jo je naredil Mirko Simeoni [S02.3]. Na njej vidimo tri stavbe: popolnoma nepoškodovano sodobno stavbo na desni, praktično nepoškodovano nekoliko starejšo stavbo na levi (pri čemer so poškodbe te stavbe posledica neposrednega potresnega vpliva na to stavbo kot tudi posredna posledica potresa zaradi popolnega kolapsa stavbe na sredini), ter ostanke stavbe na sredini. Ta slika je odličen posreden dokaz, da je sodobna protipotresna gradnja lahko učinkovita.

Zahteva po omejitvi poškodb

Zahteva po omejitvi poškodb zahteva, da se s projektiranjem in izgradnjo zagotovi, da konstrukcija preživi (nek) potresni vpliv, ki sicer ima v projektne dobi objekta večjo verjetnost kot projektne potresni vpliv, a je njegova intenziteta manjša. Pri tem torej mora konstrukcija ostati brez večjih poškodb (pri katerih bi bili stroški popravila nesorazmerno veliki v primerjavi s ceno konstrukcije) in z njimi povezanih omejitev uporabe. Opomba: če bi imeli namesto zahteve po neporušitvi zahtevo po nepoškodovanosti, bi ta zahteva zadoščala za izvedbo projektiranja in bi zahteva po omejitvi poškodb tako bila odveč.

Priporočena (in tudi v RS veljavna) referenčna verjetnost prekoračitve P_{DIR} , da bo referenčni potresni vpliv za izpolnitev zahteve o omejitvi poškodb v 10 letih, znaša 10 % (ob upoštevanju povratne dobe $T_{DLR} = 95$ let).

Stanje, ki je v skladu z drugo zahtevo standarda, je prikazano na drugi sliki, ki jo je objavil Mirko Simeoni, [S02.4]. V spodnjem nadstropju oz. pritličju so opazne "X" razpoke, ki lahko nakazujejo "mehko etažo" konstrukcije (in tudi najbolj obremenjeno etažo), ki je očitno prevzela vso potresno obtežbo, saj v zgornjih nadstropjih poškodb praktično ni videti.

Za večino gradbenih konstrukcij, posebno pa še za stavbe na potresnih območjih, potres dejansko predstavlja največjo obtežbo, obenem pa je verjetnost, da bo do močnega potresa prišlo v življenjski dobi zgradbe, relativno majhna. Pri običajnih objektih je zato potrebno zagotoviti, da ostanejo nepoškodovani pri šibkejših (a pogostejših) potresih (zahteva po omejitvi poškodb), za katere obstaja večja verjetnost, da se bodo pojavili v življenjski dobi objekta.

V primeru močnega potresa, za katerega obstaja definirano majhna verjetnost, da se bo pojavil v času uporabe objekta, se poškodbe na objektu sicer dopustijo, vendar porušitev konstrukcije ni dopustna. Raven sprejemljivih poškodb je odvisna od funkcije objekta, npr. stavbe jedrskih reaktorjev morajo ostati nepoškodovane, v objektih civilne zaščite pa so dopustne le manjše poškodbe. Za različne vrste stavb in inženirskih objektov določijo pristojni organi posameznih držav ciljne oz. predpisane zanesljivosti za izpolnitev obeh temeljnih zahtev standarda (2.1(2)P). Ne glede na to pa je treba na najmanjšo mero zmanjšati možnost porušitve in s tem povezanih človeških žrtev.

Medtem ko prva zahteva postavlja tudi jasno merilo izpolnitve postavljenega kriterija neporušitve (kar dosežemo preko analize projektnega potresnega vpliva), merilo izpolnitve tega kriterija ni tako strogo jasno in definirano. Zato predpis navaja (4.4.3.1(1)), da če niso podani natančnejši podatki oz. zahteve, se lahko pri kontroli zahteve po omejitvi poškodb kar uporabi zahteva po omejitvi etažnih pomikov. Pri stavbah, pomembnih za civilno zaščito, ali pa stavbah, ki vsebujejo občutljivo opremo, se lahko zahtevajo še dodatna preverjanja mejnega stanja uporabnosti.

Pri kontroli zahteve po omejitvi poškodb se predpostavi, da ima elastični spekter potresnega vpliva za omejitev poškodb enako obliko kot za mejno stanje nosilnosti (formalno bi se morala kontrola kriterija omejitve poškodb izvesti s ponovno analizo za potresni vpliv, ki ima povratno dobo definirano s predpisom za omejitev poškodb).

Vpliv pomembnosti objekta na protipotresno projektiranje

Standard Evrokod 8 ima tri osnovne cilje: zaščititi človeška življenja, omejiti škodo in zagotoviti popotresno uporabnost stavb, ki so pomembne za civilno zaščito. Ker vsi objekti seveda niso enako pomembni, je zanje potrebno ustrezno povečati ali zmanjšati stopnjo potresnega tveganja, kar se formalno izvede s podaljševanjem ali skrajševanjem povratne dobe potresa. Različne povratne dobe seveda zahtevajo ustrezne pripadajoče karte, ali pa vsaj dovolj veliko število takih kart, da se lahko izvede interpolacija podatkov med njimi.

Namesto uporabe različnih povratnih dob tudi EC8, podobno kot sorodni predpisi, stavbe razvršča po kategorijah pomembnosti, ki imajo različne faktorje pomembnosti γ_I . (2.1(3)P, 3.2.1(3), preglednica 4.3). Uporaba faktorja pomembnosti torej posredno nadomesti uporabo (običajno neobstoječe) karte potresne nevarnosti za zahtevano povratno dobo.

Preglednica 2.1: Kategorije pomembnosti in faktorji pomembnosti za stavbe – preglednica 4.3 in pripadajoča informativna povratna doba (za življenjsko dobo objekta 50 let) ter verjetnost prekoračitve v 50 letih življenjske dobe

Kategorija pomembnosti	Stavbe	Faktor pomembnosti	Povratna doba T (let)	Verjetnost prekoračitve
I	Stavbe manjše pomembnosti za varnost ljudi, npr. kmetijski objekti in podobno	0.8	230	19.58 %
II	Običajne stavbe, ki ne pripadajo ostalim kategorijam	1.0	475	10 %
III	Stavbe, katerih potresna odpornost je pomembna glede na posledice porušitve, npr. šole, dvorane za srečanja, kulturne ustanove in podobno	1.2	780	6.21 %
IV	Stavbe, katerih integriteta med potresi je življenjskega pomena za civilno zaščito, npr. bolnišnice, gasilske postaje, elektrarne in podobno	1.4	1250	3.92 %

Iz preglednice je razvidno, da se verjetnost prekoračitve projektnega vpliva v življenjski dobi objekta (50 let) zmanjšuje s pomembnostjo stavbe.

Za stavbe, ki pa vsebujejo nevarne inštalacije ali materiale kot tudi opremo, se faktor pomembnosti določi v skladu z merili, ki so navedena v EN 1998-4.

V preglednici 2.2 so podani faktorji pomembnosti za nekatere tipične povratne dobe.

Preglednica 2.2: Faktorji pomembnosti za nekatere tipične povratne dobe.

Povratna doba T (let)	Faktor pomembnosti
50	0.48
100	0.60
200	0.76
475	1.00
1.000	1.30
10.000	2.57

Snoj in Dolšek [02.1] navajata, da se potresno inženirstvo že nekaj časa razvija v smeri uporabe bolj poljudnega in s tem širšemu krogu ljudi razumljivega parametra. To je potresno tveganje, s katerim pridobimo dodatno eksplicitno informacijo o varnosti konstrukcije, ki ni direktno razvidna iz računskih dokazov, da je nosilnost oz. projektna kapaciteta konstrukcijskih elementov večja od obremenitve pri potresni obtežni kombinaciji. Posledično se lahko zgodi, da je določena konstrukcija zaradi preveč konservativnih predpostavk sicer varna, a bistveno predimenzionirana.

V članku Modeliranje števila smrtnih žrtev pri poružitvi stavbe [02.2] so zbrani različni kazalniki, s katerimi lahko izrazimo potresno tveganje oz. definiramo kategorijo pomembnosti stavbe. Tako se v sodobnem potresnem inženirstvu za mero potresnega tveganja najpogosteje uporablja verjetnost prekoračitve izbrane stopnje poškodovanosti ali poružitve stavbe za življenjsko dobo stavbe. Drug očitni kazalnik je vezan na ekonomski vidik. Ovrednotijo se lahko npr. pričakovane ekonomske izgube zaradi potresov; verjetnost, da izgube prekoračijo neko vrednost v določenem časovnem obdobju, kot tudi čas prekinitev opravljanja dejavnosti v stavbi kot posledica poškodb ali poružitve stavbe. Zadnji kazalnik je vezan na sociološki vidik izgub preko števila smrtnih žrtev oziroma poškodovancev ali števila začasnih oz. trajnih selitev prebivalcev. Ker je upoštevanje pričakovanega števila smrtnih žrtev pri poružitvi stavbe ena izmed možnosti, ki bo morda vpeljana v prihodnosti, je zato v članku prikazano modeliranje števila smrtnih žrtev pri poružitvi stavbe kot morebitni kazalnik za določitev kategorije pomembnosti stavbe.

Vendar samo en kazalnik ne prikaže celotnega obsega izgub zaradi potresov, saj je iz v članku prikazanih primerov razvidno, da ekonomska škoda in število smrtnih žrtev nista sorazmerno povezana.

Zato so nekateri avtorji poskušali oceniti izgubo življenja ali kritične poškodbe (zmanjšanje kvalitete življenja, ceno zdravljenja, izgubljene prihodke in drugo) tudi z ekonomskega vidika in tako povezati ta dva kazalnika tveganja.

II.3 Merila oz. kriteriji za izpolnitev obeh osnovnih zahtev

Za izpolnitev obeh kriterijev oz. temeljnih zahtev standarda (zahteva po neporušitvi in zahteva po omejitvi poškodb) je potrebno preveriti obe mejni stanji: mejno stanje nosilnosti (ULS oz. MSN), povezano s poružitvijo ali drugimi oblikami odpovedi konstrukcije, ter mejno stanje uporabnosti (SLS oz. MSU), povezano s poškodbami na meji uporabnosti, na katere so vezani pogoji uporabnosti (2.2.1).

Pri dokazovanju mejnega stanja nosilnosti je potrebno preveriti, ali je konstrukcija kot celota stabilna pri projektnem potresnem vplivu, kar pomeni, da je potrebno preveriti tako stabilnost proti globalni prevrnitvi kot tudi stabilnost proti zdrsu (2.2.2(3)P).

Nelinearni odziv, sipanje energije, redukcija sil in faktor obnašanja konstrukcije q

Potresni vpliv, torej energijo, ki jo potres »vnese« v konstrukcijo, modeliramo s »silami« na konstrukcijo. Za močnejši potres z več deformacijske energije tako v konstrukcijo vpeljemo večje sile. Če konstrukcija med delovanjem potresnega vpliva ves čas ostane v linearnem elastičnem stanju, se vsa energija pretvori v potencialno energijo in ne pride do disipacije oz. sipanja energije. Takšno projektiranje je sicer mogoče, ni pa ekonomično in ga torej uporabljamo samo za konstrukcije posebnega pomena, ki se ne smejo poškodovati med delovanjem potresnega vpliva zaradi nujnosti njihove nemotene uporabe (ali pa zaradi njihove morebitnega ogrožanja okolice). Zato se v potresnem inženirstvu pri prevzemu potresnih vplivov zanašamo na sipanje energije v konstrukcijah z neelastičnimi deformacijami in tako upoštevamo, da se energija razdeli na linearno elastični del in na nelinearno plastični del. To je tudi v skladu s prvo temeljno zahtevo standarda (zahteva po neporušitvi), ki dejansko ne zahteva nepoškodovanosti konstrukcije, temveč zgolj njeno neporušitev (ob omejeni poškodovanosti). Neka stopnja poškodovanosti konstrukcije po potresu je torej pričakovana in tudi dopustna. Posledično to pomeni, da bo obnašanje konstrukcije med močnejšim potresom izrazito nelinearno. Izkoriščanje nelinearnega odziva konstrukcije pri projektiranju pa predstavlja največjo prednost, ki jo metoda mejnih stanj izkazuje proti (nekoč uporabljani) metodi dopustnih napetosti. Neelastične deformacije tako uporabimo za absorbiranje določene stopnje energije, kar vodi do zmanjšanja sil, za katere so objekti zasnovani.

Konstrukcije iz različnih materialov (na isti lokaciji in celo z istim nihajnim časom) se pri istem potresu različno dobro obnašajo, kar posledično pomeni, da za to, da »preživijo« potresni vpliv, potrebujejo različno velike nosilnosti oz. odpornosti. Pri konstrukcijah iz boljših (npr. manj krhkih oz. bolj duktilnih) materialov in s skrbneje izvedenimi detajli, ki se lažje plastično deformirajo brez lokalne porušitve zadošča manjša nosilnost kot pri konstrukcijah, ki niso duktilne. Zato so lahko pri bolj duktilnih konstrukcijah računске potresne sile (oz. formalno vplivi) manjše.

Upoštevanje takšnega (zapletenega) obnašanja konstrukcije pa zahteva (matematično precej zahtevnejšo) analizo z nelinearnimi metodami dinamike konstrukcij. Čeprav je torej ustrezno orodje za takšno analizo znano (nelinearna dinamična analiza konstrukcij), pa je njegova uporaba znotraj potresnega inženirstva praktično precej omejena, saj nimamo vnaprej znanega natančnega opisa vzroka, torej potresnega vpliva.

Zato moramo vpeljati nek splošni približni pristop, ki bo omogočil simuliranje nelinearnega obnašanja konstrukcije med potresom. Raziskave zadnjih let so usmerjene v faktor oziroma koeficient, ki v analizo vpeljuje pričakovano raven neelastičnega obnašanja konstrukcijskega sistema med potresom, oziroma sposobnost konstrukcije, da absorbira oz. disipira (»zapravlja«) energijo prek neelastičnega obnašanja.

Pri kontroli mejnega stanja nosilnosti je namreč v skladu s členom 2.2.2(1)P potrebno dokazati, da ima konstrukcijski sistem ne samo dovolj veliko nosilnost, ampak tudi sposobnost sipanja oz. raztrosa energije, ki ju določajo posamezni deli EC8. Tako nosilnost, kot tudi sposobnost sipanja energije sta odvisni od obsega oz. stopnje izkoriščanja kontroliranega nelinearnega odziva, njun odnos pa v operativnem smislu v EC8 podajata (seizmični) faktor obnašanja konstrukcije q in pripadajoča opredelitev nosilnosti. V nekaterih sorodnih neevropskih predpisih je ekvivalent faktorja obnašanja imenovan tudi redukcijski faktor (kar je tudi najbolj jasno imenovanje), v ameriški praksi pa označevan z R in imenovan tudi koeficient (faktor) modifikacije odziva ali pa »system performance factor«. Ta faktor je različen za različne vrste objektov oz. konstrukcijskih sistemov, hkrati pa je odvisen od uporabljenih materialov in njihove duktilnosti, kot tudi od kakovosti konstrukcijskih detajlov. Ker je faktor obnašanja konstrukcije q odvisen od duktilnosti, ki je lahko pri različnih konstrukcijskih elementih različna, velja načelo, da velikost faktorja obnašanja q (v primeru mešanih konstrukcijskih sistemov) določa neugodnejši del stavbe (torej najmanj duktilen). Lahko pa je vrednost faktorja obnašanja q različna v različnih vodoravnih smereh konstrukcije (3.2.2.5 (3)P).

Po členu 3.2.2.5 (3)P je faktor obnašanja q približek k razmerju med potresnimi silami, ki bi delovale na konstrukcijo s 5 % viskoznega dušenja, če bi se obnašala povsem elastično, in najmanjšimi potresnimi silami, ki se lahko uporabijo pri projektiranju (ob uporabi običajnega elastičnega modela) a vendarle še zagotovijo zadovoljivo obnašanje konstrukcije (= sta izpolnjeni obe temeljni zahtevi EC8). Vsebinsko enako definicijo uporablja tudi Tomažević [02.3], vendar namesto s silami operira z odpornostima (nekateri avtorji pa z nosilnostima), in faktor obnašanja q definira kot razmerje med zahtevano elastično vrednostjo odpornosti R_e pri idealno elastičnem obnašanju konstrukcije, in mejno vrednostjo R_u , pri kateri bo dosežen pomik na meji elastičnosti (= idealiziranem začetku plastifikacije). Iz obeh definicij tako sledi, da je teoretično najmanjša vrednost faktorja obnašanja enaka 1.

Faktor obnašanja q nekateri avtorji definirajo tudi kot razmerje med PGA_u (angl. »ultimate peak ground acceleration«), ki povzroči končni pomik ali rotacijo konstrukcije pred njeno odpovedjo (kriterij odpovedi je lahko definiran bodisi kot maksimalni medetažni pomik, ali pa kolaps konstrukcije preko plastičnih členkov), ter PGA_y (angl. »yield peak ground acceleration«), ki povzroči plastifikacijo oz. nastanek prvega plastičnega člena v konstrukciji.

Zaradi različnih pristopov k definiranju in posledično izračunu faktorja obnašanja q nekateri raziskovalci ta faktor označujejo kot enega od najbolj kontroverznih vidikov sedanjih predpisov in izražajo zaskrbljenost zaradi pomanjkanja razumnosti (racionalnosti) pri njegovi uporabi.

V faktorju obnašanja q pa ni zajeta zgolj duktilnost, temveč je zajet tudi faktor dodatne oz. rezervne nosilnosti R_s (v nekateri angleški literaturi označevanega tudi kot »structural overstrength« Ω). Dejanska nosilnost objekta je namreč praviloma večja od projektne nosilnosti, ki točno ustreza projektному potresnemu vplivu (v kombinaciji z ostalimi projektnimi vplivi).

Med preostale prispevke k faktorju obnašanja q je mogoče uvrstiti tudi upoštevanje (zaradi faktorjev varnosti) zmanjšanih mehanskih lastnosti materialov konstrukcije pri projektiranju.

Glavni vzroki za dodatno »rezervno« nosilnost (angl. »reserve strength«, »overstrength«) so:

- 1) prerazdelitve obtežbe (napetosti) med konstrukcijskimi elementi, kar je eden izmed najpomembnejših vplivov (pri duktilnih statično nedoločenih konstrukcijah). Evrokod standard EC2 za beton npr. dovoljuje (tudi) uporabo elastične analize brez ali z eno prerazporeditvijo obtežbe zaradi tvorbe prvega plastičnega členka. Tako tvorba prvega plastičnega členka običajno še ne pomeni porušitve konstrukcije in obtežba seveda lahko narašča vse do situacije, ko pride do tvorbe zadostnega števila plastičnih členkov, ko se tvori plastični porušni mehanizem celotne konstrukcije.
- 2) razlika med dejansko in uporabljeno projektno trdnostjo materiala – karakteristične vrednosti mehanskih lastnosti so večje od uporabljenih nominalnih projektnih vrednosti (ki so tudi izbrane z »rezervo« v skladu z filozofijo minimiziranja nevarnosti oz. možnosti, da bo nosilnost manjša od uporabljene vrednosti), npr. $f_{cd} < f_{ck} < f_{cm}$ pri betonskih konstrukcijah.
- 3) uporabljena površina prečnih presekov nosilnih elementov, ki je pogosto večja od minimalne mehansko pogojene zahtevane površine (bodisi zaradi minimalnih predpisanih dimenzij, bodisi zaradi poenostavitve gradnje ali arhitektonskih optičnih razlogov, ali zaradi uporabe prefabriciranih elementov). Prav tako je tudi izbrana armatura običajno večja od dejansko potrebne, bodisi zaradi omejitev z razpoložljivimi obstoječimi profili, bodisi zaradi minimalnih dimenzij, ki jih predpisuje predpis.
- 4) sodelovanje »nekonstrukcijskih« elementov, kot so npr. polnila, ki jih v računskem modelu običajno zanemarimo,
- 5) konzervativnost postopka načrtovanja (vedno »na varni strani«) ter predpisane zahteve po duktilnosti,
- 6) faktoriranje (povečevanje) obremenitev in hkratno upoštevanje več obtežnih primerov (kombinacije spremenljivih vplivov + sneg + veter), ki morda ne bodo nastopili hkrati,
- 7) upoštevanje predpisane slučajne torzije (za katero ni nujno, da bo nastopila),
- 8) dodatne zahteve za mejno stanje uporabnosti, ki »nadgradijo« zahteve za izpolnitev mejnega stanja nosilnosti,

9) učinek konstrukcijskih elementov, ki jih ne upoštevamo pri napovedovanju nosilnosti pri bočnih obremenitvah (npr. dejanska širina plošče namesto »sodelujoče« širine),

10) kinematično utrjevanje materiala po začetku plastifikacije namesto elastično-idealno plastičnega obnašanja materiala (ki ga upoštevamo v računski analizi),

11) uporaba elastične periode za pridobitev projektnih potresnih sil - med trajanjem potresa zaradi razpokanosti elementov prihaja do zmanjševanja togosti (oziroma povečevanje periode),

12) večanje nosilnosti betona s starostjo.

Vsi prispevki, ki sledijo iz zgornjih točk, so zajeti v skupni »overstrength« faktor R_s (označevan tudi R_o).

Princip redukcije projektnih potresnih sil/projektne nosilnosti

Za ponazoritev ideje faktorja obnašanja q ter boljše razumevanje ideje redukcije projektne nosilnosti oz. potresnih sil se običajno uporablja (močno idealizirana) slika sila-pomik konstrukcije [02.4] (ki si jo lahko, vsaj v začetni fazi razumevanja ideje, predstavljamo tudi kot diagram sila-pomik enoetažne konstrukcije oz. sistema z eno prostostno stopnjo), v kateri je celotni potresni vpliv poenostavljeno predstavljen kot sila F (delujoča npr. na vrhu konstrukcije).

Najprej obravnavamo popolnoma elastično obnašanje konstrukcije in zanjo se izračuna projektna potresna sila, ki se označi kot F_{el} . Ker je s predpisom horizontalni pomik (zaradi MSU oziroma druge temeljne zahteve standarda) omejen (npr. na vrhu konstrukcije) na D_{el} , je s pomočjo teh dveh parametrov mogoče poiskati ustrezno »togost« konstrukcije. Ta togost definira naklon premice, nanjo pa seveda vplivajo togosti vseh konstrukcijskih elementov (čeprav na sliki idealizirano izgleda, kakor da opazujemo en sam element). Ker je potresna sila dejansko odvisna od togosti konstrukcije, ki pa običajno v prvi fazi projektiranja ustreza zgolj ostalim vplivom na konstrukcijo (stalni vplivi, spremenljivi vplivi, sneg, veter,..), lahko izris premice predstavlja večkratni iteracijski proces (povečanje togosti konstrukcije namreč lahko vodi tudi do povečanja potresne sile in posledično večjih pomikov).

Zahtevana nosilnost take idealno elastične konstrukcije je tako F_{el} (tukaj je potrebno torej opozoriti, da označba F označuje tako sile, kot tudi nosilnost konstrukcije). Ker je nosilnost konstrukcije enaka aplicirani sili, obnašanje pa je elastično, do poškodb konstrukcije ne pride (pri čemer pa obnašanje konstrukcije za primer, ko bi sila presegla vrednost F_{el} (in pomik D_{el}), ni zanimivo).

Če bi prva oz. edina temeljna zahteva bila zahteva po nepoškodovanosti, bi se konstrukcija ves čas morala obnašati elastično, in razmerje med silami in pomiki bi resnično ves čas sledilo tej premici. Takšno stanje bi se lahko izvedlo z dovolj velikimi dimenzijami prerezov in ustrezno izvedenimi stiki, ki bi ostali nepoškodovani med potresom, a bi vodili do izredno neekonomične konstrukcije. Ker pa predpis ne zahteva nepoškodovanosti, se takšni prerezi in stiki običajno ne izvedejo.

Zato pa konstruiranje zavestno izvedemo tako, da se bo konstrukcija pri neki obremenitvi F_{dej} dejansko začela obnašati neelastično. Maksimalni (elastični) pomik bo v tistem trenutku znašal D_y , nato pa se bo v idealiziranem elasto-plastičnem diagramu povečeval do neelastičnega pomika D_n (n pomeni neelastičen) kljub temu, da obremenitev ne bo več naraščala. Razlika med pomikoma D_n in D_y je seveda odvisna od duktilnosti konstrukcije. Pri tem je smiselno omeniti, da je bilo za konstrukcije s srednjimi in dolgimi nihajnimi časi ($T > T_C$) empirično ugotovljeno ([02.4]), da imata obe konstrukciji (elastična – idealno plastična kot tudi realna) približno enaka maksimalna pomika ($D_n \cong D_{el}$), čeprav velja običajno velja $D_n > D_{el}$. Ker imata obe konstrukciji enako togost (naklon premice), imata tudi enaka nihajna časa.

Konstrukcija se bo, če bo seveda dovolj duktilna, plastificirala, njena dejanska nosilnost F_{dej} pa bo manjša od nosilnosti F_{el} .

Čeprav je na sliki prikazano bilinearno obnašanje, se je potrebno zavedati, da gre zgolj za idealizacijo, saj pravo obnašanje opisuje krivulja. Pri tem je pomembno spoznanje, da je potresno odpornost konstrukcije mogoče zagotoviti z različnimi kombinacijami nosilnosti in duktilnosti (večja nosilnost oz. odpornost ob manjši duktilnosti ter obratno).

Sliko lahko obravnavamo tudi kot idealizirano posplošitev bilinearnega obnašanja materiala (oz. njegovega σ - ε diagrama, kjer na mejo med elastičnim in plastičnim obnašanjem ne moremo vplivati), na obnašanje konstrukcijskega elementa, kjer pa lahko z izbiro prereza elementa vplivamo na mejo elastičnim in plastičnim obnašanjem tega elementa (torej na nosilnost F_{dej} in pomik D_y).

Razmerje med maksimalnim pomikom D_n ($\approx D_{el}$) in pomikom na meji elastičnosti D_y , ki je seveda odvisno od duktilnosti konstrukcije, označujemo z μ in imenujemo faktor duktilnosti (Tomažević to razmerje imenuje indikator duktilnosti μ).

Iz podobnih trikotnikov nato sledi dejanska nosilnost F_{dej} izražena s pomočjo elastične nosilnosti F_{el} in faktorja duktilnosti μ :

$$\frac{F_{el}}{D_{el}} = \frac{F_{dej}}{D_y} \rightarrow \frac{D_{el}}{D_y} = \frac{F_{el}}{F_{dej}} \rightarrow F_{dej} = F_{el} \cdot \frac{D_y}{D_{el}} = F_{el} \cdot \frac{D_y}{D_n} = \frac{F_{el}}{\frac{D_n}{D_y}} = \frac{F_{el}}{\mu}$$

Ker velja $\mu = \frac{D_n}{D_y} \geq 1$ in posledično $F_{dej} \leq F_{el}$, se razmerje D_n/D_y (ki je sicer enako tudi razmerju F_{el}/F_{dej}) označi tudi kot redukcijski faktor duktilnosti R_μ , ki upošteva redukcijo potresnih sil zaradi duktilnega obnašanja konstrukcije.

Tako sledi zapis:

$$F_{dej} = \frac{F_{el}}{R_\mu}$$

Če v konstrukciji ne bi obstajala dodatna »rezervna« nosilnost, bi konstrukcijo elastično konstruirali za prevzem sile F_{dej} , hkrati pa bi privzeli, da bi razliko sil $F_{el} - F_{dej}$ konstrukcija prevzela z neelastičnimi deformacijami (na kar bi jo morali tudi dodatno ustrezno konstruirati). Potrebna nosilnost takšne konstrukcije bi torej bila F_{dej} .

Ker pa v konstrukciji vedno obstaja tudi dodatna »rezervna« nosilnost (glavni vzroki zanjo so bili predstavljeni prej), lahko zmanjšamo še potrebno projektno nosilnost konstrukcije F_{dej} , saj je dejanska nosilnost F_{dej} večja od računske (računsko potrebne) nosilnosti $F_{rač}$, kar se zapiše kot (R_S je faktor dodatne nosilnosti):

$$F_{dej} = F_{rač} \cdot R_S \quad R_S > 1$$

kar vodi do:

$$F_{rač} = \frac{F_{dej}}{R_S} = \frac{F_{el}}{R_\mu \cdot R_S}$$

Splošno zvezo med računsko nosilnostjo $F_{\text{rač}}$ in nosilnostjo idealno elastične konstrukcije F_{el} zapišemo kot:

$$F_{\text{rač}} = \frac{F_{\text{el}}}{q}$$

kjer velja $q = R_{\mu} \cdot R_S$.

Zveza pokaže, da je celotna dovoljena redukcija potresnih sil enaka produktu redukcijskega faktorja duktilnosti R_{μ} in faktorja dodatne nosilnosti R_S , ki ima dejansko vlogo redukcijskega faktorja, vendar je v EC8 imenovan faktor obnašanja. Glede na to, da so analize ([02.4], 8-104) pokazale, da za skrbno projektirane sodobne AB konstrukcije visokogradnje faktor dodatne nosilnosti R_S zavzema vrednosti med 2 in 3, faktor duktilnosti pa vrednosti med 4 in 5, je spodnja meja faktorja obnašanja tako 8. Prav tako izkušnje kažejo, da večina konstrukcij, projektiranih z velikimi faktorji redukcije, prestane močne potrese (vendar so zaradi velike duktilnosti poškodbe posledično veliko večje).

Analiza NSK in pomikov se tako izvede v elastičnem območju s silo $F_{\text{rač}}$, kar vodi do pomika $D_{\text{rač}}$. Za kontrolo MSU (oziroma zahteve po omejitvi poškodb) potrebni nelinearni pomik D_n se nato izračuna kot:

$$D_n = D_{\text{rač}} \cdot q = D_{\text{rač}} \cdot R_{\mu} \cdot R_S = \frac{F_{\text{el}}}{F_{\text{dej}}} \cdot (D_{\text{rač}} \cdot R_S) = \frac{F_{\text{el}}}{F_{\text{dej}}} \cdot D_y$$

Prvi del zgornje enačbe je (z nekoliko drugačnimi označbami) podana tudi v EC8 kot enačba (4.23).

Čeprav so vse izpeljave zgoraj podane za sistem z eno prostostno stopnjo, je prikazane ideje mogoče smiselno razširiti tudi na sisteme z več prostostnimi stopnjami.

Glede na to, da ima vsaka konstrukcija vsaj nekaj duktilnosti (tudi krhek beton v AB elementih se bo obnašal duktilno, če se bo armatura plastificirala pred krhko porušitvijo betona; podobno velja tudi za nearmirane zidane konstrukcije), kot tudi nekaj dodatne nosilnosti, je dovoljeno uporabiti minimalni faktor obnašanja $q = 1.5$. Za jeklene konstrukcije in sovprežne konstrukcije je referenčna vrednost faktorja obnašanja q enaka 1.5 – 2.

Pri konstrukcijah, ki so sposobne sipati energijo, je faktor obnašanja večji od teh (spodnjih) mejnih vrednosti. Ker je izračun faktorja obnašanja zelo zapleten, EC8 podaja pravila za njegovo določitev na osnovi kriterijev, vezanih na tip konstrukcijskega sistema in uporabljenega materiala.

III.

Pravila za predstavitev potresnih vplivov

Postopek potresnega projektiranja prevedemo na izračun projektnih bočnih oz. vodoravnih sil v skladu s predpisi. Izračun teh sil temelji na več dejavnikih, ki izvirajo tako iz temeljnih tal, kot tudi iz konstrukcije:

- globalni dejavnik lokacije objekta je splošna seizmičnost (vezana na relativno jakost potresne aktivnosti) na določenem območju (in nanjo nimamo neposrednega vpliva),
- lokalni dejavnik lokacije objekta so lastnosti zemljine na določenem mestu postavitve objekta, ki lahko povečajo neugodni vpliv gibanja tal.
- namen oziroma uporaba zgradbe (pomembnost),
- zadnji dejavnik je mehanski dejavnik - vrsta oz. tip gradbene konstrukcije, torej vpliv lokalne duktilnosti in sposobnosti disipacije energije (faktor obnašanja q).

V nadaljevanju si bomo ogledali vpliv vseh štirih dejavnikov, največ pozornosti pa bo posvečeno zadnjemu, na katerega ima potresni inženir tudi največ vpliva.

III.1 Značilnosti tal in identifikacija vpliva tal

Čeprav se posvečamo opazovanju vplivov potresa na konstrukcije, se je potrebno zavedati, da gre za interakcijo med tlemi in objektom, kar pomeni, da ni nujno, da je konstrukcija šibkejši člen naveze objekt-tla, saj lahko nastopi tudi odpoved tal. Na fenomen odpovedi zemljine v obliki likvefakcije (utekočinjenje zemljine) med potresom je strokovna javnost postala pozorna šele po potresih, ki sta bila na Aljaski (27. 3. 1964) in Niigata na Japonskem (16. 6. 1964).

O pomenu tal veliko povedo slike, ki prikazujejo posledice potresa leta 1964 v Niigati, Japonska [S03.1]. Iz njih je mogoče opaziti, da so stavbe medsebojno precej blizu, a je razlika med tlemi pod njimi očitno vseeno velika.

Ugotovitev, da so lahko zemeljska oz. temeljna tla na relativno majhni površini zelo različna, velja tudi za Kolosej v Rimu, kjer je južna stran, ki stoji na naplavinah nekega potoka/reke, med potresom leta 1349, kolapsirala (prej pa je preživela že množico drugih potresov).

Premikanje oziroma tresenje tal je (najbolj očitno) glavni vzrok škode, ki jo potres povzroči konstrukciji, saj se pri močnem tresenju tal stavba lahko poškoduje ali poruši, in njeni uporabniki so lahko poškodovani ali ubiti.

Na velikost oz. učinek potresnega vpliva na stavbo ne vpliva samo velikost samega potresa, temveč vpliva tudi kvaliteta tal, kjer stavba stoji. Seizmologi so opazili, da se v nekaterih lokalnih področjih močno potresno tresenje pojavlja pogosteje kot v drugih. Razlog za to so relativno mehka tla, ki vedno ojačajo tresenje tal oz. strižne valove, kar pomeni, da bo škoda na mehkih tleh običajno hujša. Slika v literaturi [03.1] prikazuje, kako se spreminja velikost razmerja pospeškov (oz. amplifikacija) s periodo (oz. nihajnim časom), pri čemer je jasno vidno, da z povečanjem periode T nad približno 5 s stavbe pospešek mehke zemljine (angl. »weak soil») presega vrednosti pri trdi zemljini (angl. »stiff soil«).

Na velikost ojačanja vpliva tudi hitrost, s katero skala ali zemljina prenaša strižne valove (S-valove). Tresenje je močnejše tam, kjer je hitrost strižnih valov nižja.

Vpliv lokalnih tal na potresne vplive po EC8 tako lahko zajamemo z uporabo petih tipov tal, ki so definirani na osnovi hitrosti strižnih (S) valov. Ti tipi tal so A, B, C, D in E (ter dva posebna tipa S_1 in S_2). Določeni in opisani so s stratigrafskimi profili ter parametri, ki jih podaja preglednica 3.1, povzeta po EC 8. Predpis sicer omenja tudi, da se lahko dodatno upošteva še vpliv globoke reologije na potresni vpliv, vendar slovenski nacionalni dodatek k standardu EC8 navaja, da se vpliv globoke reologije na potresni vpliv ne upošteva (3.1.2(1)).

V odvisnosti od pomembnosti objekta in morebitnih posebnih pogojev projekta je za določitev potresnega vpliva potrebno opraviti raziskavo tal in/ali geološke študije. Nacionalni dodatek za RS navaja, da posebnih raziskav vpliva tal ni potrebno izvajati za stavbe I. in II. kategorije pomembnosti, ki se gradijo na tleh tipov A, B, C, D in E (3.1.1(4)).

Preglednica 3.1: Tipi tal in parametri za njihovo klasifikacijo [03.2]

Vrste tal	Opis stratigrafskega profila	Parametri		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (udarcev/30 cm)	c_u [kPa]
A	Skala ali druga skali podobna geološka formacija, na kateri je največ 5 m slabšega površinskega materiala	> 800	-	-
B	Zelo gost pesek, prod ali zelo toga glina, debeline vsaj nekaj deset metrov, pri katerih mehanske značilnosti postopoma z globino postopoma naraščajo.	360–800	> 50	> 250
C	Globoki sedimenti gostega ali srednje gostega peska, prod ali toge gline, globine nekaj deset do več sto metrov.	180–360	15–50	70–250
D	Sedimenti rahlih do srednje gostih nevezljivih zemljin (z nekaj mehкими vezljivimi plastmi ali brez njih) ali pretežno mehkih do trdnih vezljivih zemljin.	< 180	< 15	< 70
E	Profil tal, kjer površinska aluvialna plast debeline med okrog 5 in 20 metri z vrednostmi v_s , ki ustrezajo tipoma C ali D, leži na bolj togem materialu z $v_s > 800$ m/s.			
S_1	Sedimenti, ki so sestavljeni iz (ali vsebujejo) najmanj 10 m debele plasti mehke gline/melja. z visokim indeksom plastičnosti ($PI > 40$) in visoko vsebnostjo vode.	< 100 (indikativno)	–	10–20
S_2	Tla, podvržena likvefakciji, občutljive gline ali drugi profili tal, ki niso vključeni v tipe A-E ali S_1 .			

Možni parametri, na osnovi katerih se opredeli kategorija tal, so:

- $-v_{s,30}$ povprečna vrednost širjenja strižnih (S) valov v zgornjih 30 m (≈ 100 čevljev) profila pri strižni deformaciji 10^{-5} ali manj,
- $-N_{SPT}$ število udarcev pri standardnem penetracijskem preskusu,
- $-c_u$ nedrenirana strižna trdnost zemljine.

Člen 3.1.2(2) navaja, da se tla na lokaciji opredelijo glede na vrednost povprečne vrednosti hitrosti strižnega valovanja $v_{s,30}$, če je ta na voljo.

V primeru večslojne zemljine se utežena povprečna vrednost hitrosti $v_{s,30}$ strižnega valovanja N slojev, ki se nahajajo v zgornjih 30 m, lahko izračuna z izrazom, ki poleg samih vrednosti hitrosti upošteva še debeline posameznih slojev:

$$\frac{30}{v_{s,30}} = \sum_{i=1}^N \frac{h_i}{v_i} \rightarrow v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{v_i}} \quad (3.1 \text{ EC8})$$

kjer sta h_i debelina i -tega sloja (v metrih) in v_i hitrosti strižnega valovanja i -tega sloja (v m/s). Seveda mora veljati tudi $\sum_{i=1}^N h_i = 30$ m.

Če vrednost povprečne hitrosti strižnega valovanja $v_{s,30}$ ni na voljo, je potrebno uporabiti uteženo povprečno vrednost N_{SPT} , ki jo nekateri (italijanski) avtorji izračunajo po analogni zvezi:

$$N_{SPT,30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{N_{SPT,i}}} \quad (3.1)$$

Za Mestno občino Ljubljana (MOL) je bila leta 2003 predstavljena karta potresne mikrorajonizacije za uporabo v sistemu varstva pred naravnimi in drugimi nesrečami, [S03.2]. Karta pri razdelitvi tal upošteva EC8, in jih klasificira glede na njihove geomehanske lastnosti, predvsem glede na hitrost strižnega valovanja v vrhnjih 30 m tal. Ker so bili neposredni podatki o strižnih hitrostih na območju MOL zelo redki, so se v izračunih uporabili podatki iz nekaterih drugih raziskav, želeni parametri pa so se iz njih izračunali posredno.

Tla so razdeljena v pet območij z ustreznim faktorjem tal (brez tipa tal B).

Po potresu 12. julija 2004 v Zgornjem Posočju je bila v nacionalnem dodatku EC 8 vrednost faktorja tal za vrsto tal E spremenjena na 1.70, na karti pa je upoštevan še (prejšnji) faktor 1.40.

Strižni valovi in določitev njihove hitrosti

Osnovna hitrost strižnih (S) valov je torej primarna informacija za klasificiranje tipa tal. Strižni (S) valovi so imenovani tudi sekundarni valovi, kot tudi prečni oz. transverzalni valovi.

Najboljša in najbolj direktna tehnika za pridobitev informacij so meritve SWVP (»Shear Waves Velocity Profile«) s seizmičnimi dilatometri (SDMT). Pri uporabi seizmičnih dilatometrov se merilna sonda vtiskuje neposredno v tla, kar pomeni, da za izvedbo meritev vrtine praviloma niso potrebne. Tako dobimo zvezen profil strižnih hitrosti po globini tal, kar omogoča klasificiranje tal za potresne analize objektov skladno s standardom Evrokod 8 (kar pa ni edini rezultat takih preiskav).

Da bi se izognili neposrednim meritvam, je bilo narejenih več raziskav, v katerih se poskuša poiskati zveza med hitrostjo strižnih valov in številom udarcev pri standardnem penetracijskem preskusu, ali pa se hitrost prečnega valovanja izračuna kot:

$$v_T = \sqrt{\frac{E}{2 \cdot \rho \cdot (1 + \nu)}} \quad (3.3)$$

kjer so:

- E elastični modul snovi,
- ν Poissonovo število snovi,
- ρ gostota snovi.

Hitrosti S valov za nekaj različnih snovi so podane v spodnji preglednici [S03.3]:

Preglednica 3.2: Hitrosti S valov

snov	v_T (m/s) za S valove
pesek, prod	100 - 500
glina	100 - 600
peščenjak	900 - 2100
apnenec, dolomit	1800 - 3800
granit	2500 - 4000

III.2 Modeliranje potresnega vpliva

III.2.1 Potresna območja

Ustrezni odgovorni organi morajo razdeliti ozemlje države v potresna območja glede na potresno nevarnost, kjer se predpostavlja, da je znotraj posameznega potresnega območja potresna nevarnost konstantna (3.2.1.1(P)). Za večino primerov uporabe standarda potresno nevarnost definira en sam parameter (včasih je to bila intenziteta), ki predstavlja referenčno vrednost največjega pospeška a_{gR} na tleh tipa A (3.2.1.2). Njegova velikost se lahko dobi iz karte potresne nevarnosti, ki velja za trdna tla oz. tip tal A.

Slovenijo smatramo kot državo s srednjo potresno nevarnostjo (najmočnejši znan potres na Slovenskem z nadžariščem v bližini Idrije 6. marca 1511 je imel magnitudo 6.8 in je dosegel največjo intenziteto X. stopnje po evropski potresni lestvici). Potresi v RS ne dosegajo prav velikih vrednosti magnitude, vendar so njihova žarišča razmeroma plitva, in posledično so njihovi učinki lahko dokaj hudi. V literaturi je tako navedeno, da je v srednji Evropi potresna nevarnost daleč največja prav na ozemlju Slovenije, hkrati pa naj bi bila potresna nevarnost pri nas glede na države Evropske unije na tretjem mestu (tako za Grčijo in Italijo).

Pri projektiranju z Evrokod standardi se v RS uporablja Karta potresne nevarnosti (projektne pospeške tal), ki jo je leta 2001 izdelalo Ministrstvo za okolje in prostor - Agencija RS za okolje, Urad za seizmologijo, ki v republiki Sloveniji zajema 7 con, v katerih se projektne pospeške tal spreminja v mejah od 0.1 g do 0.25 g (v korakih po 0.025 g), [S03.4]. Karto so izdelovali na Upravi Republike Slovenije za geofiziko na Ministrstvu za okolje in prostor v sodelovanju z Inštitutom za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo na Fakulteti za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani.

Karta podaja projektni pospešek tal (angl. »design ground acceleration«), ki je po EC8 enak vršnemu (ali največjemu) pospešku tal, angl. »peak ground acceleration« (PGA). To je največja absolutna vrednost zapisa pospeška na prostem površju, pri čemer je bil zapis pospeška korigiran tako, da so bili izločeni šum in napake instrumenta.

Ozemlje Slovenije je, podobno kot ozemlja ostalih držav, kjer se uporabljajo standardi Evrokod, razdeljeno na območja, v katerih se potresna nevarnost v skladu z EC8 ne spreminja. Vrednosti projektnega pospeška tal so zato razvrščene v razrede, ki se razlikujejo za vrednost $0.025 \cdot g$, zgornja vrednost vsakega razreda pa je pripisana ustreznemu območju. Območja enake potresne nevarnosti so na karti označena z isto barvo, pri čemer je maksimalna vrednost $0.25 \cdot g$. Kraje na mejah območij je treba uvrstiti v območja z večjo vrednostjo projektnega pospeška tal.

Projektne vrednosti največjega pospeška na tleh tipa A, a_g , se tako določi iz karte projektnega pospeška tal za povratno dobo 475 let, ki ustreza zahtevi po neporušitvi za življenjsko dobo objekta 50 let. Tej referenčni povratni dobi in kategoriji pomembnosti II ustreza faktor pomembnosti $\gamma_I = 1.0$.

Ekstremni dogodki, med katere se uvrščajo tudi potresi, se ne pojavljajo redno, temveč zgolj občasno. Zato se lahko statistično z izračunom povratnih dob za ekstremne dogodke predvidi, kako pogosto se v povprečju ekstremni dogodek zgodi. Ta izračun temelji na statistični analizi niza izmerjenih podatkov. Povratna doba T (imenovana tudi povratna perioda) nekega dogodka je povprečni interval časa, znotraj katerega se nek dogodek zgodi (ali pa bo prekoračen) enkrat. Tako se na primer za povratno dobo 10 let ustrezní dogodek pojavi v povprečju enkrat vsakih 10 let. Ker se taki dogodki ne pojavijo vsakih 10 let v kronološkem smislu, se posledično lahko pričakuje, da se bo dogodek pojavil 10 krat v 100 letih, ali v povprečju (ne pa periodično) vsakih 10 let.

Vrednosti projektnega pospeška tal na karti veljajo za tla vrste A (trdna tla). Za druge vrste tal je treba projektni pospešek tal pomnožiti z ustreznim koeficientom tal S (angl. »soil coefficient«). Vrednosti koeficienta S za različne vrste tal so določene v standardu EN 1998.

V Sloveniji (in podobno tudi večinoma drugje po svetu) predstavlja zaskrbljujoč problem neustrezna potresna odpornost starejših objektov. Tomažević in Slokar [S03.5] navajata za Republiko Slovenijo nekaj strokovno zanimivih in predvsem zaskrbljujočih statističnih podatkov:

Največ škode in žrtev so posledice neustrezne oz. nezadostne kapacitete obstoječih stavb med potresi. Ocenjeno je, da skoraj 50 % skupnega števila obstoječih stavb predstavljajo večinoma nearmirane zidane zgradbe.

V področjih, kjer je vrednost PGA dokaj visoka (0.2 g in več, glede na povratno dobo 475 let), živi 1/3 prebivalstva Slovenije.

V najbolj gosto naseljenem območju države (Ljubljanska regija), kjer so koncentrirana osnovne funkcije države, je potresna nevarnost še večja (PGA = 0.25 g).

Utrjevanje obstoječih objektov pa je za lastnike velik finančni in organizacijski problem. V nekaterih državah se tega problema zavedajo in z ustrezno regulativo skrbijo za zmanjševanje števila obstoječih potresno neodpornih stavb. Na Novi Zelandiji [03.3] so tako, z namenom, da v določenem časovnem obdobju zmanjšajo število obstoječih potresno neodpornih stavb, uzakonili pristop, ki je razdeljen v več faz: določitev prioritet pri ocenjevanju (glede na prioritete javnih stavb); začetni proces ocenjevanja, s katerim se identificirajo potencialno potresno neodporne stavbe; detajlna analiza potencialne potresno neodporne stavbe, ki lahko vodi do končne določitve stavbe kot potresno neodporne; ter nato še ojačevanje stavbe. V tem postopku bodo individualno preverili večino stavb na Novi Zelandiji, izjeme so enoetažne stanovanjske hiše in stanovanjske hiše z manj kot tremi stanovanjskimi enotami, stavbe za kmetijstvo, kot tudi mostovi in spomeniki. S takšnim pristopom oblasti želijo zagotoviti, da bodo vse stavbe, zgrajene pred letom 1976, dosegle vsaj 34 % zahtev novega standarda o stavbah. Stavbe, ki ne dosegajo oz. ne bodo dosegle odpornosti pri 34 % potresne obtežbe, določene po trenutnem novem standardu za stavbe, bodo opredeljene kot potresno neodporne stavbe.

Lastnik take stavbe ima po prejetju obvestila, da je njegova stavba opredeljena kot potresno neodporna, tri možnosti: stavbo lahko poruši, ustrezno ojača ali pa ne stori ničesar. Vsekakor pa mora lastnik take stavbe ugotovitev, da je stavba potresno neodporna, javiti zavarovalnici, ki nato izvede spremembe zavarovalne pogodbe (npr. stroški obnovitvenih del, ki so potrebna zaradi posledic morebitnega potresa, se izločijo iz zavarovalnine).

Če se lastnik nato odloči za ojačitev stavbe in ga tudi izvede v predpisanem dovoljenem časovnem roku, pri čemer po ojačanju potresna odpornost stavbe doseže vsej 34 % novega standarda o stavbah, se obvestilo odstrani.

Ker so stroški ojačitvenih del s splošnem zelo visoki (saj lahko v nekaterih primerih presegajo trenutno vrednost stavbe), obstaja tudi možnost, da lastnik ojačitve ne izvede. V tem primeru, ko ojačitve ne izvede, ali pa je ne izvede ustrezno, regionalne oblasti po potečenem času, vnaprej določenem v obvestilu o neodpornosti stavbe, razglasijo stavbo za neprimerno za uporabo. To lastniku oteži prodajo stavbo ali iskanje najemnika.

Zaskrbljujoče je, da je v raziskavi, ki so jo izvedli na UL med strokovnjaki in laiki pokazala [03.4], da skoraj tretjina anketirancev (slika 5 v članku) meni, da lastniki niso pripravljene plačati ničesar za potresno odporno gradnjo (od tega približno polovica, ker meni, da se potres ne bo zgodil, ostali pa, ker se problema sploh ne zavedajo).

Karta pospeškov tal za Mestno občino Ljubljana

Za Mestno občino Ljubljana je pripravljena karta pospeškov tal, uporabna v sistemu varstva pred naravnimi in drugimi nesrečami, (za povratno dobo 475 let), [S03.6]. Primerjava s karto potresne nevarnosti RS pokaže velika odstopanja s faktorjem do 2.54!

Razlike med karto potresne intenzitete in karto projektnega pospeška tal

V času, ko je bila Slovenija del SFR Jugoslavije, je bilo izdelanih več kart (1948, 1950, 1963, 1982 in 1987). Med njimi je bila kot zadnja izdana tudi Karta potresne nevarnosti (intenzitete) oz. karta maksimalnih intenzitet potresov Slovenije (in seveda preostanka takratne skupne države). Ozemlje Slovenije je bilo razdeljeno na tri cone:

- cona »škodljivih potresov« oziroma cona »manjših poškodb« (intenziteta VII),
- cona »rušilnih potresov« oziroma cona »velikih poškodb« (intenziteta VIII),
- cona »katastrofalnih potresov« oziroma cona »katastrofalnih rušenj« (intenziteti IX in X).

Karte so bile izdelane za povratne dobe oz. dobe povratne periode 50, 100, 200, 500, 1.000 in 10.000 let. Povratna doba T (angl. »return period«) predstavlja interval (»recurrence interval«) ponovnega pojava nekega fenomena (v našem primeru potresa, uporabljajo pa jo tudi pri drugih katastrofah, kot npr. poplavalah). Podaja torej oceno časovnega intervala med potresi (običajno v letih). Povratne dobe se računajo na podlagi statistike dolgoletnih meritev, uporabljajo pa se pri analizah tveganja. Jasno je, da se bo z večanjem povratne periode povečevala pričakovana intenziteta.

Med karto potresne intenzitete (veljavno v SFRJ in tudi RS s predstandardom EC8 med leti 1987 in 2007), [S03.7], in aktualno karto projektne pospeška tal obstajajo bistvene vsebinske razlike, saj intenziteta daje pretežno opisno oceno (ki je lahko subjektivna) potresnih učinkov na objekte, ljudi in naravo, medtem ko je pospešek tal instrumentalno merljiva fizikalna veličina, ki omogoča neposreden izračun potresnih sil oziroma obremenitev. Bistvena dodatna razlika je tudi v dejstvu, da je »stara« karta potresne intenzitete izdelana za "srednja tla" (opredeljena v pravilniku iz leta 1981) in za povratno dobo 500 let (kar bi po sedanjih merilih pomenilo 9.5 % tveganje, torej celo nekoliko manjše tveganje), aktualna oz. »nova« karta projektne pospeška pa za (trdna) tla A po EN 1998 (ki bi bila po pravilniku iz leta 1981 opredeljena kot "dobra tla") in za povratno dobo 475 let. Dodatne razlike med kartama so posledica različne metodologije ocenjevanja potresne nevarnosti in deloma različnih vhodnih podatkov ter subjektivnih ocen.

Karta je bila izdelana v merilu 1:1.000.000 v skladu z lestvico MSK-64 (lestvica Medvedev-Sponheuer-Karnik iz leta 1964, ki deluje po načelu opazovanja posledic v bližini potresa).

Karto potresne intenzitete (veljavno v SFRJ) smo v Sloveniji začetni fazi prilagajanju (pred)standardu Evrokod enostavno pretvorili v karto projektne pospeška tal:

Preglednica 3.3: Pretvorba intenzitet v projektne pospeške tal

Področje potresne intenzitete po MKS-64	računski pospešek tal a_g	računski pospešek tal
VI	0.05 g	0.5 m/s ²
VII	0.1 g	1.0 m/s ²
VIII	0.2 g	2.0 m/s ²
IX	0.3 g	3.0 m/s ²

Čeprav je bila običajna praksa, da se pri povečanju intenzitete za eno stopnjo velikost potresnih sil podvoji, to pravilo ni bilo upoštevano pri intenziteti IX, saj je bilo ocenjeno, da bi bil skokovit dvig pospeška z 20 % g na 40 % g nerealen. Tako bi pri taki vrednosti na meji z Italijo nastale občutne razlike v pospeških, ki ne bi imele fizikalne osnove.

Preglednica 3.4: Primerjava vrednosti PGA po obeh predpisih za nekatere kraje v Sloveniji:

	Pretvorjena vrednost	Sedaj veljavna vrednost		Pretvorjena vrednost	Sedaj veljavna vrednost
Maribor	0.1 g	0.1 g	Novo Mesto	0.2 g	0.175 g
Ljubljana	0.2 g	0.25 g	Nova Gorica	0.1 g	0.175 g
Koper	0.1 g	0.1 g	Kobarid	0.3 g	0.225 g
Celje	0.1 g	0.15 g	Brežice	0.2 g	0.225 g

Iz primerjave vrednosti PGA v Preglednici 3.3 vidimo, da sta sedaj veljavni vrednosti za Novo Mesto in Novo Gorico manjši od vrednosti, dobljenih s pretvorbo iz karte potresne intenzitete.

Karto potresne intenzitete Slovenije iz leta 1987 je nadomestila karta intenzitete (po EMS-98), saj se v Sloveniji od leta 1995 uporablja Evropska makroseizmična lestvica oz. EMS. Ta karta upošteva nekoliko krajšo povratno dobo (475 let), področij z intenziteto IX pa ni. Uporablja se v sistemu zaščite in reševanja, ne pa tudi v potresnem inženirstvu.

Upoštevanje drugačne stopnje tveganja

Karta projektnih pospeškov tal v RS je v skladu z zahtevo po neporušitvi določena za povratno dobo $T_R = 475$ let, kar pomeni, da se bodo podani pospeški povprečno pojavili enkrat v 475 letih. To ustreza 90 % verjetnosti, da vrednosti na karti ne bodo presežene v $T_L = 50$ letih (kar je predvidena življenjska oz. amortizacijska doba navadnih oz. običajnih objektov) oz. zgolj $P_R = 10$ % verjetnosti, da bodo vrednosti na karti presežene v 50 letih.

Te vrednosti so priporočene in tudi v slovenskem nacionalnem dodatku sprejete vrednosti, kar pomeni, da so lahko v drugih državah drugačne. Korektna matematična zveza med vrednostmi je podana kot:

$$T_R = \frac{-T_L}{\ln(1 - P_R)} \quad (3.4)$$

kjer so:

- P_R verjetnost prekoračitve potresnega vpliva,
- T_L leta referenčne dobe uporabnosti,
- T_R povprečna povratna doba.

Namesto zgornje enačbe Gherzi in Lenza [03.5] navajata tudi njen približek v obliki

$T_R \cong \frac{T_L}{P_R}$, ki podaja vrednosti, izračunane po »zdravi kmečki pameti« (za dobo uporabnosti

50 let in 10 % tveganje tako sledi povratna doba 500 let).

Tako v skladu z zahtevo po neporušitvi sledi (10 % verjetnost, da bodo vrednosti presežene v 50 letih):

$$T_R = \frac{-T_L}{\ln(1-P_R)} = \frac{-50 \text{ let}}{\ln(1-10\%)} = \frac{-50 \text{ let}}{\ln(1-0.10)} = 474.561 \text{ let}$$

poenostavljen izraz pa vodi do:

$$T_R \cong \frac{T_L}{P_R} = \frac{50 \text{ let}}{10\%} = \frac{50 \text{ let}}{0.10} = 500 \text{ let.}$$

Iz zveze lahko izrazimo verjetnost prekoračitve kot:

$$P_R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_R}\right)^{T_L}$$

in tako za povprečno povratno dobo 475 let in obdobje uporabnosti 50 let sledi:

$$P_R = 1 - \left(1 - \frac{1}{475}\right)^{50} = 0.100012 = 10.0012\%$$

iz poenostavljenega izraza pa sledi:

$$P_R \cong \frac{T_L}{T_R} = \frac{50 \text{ let}}{475 \text{ let}} = 0.1053 = 10.53\%$$

Vendar pa lahko investitor zahteva tudi manjše tveganje oz. manjšo verjetnost prekoračitve potresnega vpliva. Če se npr. tako želi za objekt s predvideno življenjsko dobo 50 let tveganje zmanjšati npr. na 5 %, je torej potrebno upoštevati drugačno povratno dobo, ki tako znaša:

$$T_R = \frac{-50}{\ln(1-0.05)} = 974.786 \text{ let}$$

Po drugi strani pa za objekt s predvideno življenjsko dobo 100 let sledi, da je verjetnost potresa, ki se pojavi enkrat v povratni dobi 475 let, seveda večja, in znaša:

$$P_R = 1 - \left(1 - \frac{1}{475}\right)^{100} = 0.190022 = 19.0022 \%$$

kar ni sprejemljivo.

Če se tako želi za objekt s predvideno življenjsko dobo 100 let ohraniti 10 % tveganje, je torej potrebno upoštevati drugačno povratno dobo, ki tako znaša:

$$T_R = \frac{-100}{\ln(1-0.1)} = 949.12 \text{ let}$$

Za obe prikazani »nestandardni« situaciji bi tako potrebovali dodatni karti (za povratni dobi 950 in 975), ki pa v večini evropskih držav in tudi v RS (še?) ne obstajata.

Dodatne tematske karte

Oceno potresne nevarnosti Slovenije je mogoče dopolniti s štirimi dodatnimi tematskimi kartami, od katerih dve karti (spektralnega pospeška pri nihajnem času 0.3 s oz. 1.0 s, obe z upoštevanjem 5 % kritičnega dušenja za povratno dobo 475 let) nista povsem združljivi oz. kompatibilni s projektnimi spektri v EC8. Obstajata pa še karti pospeška tal za povratni dobi 1.000 let, [S03.8], in 10.000 let, [S03.9].

Karti sicer podajata večje vrednosti pospeškov tal kot karta s povratno dobo 475 let, a je verjetnost njihovega pojava v življenjski dobi objekta manjša. Verjetnost, da bodo za povprečno povratno dobo 1.000 let podane vrednosti prekoračene v obdobju 50 let je tako:

$$P_R = 1 - \left(1 - \frac{1}{1000}\right)^{50} = 0.0488 = 4.88 \%$$

Verjetnost, da bodo za povprečno povratno dobo 10.000 let podane vrednosti prekoračene v obdobju 50 let pa je zgolj:

$$P_R = 1 - \left(1 - \frac{1}{10000}\right)^{50} = 0.00499 = 0.499 \%$$

Uporaba kart pospeška tal za povratni dobi 1.000 let in 10.000 let

Podatke iz karti pospeška tal za povratni dobi 1.000 let in 10.000 let lahko uporabimo, kadar je projektna povratna doba T_R drugačna od 475 let. Pri interpoliranju vrednosti iz različnih tabel je potrebno uporabiti logaritmično interpolacijo, ki ima obliko:

$$\log(a_g) = \log(a_{g1}) + \frac{\log\left(\frac{a_{g2}}{a_{g1}}\right) \cdot \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right)}{\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)}$$

kjer so:

- a_g iskana vrednost projektnega pospeška tal za projektno povratno dobo T_R ,
- a_{g1} tabelirana vrednost projektnega pospeška tal za povratno dobo T_{R1} ($T_{R1} < T_R$),
- a_{g2} tabelirana vrednost projektnega pospeška tal za povratno dobo T_{R2} ($T_R < T_{R2}$).

Karta potresne nevarnosti oz. projektnega pospeška tal Evrope

Na spletu je bilo mogoče najti tudi več kart potresne nevarnosti za celo Evropo, kot tudi za posamezne države. Mnogo takih kart je bilo mogoče najti na spletnih straneh Geološkega zavoda Združenih držav Amerike (United States Geological Survey), ki so znanstvena agencija vlade ZDA, ki se med ostalim ukvarja z naravnimi nevarnostmi, med katere spadajo tudi potresi [S03.10].

Karta potresne nevarnosti Evrope, [S03.11], je zanimiva zato, ker jasno definira področja zanimiva s stališča potresnega inženirstva. Iz nje, kot tudi iz karte potresne nevarnosti Grčije (večina otoka Kefalonija, kot tudi v Turčiji), je namreč razvidno, da obstajajo področja, kjer je PGA enak 9.81 m/s^2 .

Karte potresne nevarnosti oz. projektnega pospeška tal sosednjih držav

Tudi v Republiki Hrvaški so nekdanjo karto potresne intenzitete (veljavno v SFRJ) v začetni fazi prilagajanju standardu Evrokod enostavno pretvorili v karto projektnega pospeška tal z enakimi vrednostmi kot v Sloveniji. Od leta 2011 uporabljajo naslednji ločeni karti za MSN (za povratno dobo 475 let) in MSU (za povratno dobo 95 let).

Na spletnem naslovu Seizmološke službe na geofizičnem oddelku PMF v Zagrebu pa je mogoče za kraje v Republiki Hrvaški pridobiti diskretna podatka o vrednostih vršnega pospeška tal s pomočjo spletne verzije Karte potresnih področij Republike Hrvaške. Kraj lahko definiramo z njegovimi zemljepisnimi koordinatami (zemljepisno širino in dolžino) ali s klikom na sliko (deluje tudi za kraje izven RH, vendar ne izpiše vrednosti). Na tej spletni strani je tudi obvestilo, da odčitane vrednosti niso uradni podatki in se jih lahko uporabi samo po potrditvi s pregledom karte.

Za Slovenijo je zanimiva primerjava vrednosti za kraje ob slovensko hrvaški meji, ki pa pokaže nekatere zaskrbljujoče razlike. Za kraj Bregana je mogoče po karti RS dokaj zanesljivo napovedati, da vrednost a_{gR} znaša maksimalno 0.225 g, medtem ko iz karte za RH sledi vrednost $a_{gR} = 0.257$ g.

Karta potresne nevarnosti oz. projektnega pospeška tal Avstrije

Ozemlje Avstrije razdeljeno na 5 con potresne nevarnosti (med 0 in 4), pri čemer so za vsako cono potresne nevarnosti definirani drugačni koeficienti za različne pomembnosti stavb (razlikujejo se vrednosti za III in IV kategorijo).

Karta potresne nevarnosti oz. projektnega pospeška tal Avstrije, ki se je nahajala na spletnem naslovu Geološke službe Združenih držav Amerike (USGS) (to ni bila uradna karta Avstrije), je zajela tudi Maribor. Po tej karti Maribor spada v področje, kjer velja $PGA = 1.6 \text{ m/s}^2$, po slovenski karti pa sledi zgolj vrednost 1 m/s^2 .

Karta potresne nevarnosti oz. projektnega pospeška tal Madžarske

Karto potresne nevarnosti za Republiko Madžarsko je bilo mogoče najti na spletnem naslovu Seizmološkega observatorija Madžarske in tudi iz te karte je bilo mogoče videti, da so vrednosti za tista področja v Republiki Sloveniji, ki jih je zajela, višje kot v slovenski karti.

Potresni predpisi v Italiji

Medtem ko so potresna področja v Republiki Sloveniji definirana kot relativno velika zvezna območja z enotno vrednostjo vrhnjega projektne pospeška tal, so informacije na kartah v Italiji podane bistveno bolj natančno in lokalno, predpisi pa se (pre)ažurno dopolnjujejo in spreminjajo.

Tako so bile italijanske občine leta 2003 razvrščene v 4 glavna seizmična področja (plus področje 3S,). Leta 2014 so sicer še vedno obstajala 4 glavna seizmična področja, vendar je dejansko število področij s podpodročji že naraslo na 15. Posebnost italijanskih predpisov je, poleg velikega števila kart potresnih nevarnosti zaradi pogostega dopolnjevanja predpisov, da potresna nevarnost pada s številko področja in je tako potresno najbolj ogroženo področje 1.

Odlok italijanskega ministrstva (Tehnični predpisi za gradbeništvo) je 2008 uvedel novo metodologijo za opredelitev potresne nevarnosti in, posledično, projektne seizmične vplive za nove gradnje in intervencije (dela) na obstoječih stavbah. Vsa država je bila razdeljena v seizmično mrežo 10751 točk (reticolo di riferimento sismico), medsebojno oddaljenih 10 km. Referenčne točke mreže so definirane v smislu zemljepisne širine (geografske širine oz. latitude), z oznako φ ; in zemljepisne dolžine (geografske dolžine oz. longitude), z oznako λ . Glede na razmerje površin Slovenije (20273 km²) in Italije (301230 km²) bi v Sloveniji za enako pokritost potrebovali približno 724 takšnih točk.

Za vsako izmed teh točk so znani parametri, potrebni za konstruiranje spektrov odzivov za različni mejni stanji (vključno z zgoraj navedenimi PGA). Ti parametri obsegajo vrednosti, klasificirane za 9 povratnih dob (30 let, 50 let, 72 let, 101 leto, 140 let, 201 leto, 475 let, 975 let in 2475 let), in za vsako povratno dobo so definirani trije parametri: a_g , F_0 in T_C^* , ki se uporabljajo za opredelitev potresne dejavnosti opazovane točke v skladu s (italijanskim) predpisom.

Vsi potrebni vhodni podatki za posamezno obravnavano mesto se nato pridobijo s pomočjo interpolacije med podatki za štiri najbližje točke mreže.

III.2.2 Potresna območja z nizko seizmičnostjo

Standard EC8 navaja področja, za katera velja nizka seizmičnost (3.2.1.(4)). V skladu s predpisom je nizka seizmičnost lahko definirana (po priporočilu) z enim izmed dveh kriterijev. Prvi kriterij je odvisen zgolj od seizmičnega področja v državi, drugi pa še upošteva (lokalno) kvaliteto tal preko koeficienta S:

- na osnovi projektnega pospeška na tleh tipa A, a_g , ki ni večji od 0.08 g ($\approx 0.78 \text{ m/s}^2$),
- na osnovi produkta $a_g \cdot S$, ki ni večji od 0.1 g ($\approx 0.98 \text{ m/s}^2$).

Kateri izmed kriterijev je veljaven, za posamezno državo določa njen nacionalni dodatek. Nacionalni dodatek v RS definira, da je področje nizke seizmičnosti definirano z vrednostjo a_g . Področij z nizko seizmičnostjo v Sloveniji po veljavni karti ni, saj je pri nas najmanjša vrednost enaka 0.1 g. Obstaja pa npr. v Franciji (Področje Ib).

V področjih z nizko seizmičnostjo se lahko za določene vrste ali kategorije konstrukcij uporabljajo skrajšani ali poenostavljeni postopki pri projektiranju.

III.2.3 Potresna območja z zelo nizko seizmičnostjo

Predpis navaja tudi zelo nizko seizmičnost (3.2.1.(5)P), ki se po predpisu lahko definira (po priporočilu) z enim izmed dveh kriterijev (ki ga definira nacionalni dodatek posamezne države):

- na osnovi projektnega pospeška na tleh tipa A, a_g , ki ni večji od 0.04 g ($\approx 0.39 \text{ m/s}^2$),
- na osnovi produkta $a_g \cdot S$, ki ni večji od 0.05 g ($\approx 0.49 \text{ m/s}^2$).

Nacionalni dodatek v RS določa, da je področje nizke seizmičnosti definirano z vrednostjo a_g . Področij z zelo nizko seizmičnostjo v Sloveniji po veljavni karti ni, saj je pri nas najmanjša vrednost enaka 0.1 g. Obstaja pa npr. v Franciji (Področje Ia).

V področjih z zelo nizko seizmičnostjo določil EN 1998 sploh ni potrebno upoštevati.

Opomba: V Franciji imajo definirana tudi Področje 0, kjer nastopi zanemarljiva («négligeable»), toda od nič različna seizmičnost.

III.2.4 Prikaz modeliranja potresnega vpliva

Razvoj tehnologij je omogočil, da so se pridobili podatki, ki so bili izmerjeni med samim delovanjem potresov (pomiki, hitrosti in/ali pospeški). Tako so odprle možnosti, da se karte potresnih nevarnosti, ki so podajale intenziteto potresov, nadomestijo s ustrežnejšimi parametri.

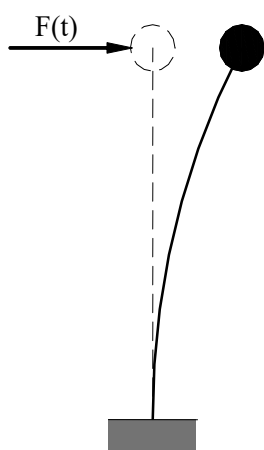
Najprej pa je bilo potrebno poiskati način, kako izmerjene podatke o potresu implementirati za analizo vseh stavb potresnega območja. Zato so se proučevali odzivi sistemov z eno prostostno stopnjo (kamor običajno uvrščamo konstrukcije z eno etažo), kjer v odzivu nastopajo (ena) masa M_k , (ena) informacija o togosti konstrukcije k ter informacija o obtežbi (izmerjena ob potresu). Odziv je torej odvisen od (edine) prve lastne frekvence oz. nihajnega časa T .

Teoretične osnove dinamike gradbenih konstrukcij

Čeprav naslednje enačbe običajno niso splošno direktno uporabne v potresnem inženirstvu (zaradi zapletenosti gibanja tal in nelinearnega odziva konstrukcije), vseeno pokažejo nekaj pomembnih lastnosti odziva konstrukcij na gibanje tal.

Izračun odziva konstrukcije za podano obtežbo (brez upoštevanja dušenja konstrukcije)

Za konstrukcijo, ki je na vrhu obremenjena s koncentrirano silo $F(t)$, slika 3.1, se enačba gibanja zapiše kot:



$$M_k \cdot \ddot{u}(t) + k \cdot u(t) = F(t)$$

kjer je $u(t)$ pomik konstrukcije v izbrani prostostni stopnji (običajno na mestu delovanja sile $F(t)$), kjer tudi pričakujemo maksimalni pomik konstrukcije.

$$\ddot{u}(t) + \frac{k}{M_k} \cdot u(t) = \frac{F(t)}{M_k}$$

Slika 3.1:
Konstrukcija z eno
prostostno stopnjo

oziroma

$$\ddot{u}(t) + \omega^2 \cdot u(t) = \frac{F(t)}{M_k}$$

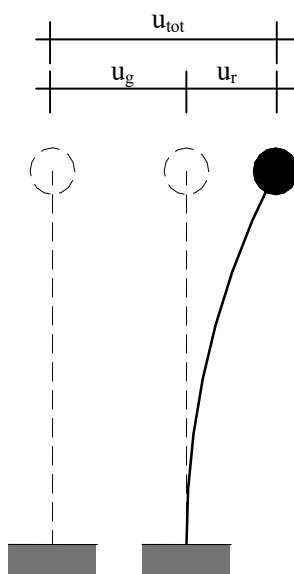
Diferencialna enačba pokaže, da imajo konstrukcije, ki imajo **enako razmerje togosti in mase**, enako pripadajočo **homogeno diferencialno enačbo**, a drugačno **partikularno rešitev** (npr. podvojitev togosti in mase konstrukcije vodi sicer do enake lastne frekvence, a do drugačnega odziva).

To pomeni, da imajo konstrukcije, ki sicer imajo enako lastno frekvenco ω različen odziv na enako obtežbo $F(t)$. Odziv je tako funkcija vseh treh parametrov ($F(t)$, k in M_k).

Rešitev diferencialne enačbe vodi do pomikov konstrukcije na mestu delovanja sile $F(t)$, ter nato še v vsej konstrukciji, kar omogoči izračun notranjih sil ter reakcij v konstrukciji.

Izračun odziva konstrukcije za podani pomik tal (brez upoštevanja dušenja konstrukcije)

Celotni pomik opazovane točke konstrukcije (u_{tot}) je sedaj vsota pomikov tal (u_g) in relativnih pomikov (u_r), slika 3.2. Enačba gibanja se formalno zapiše kot:



Slika 3.2: Celotni pomik konstrukcije

$$M_k \cdot \ddot{u}_{\text{tot}}(t) = -k \cdot u_{\text{tot}}(t) \rightarrow M_k \cdot \ddot{u}_{\text{tot}}(t) + k \cdot u_{\text{tot}}(t) = 0$$

kjer so:

$u_{\text{tot}}(t)$ celotni pomik konstrukcije

$u_g(t)$ pomik tal

$u_r(t)$ relativni pomik konstrukcije.

Diferencialna enačba se zaradi dejstva, da se zaradi pomika u_g ne pojavijo notranje sile v konstrukciji, zapiše kot:

$$M_k \cdot \ddot{u}_{\text{tot}}(t) + k \cdot u_r(t) = 0$$

oziroma:

$$M_k \cdot (\ddot{u}_g(t) + \ddot{u}_r(t)) + k \cdot u_r(t) = 0$$

$$M_k \cdot \ddot{u}_r(t) + k \cdot u_r(t) = -M_k \cdot \ddot{u}_g(t)$$

Enačba pokaže, da je vpliv gibanja tal zajet v členu $-M_k \cdot \ddot{u}_g(t)$ (kar predstavlja navidezno oz. psevdo silo) matematično ekvivalenten delovanju »prave« sile $F(t)$ na vrhu konstrukcije, saj sledi analogna diferencialna enačba kot pri delovanju sile $F(t)$ na maso M_k . Premik tal se (preko pospeška) matematično reflektira kot navidezna ekvivalentna obtežba na vrhu.

Diferencialna enačba se lahko preuredi še dalje v obliko:

$$\ddot{u}_r(t) + \frac{k}{M_k} \cdot u_r(t) = -\ddot{u}_g(t)$$

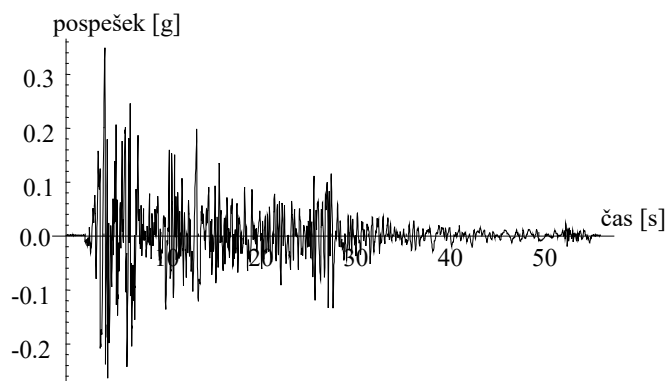
$$\ddot{u}_r(t) + \omega^2 \cdot u_r(t) = -\ddot{u}_g(t)$$

Rešitev diferencialne enačbe vodi do relativnih pomikov konstrukcije, kar naknadno omogoči izračun notranjih sil in reakcij v konstrukciji.

Zadnja enačba pa sedaj pokaže, da imajo konstrukcije, ki imajo enako razmerje togosti k in mase M_k , ne samo enako lastno frekvenco, temveč tudi **enak odziv na isti pospešek tal**, ne glede na njegovo (matematično) obliko. Odziv je tako funkcija zgolj dveh parametrov: lastne frekvence ω oz. nihajnega časa T ter funkcije obtežbe $F(t)$.

Tako lahko sicer različne konstrukcije, ki pa imajo enako lastno frekvenco ω , tretiramo enotno, in za vse konstrukcije naredimo zbirko maksimalnih odzivov (pomikov ali pospeškov) za isto obtežbo (npr. nek potres). Takšno zbirko odzivov imenujemo spekter odziva.

Potres El Centro, ki je 18. maja 1940 prizadel Kalifornijo, je imel magnitudo bila 7.1, izmerjeni pa so bili naslednji pospeški (slika 3.3):



Slika 3.3: Izmerjeni pospeški

Za ta potres so bili izračunani spektri odziva [03.6] za pomike (S_a), hitrosti (S_v) in pospeške (S_a). Vsi trije spektri so medsebojno matematično povezani (iz enega lahko izračunamo drugega) ter uporabni za izračun potresnega vpliva. Kljub temu sodobni predpisi dajejo prednost spektru odziva za pospeške.

III.3 Prikaz potresnega vpliva po veljavnem predpisu

III.3.1 Elastičen spekter odziva

Potresno gibanje na določenem mestu na zemeljski površini je predstavljeno v obliki elastičnega spektra pospeška. Imenujemo ga elastičen spekter odziva (3.2.2.1(1)P). Ta oblika je enaka oz. primerna za obe ravni potresne akcije (za kontrolo obeh mejnih stanj) – za zagotovitev zahteve po neporušitvi, kot tudi za zagotovitev zahteve po omejitvi poškodb.

Vodoravni potresni vpliv se opisuje z dvema medsebojno pravokotnima vodoravnima komponentama. Zanju se predpostavi, da sta neodvisni ter predstavljeni z istim spektrom (3.2.2.1(3)P). Isti vodoravni elastični spekter odziva se torej upošteva neodvisno za dve medsebojno ortogonalni vodoravni smeri.

Za vodoravno komponento potresnega vpliva je aktualni vodoravni elastični spekter odziva $S_e(T)$ opredeljen s štirimi odsekovno definiranimi krivuljami, ki imajo tri stične točke: T_B , T_C in T_D (definirane v predpisu, npr. v Italiji pa izračunane).

Elastični spekter $S_e(T)$ se tako v različnih intervalih, ki so funkcija prvega nihajnega časa konstrukcije, opiše s pomočjo naslednjih enačb:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot \left(2.5 \cdot \eta - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.2 \text{ EC8})$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot 2.5 \cdot \eta \quad (3.3 \text{ EC8})$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot 2.5 \cdot \eta \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (3.4 \text{ EC8})$$

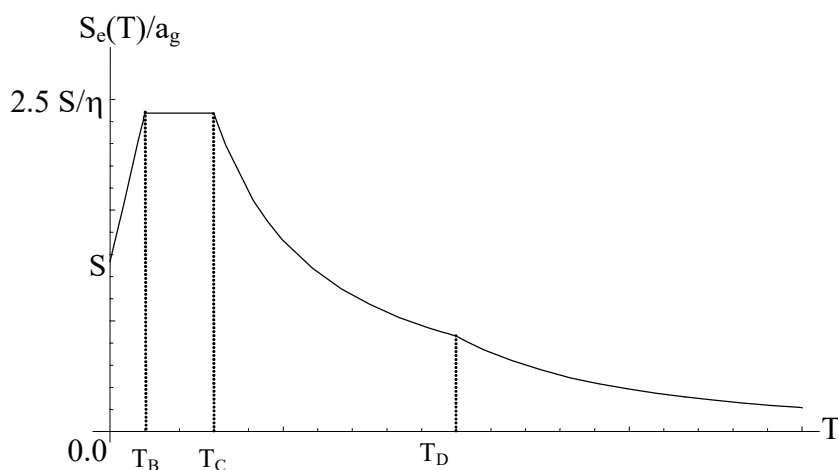
$$T_D \leq T \leq 4 \text{ s} \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot 2.5 \cdot \eta \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (3.5 \text{ EC8})$$

kjer so:

T nihajni čas linearnega sistema z eno prostostno stopnjo,

- a_g projektni pospešek za tla tipa A ($a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$),
 S faktor tal (odvisen od tipa tal) iz predpisa,
 η faktor za korekcijo vpliva dušenja z referenčno vrednostjo $\eta = 1$ pri 5 % viskoznem dušenju,
 T_B spodnja meja nihajnega časa, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost,
 T_C zgornja meja nihajnega časa, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost,
 T_D vrednost nihajnega časa, pri kateri se začne območje konstantne vrednosti spektralnega pomika.

Elastični spektra odziva po EC8 (EC8, slika 3.1) je shematsko prikazan na sliki 3.4.



Slika 3.4: Oblika elastičnega spektra odziva (EC8, slika 3.1)

Vrednosti koeficientov S , T_B , T_C in T_D za vse tipe tal in oblike oz. tipe (ki jih je lahko več), za posamezno državo definira njen nacionalni dodatek. Kadar se ne upošteva globoka geologija (kot velja v Republiki Sloveniji), sta priporočena dva tipa spektrov: tip 1 (za visoko seizmična območja) in tip 2 (za območja z nizko seizmičnostjo).

Če k potresni nevarnosti lokacije pri verjetnostni analizi najbolj prispevajo potresi z magnitudo M_s , določeno na osnovi površinskih valov, ki je manjša ali enaka 5.5, se priporoča uporaba spektra tipa 2.

Karta nadžarišč potresov v RS - magnitude pa pokaže, da se v RS pojavljajo tudi potresi z magnitudo med 6.0 in 6.8. Zato se za projektiranje stavb v Sloveniji po nacionalnem dodatku upoštevajo vse priporočene vrednosti za spekter **tipa 1**, razen za tipa tal A in E, za katera so podane nekatere spremembe.

Vrednosti parametrov, ki opisujejo elastični spekter odziva za uporabo v Sloveniji, razširjena preglednica 3.5.

Preglednica 3.5: Vrednosti parametrov, ki opisujejo vodoravni elastični spekter odziva

Tip tal	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)	T_E (s)	T_F (s)
A	1.0	0.10	0.4	2.0	4.5	10.5
B	1.2	0.15	0.5	2.0	5.0	10.0
C	1.15	0.20	0.6	2.0	6.0	10.0
D	1.35	0.20	0.8	2.0	6.0	10.0
E	1.7	0.10	0.4	2.0	6.0	10.0

V originalni preglednici 3.4 v predpisu nista podani zadnja dva stolpca, ki podajata meji elastičnega spektra odziva za pomike:

T_E meja prvega kontrolnega nihajnega časa elastičnega spektra odziva za pomike,

T_F meja drugega kontrolnega nihajnega časa elastičnega spektra odziva za pomike.

Pri velikih nihajnih časih (oz. nizkih frekvencah), kjer velja $T > T_E$ in postaja odziv podoben statičnemu odzivu, je torej namesto elastičnega spektra odziva za pospeške primerneje (in dovoljeno, ne pa tudi zahtevano) uporabiti elastični spekter odziva za pomike.

Nacionalni dodatek dalje navaja, da se lahko v primeru, ko se za tip tal E (aluvialna plast) opravi posebna študija vpliva tal, uporabi spekter, ki izhaja iz te študije, vendar ne sme biti pri nobenem nihajnem času nižji od priporočenega spektra tipa 1 za tla tipa E ($S = 1.4$, $T_B = 0.15$ s, $T_C = 0.5$ s, $T_D = 2.0$ s, preglednica 3.2 v SIST EN 1998-1:2005).

III.3.2 Projektni spekter za elastično analizo oz. analizo z reduciranimi silami - določanje velikosti potresnega vpliva

Do sedaj omenjeni elastični spekter pospeška je bil pridobljen z izračuni, ki so bili izvajani ob predpostavki elastičnega odziva analiziranih konstrukcij med potresom.

Vendar se, zaradi sposobnosti konstrukcije, da prenaša potresne vplive tudi v nelinearnem področju, na splošno dovoljuje, da se pri projektiranju uporabljajo sile, ki so manjše od tistih, ki ustrezajo linearno-elastičnemu odzivu (3.2.2.5(1)). To so t. i. reducirane potresne sile.

Sposobnost konstrukcije, da raztresa energijo predvsem z duktilnim obnašanjem njenih delov, se upošteva tako, da se elastična analiza izvede z zmanjšanim spektrom odziva (na ta način se izogne eksplisitni nelinearni analizi).

Nekateri avtorji zmanjšane vrednosti spektra izračunajo tako, da vrednost elastičnega spektra delijo s faktorjem obnašanja q , torej $S_d(T) \approx S_e(T)/q$. Na ta način lahko upoštevajo viskozno dušenje, različno od 5 %, saj v teh enačbah nastopa faktor za korekcijo vpliva dušenja η .

Posebni spektri, katerih redukcija se izvede z uvedbo faktorja obnašanja q , se imenujejo projektni spektri (3.2.2.5(2)). Ti spektri ne zajamejo faktorja za korekcijo vpliva dušenja η .

V skladu s standardom EC8 se potresna obtežba pri projektiranju običajnih objektov torej ponavadi predstavi v obliki elastičnega spektra pospeškov oziroma projektnega spektra $S_d(T)$ za elastično analizo, pri čemer je vrednost $S_d(T)$ ponovno opredeljena s štirimi odsekovno definiranimi krivuljami. Pri tem se je potrebno zavedati, da indeks d v označbi $S_d(T)$ sedaj pomeni projektno («design») vrednost pospeška tal in ne vrednost pomika («displacement») kot običajno.

Projektni spekter $S_d(T)$ se tako v različnih intervalih opiše s pomočjo naslednjih enačb:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.13 \text{ EC8})$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad (3.14 \text{ EC8})$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \geq \beta \cdot a_g \quad (3.15 \text{ EC8})$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \geq \beta \cdot a_g \quad (3.16 \text{ EC8})$$

kjer poleg že omenjenih koeficientov S , T_B , T_C in T_D (vrednosti parametrov so enake kot za elastični spekter odziva) nastopata še:

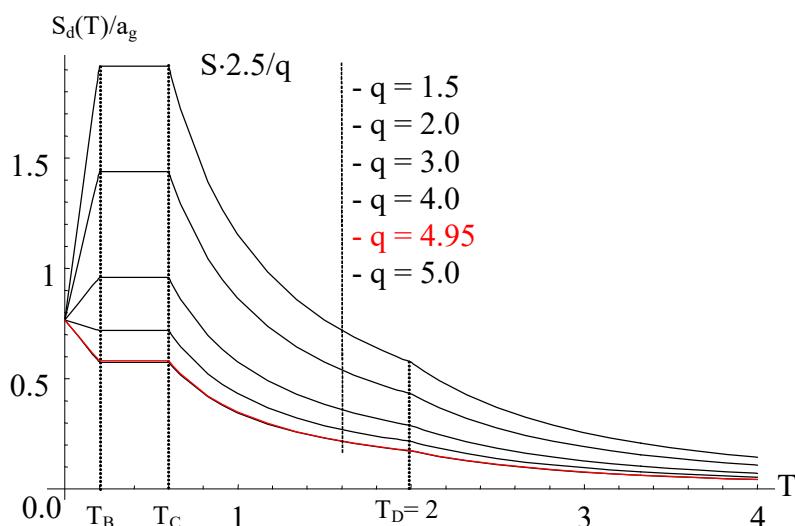
q faktor obnašanja, v katerem je zajet tudi vpliv viskoznega dušenja (privzeto 5 %), in je odvisen od konstrukcije,

β faktor, ki določa spodnjo mejo pri vodoravnem projektnem spektru. Priporočena vrednost znaša $\beta = 0.2$.

Primerjava enačb za elastični spekter ((3.2)-(3.5) v EC8) z enačbami (3.13 EC8)-(3.16 EC8), pokaže, da za daljše nihajne čase ($T_B \leq T$) velja (za $\eta = 1$):

$$S_d(T) = \frac{S_e(T)}{q}$$

Razlika tako nastopi zgolj za nihajne čase z $T < T_B$, kjer daje projektni spekter konzervativnejše (večje) vrednosti kot enostavna redukcija $\frac{S_e(T)}{q}$.



Slika 3.5: Projektni spekter za elastično analizo za tip tal C ter različne vrednosti faktorja obnašanja q

Pri tem je potrebno opozoriti, da vrednost faktorja obnašanja q lahko spremeni obliko spektra. Iz shematsko prikazanega spektra na sliki 3.4 je mogoče zmotno zaključiti, da maksimalna vrednost iz spektra vedno sledi za nihajne čase $T_B \leq T \leq T_C$. Iz slike 3.5, ki prikazuje projektne spektre za elastično analizo za tip tal C ($S = 1.15$) ter različne vrednosti faktorja obnašanja q pa je razvidno, da ob dovolj veliki vrednosti faktorja obnašanja q maksimalna vrednost iz spektra sledi za nihajne čase $0 \leq T \leq T_B$. Iz slike 3.5 tako vidimo, da se vrednosti $S_d(T)/a_g$ pričakovano zmanjšujejo s povečevanjem duktilnosti (povečevanjem faktorja obnašanja q). Iz slike je tudi razvidno, da za vrednosti $q < 3.75$ največje vrednosti (in s tem obremenitve) sledijo za $T_B < T < T_C$, medtem ko za $q > 3.75$ največje vrednosti (obremenitve) sledijo za $T < T_B$.

Opomba: v primeru, ko (oz. če) velja $q=3.75$, ima spekter enaki vrednosti za področji $0 \leq T \leq T_B$ in tudi $T_B \leq T \leq T_C$.

III.3.3 Projektni spekter za vertikalno oz. navpično komponento potresnega vpliva

Analogni izrazi se uporabijo še za določanje vertikalne oz. navpične komponente potresnega vpliva. Pri tem se a_g nadomesti z a_{vg} , vrednost koeficienta S pa postane 1 (3.2.2.5(5)). Za vse materiale in vse konstrukcijske materiale je takrat potrebno tudi upoštevati vrednost faktorja obnašanja q do 1.5, morebitne vrednosti večje od 1.5 pa je potrebno upravičiti z ustrežno analizo (3.2.2.5(6)). Vrednost pospeška a_{vg} je za spekter tipa 1 definirana z razmerjem $a_{vg}/a_g = 0.90$ (preglednica 3.4, 3.2.2.3), kar pomeni, da vertikalni pospešek znaša 90 % horizontalnega.

Če se ne upošteva osnovni prikaz potresnega vpliva, se lahko uporabijo alternativne oblike predstavitev potresnega vpliva (3.2.3), kjer je gibanje tal lahko predstavljeno tudi v obliki časovnega poteka pospeška tal in z njim povezanih veličin (hitrost in pomik). Potresno gibanje je lahko prikazano v obliki umetnih akceleroogramov in v obliki zabeleženih ali simuliranih akceleroogramov.

III.3.4 Spekter odziva pomikov - Enačba (3.7) in informativni dodatek A

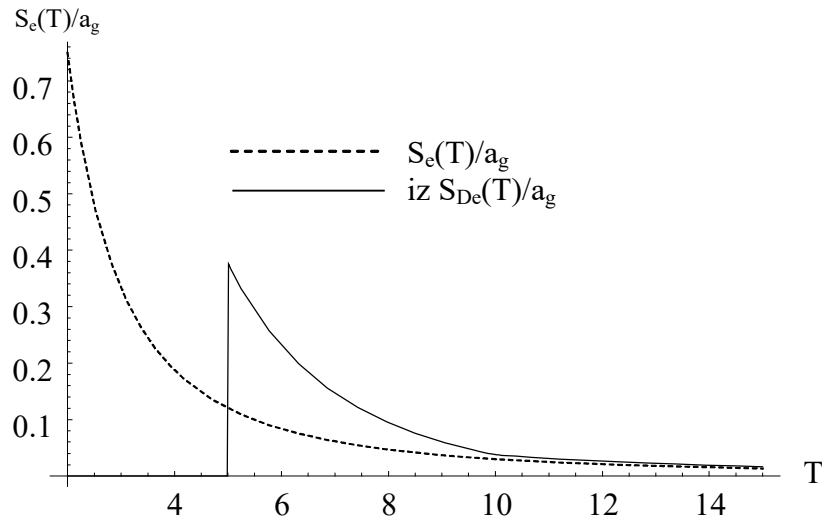
Za konstrukcije z dolgimi nihajnimi časi (v predpisu na strani 174 napačno piše oblikami!), kjer odziv postaja podoben statičnemu (in so pospeški majhni), se potresni vpliv lahko predstavi v obliki spektra odziva za pomike, $S_{De}(T)$, kot kaže slika A.1 v EC8, [03.2].

Do kontrolnega nihajnega časa T_E so vrednosti v spektru določene z izrazi (3.2)-(3.5) v EC8, pri čemer se $S_e(T)$ pretvori v $S_{De}(T)$ z izrazom (3.7) v EC8. Za nihajne čase, večje od T_E , so vrednosti v elastičnem spektru odziva za pomike določene z izrazoma (EC8 A.1) in (EC8 A.2):

$$T_E \leq T \leq T_F \quad S_{De}(T) = 0.025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \cdot \left[2.5 \cdot \eta + \frac{T - T_E}{T_F - T_E} \cdot (1 - 2.5 \cdot \eta) \right] \quad (\text{A.1 EC8})$$

$$T_F \leq T \quad S_{De}(T) = d_g = 0.025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \quad (\text{A.2 EC8})$$

Opomba: $\frac{1}{4 \cdot \pi^2} \cong 0.025$



Slika 3.6: Elastični spekter za elastično analizo za tip tal B za $T_D < T$

Na sliki 3.6 je podana primerjava projektne obremenitve z uporabo S_e in S_{De} . Slika pokaže, da uporaba spektra pomikov (polna črta) vodi do večje projektne obremenitve kot uporaba spektra pospeškov (črtkana črta).

Račun (projektne) pomikov tal

Projektne pomike tal d_g , ki ustrezajo projektne pospeške tal, se lahko ocenijo z izrazom (če posebne študije, ki temeljijo na dostopnih podatkih, ne dajejo drugačnega rezultata):

$$d_g = 0.025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \quad (3.12 \text{ EC8})$$

IV.

Splošna pravila za potresno varno projektiranje stavb, neodvisna od konstrukcijskih materialov

Inženirsko jasno je, in to izrecno navaja tudi predpis EC8 (4.2.1(2)P), da je za stavbe v potresnih območjih potrebno potresno varnost zagotoviti z ustreznim projektiranjem, vendar pri tem ni mišljena zgolj zaključna faza konstruiranja (torej zagotavljanje ustreznih potrebnih konstrukcijskih detajlov po koncu izvedene mehanske analize), temveč že sama začetna faza, torej zgodnja faza snovanja objekta oz. stavbe. Namen tega je torej v sami zasnovi projektirati ustrezen konstrukcijski sistem, ki zadosti temeljnima osnovnima zahtevama standarda, pri čemer mora cena takega objekta ostati znotraj sprejemljivih meja.

Predpis kot pomoč projektantom zato navaja vodilna načela (4.2.1(2)), ki odločilno vplivajo na zasnovo potresno odpornih objektov. Gre za pravila za uporabo (člen namreč nima označbe P, ki označuje načela oz. »principles«), ki sicer pripomorejo k potresno učinkovitejši konstrukciji stavbe, ne predstavljajo pa načel, kar pomeni, da jih je mogoče tudi obiti (kar pa je povezano z natančnejšo analizo in z zahtevnejšimi kontrolami). Ta pravila za uporabo, katerih glavni namen je posredno zagotoviti varnost (z minimizacijo negotovosti oz. »presenečenj«, ki jih lahko prinašajo »neobičajne« konstrukcije) so:

- enostavnost konstrukcije,
- uniformnost, simetrija in statična nedoločенost,
- nosilnost in togost v dveh (čimbolj pravokotnih) smereh,

- torzijska nosilnost in togost,
- učinek diafragm na nivojih etaž,
- ustrezno temeljenje.

Opomba: navedenim šestim vodilnim načelom so posvečeni člani 4.2.1.1 do 4.2.1.6 standarda, zato je nenavadno, da je naslov člena 4.2.1.1 Pravilnost konstrukcije (in ne enostavnost, kot v prvi alineji). Enaka nedoslednost je tudi v prvem stavku besedila člena. V angleškem draftu takšne nedoslednosti ni, saj je dosledno navedeno Structural simplicity.

IV.1 Primarni in sekundarni potresni elementi

Evropski standard EN 1998-1:2004 [04.1] je za nove zgradbe uvedel razlikovanje med konstrukcijskimi elementi, ki sodelujejo pri prevzemanju potresnih bočnih sil, in elementi, ki pri prenosu bočnih sil ne sodelujejo. Prve je poimenoval "primarni potresni elementi", druge pa "sekundarni potresni elementi", ki ne prispevajo k potresni odpornosti stavbe, njihov prispevek k odpornosti na druge vplive (predvsem za prevzem gravitacijskih obremenitev) pa je potrebno v celoti upoštevati.

Člen 4.2.2(1)P tako definira sekundarne potresne elemente kot elemente nosilne konstrukcije (npr. nosilce in/ali stebre), ki ne tvorijo nosilnega sistema stavbe za prenos potresnega vpliva (v standardu piše akcije). Taki člani so lahko označeni kot "sekundarni potresni elementi" in nosilnost in togost teh elementov je treba pri analizah potresnega vpliva zanemariti. Člen 4.2.2(4) navaja, da togost vseh sekundarnih potresnih elementov ne sme preseči 15 % (beseda bočne je izpuščena) togosti vseh primarnih potresnih elementov.

Kot sekundarne potresne elemente štejemo samo tiste elemente, za katere ne moremo zagotoviti, da bodo popolnoma skladni s pravili EC8 (npr. prednapeti nosilci, armiranobetonske plošče, podprte neposredno s stebri brez uporabe nosilcev).

Vsi (ostali) elementi nosilne konstrukcije, ki niso označeni kot sekundarni potresni elementi, so upoštevani kot primarni potresni elementi, 4.2.2(3). Ti elementi predstavljajo del nosilne konstrukcije za prenos vodoravne potresne obtežbe.

Takšna klasifikacija elementov in z njo povezano njihovo upoštevanje oz. neupoštevanje lahko pomembno spremeni način odziva konstrukcije na obtežbo. Zato je vpeljan člen 4.2.2(5), ki predstavlja varovalko, ko definira, da se zgolj z »verbalno« prekvalifikacijo nekaterih elementov nosilne konstrukcije v sekundarne potresne elemente, opredelitev konstrukcije ne sme spremeniti iz nepravilne v pravilno.

Pri modeliranju konstrukcij nastopijo praktične težave, povezane s primarnimi in sekundarnimi potresni elementi, saj sta za linearno elastično analizo zaradi te delitve sedaj namreč potrebna dva računski modela. Prvi model, ki v celoti vključuje sekundarne potresne elemente, se uporabi za analizo vseh vplivov, razen potresnega. Drugi model, ki popolnoma zanemarija prispevek sekundarnih potresnih elementov, se uporabi zgolj za analizo potresnega vpliva. To ustvarja probleme v fazi združevanja vplivov težnosti s vplivi potresne dejavnosti (npr. potresne vplive kombiniramo z nepravilnimi, lahko tudi manjšimi vrednostmi osnih sil, manjkajo mase sekundarnih elementov), še posebej, če superpozicija rezultatov poteka v računalniškem okolju. V t. i. »pešč« analizah je teh problemov sicer manj, so pa zato omejene na bistveno bolj enostavne konstrukcije.

Pri nelinearni analizi, kjer superpozicija vplivov ni mogoča, je potresne vplive potrebno upoštevati skupaj s težnostnimi vplivi, kar povzroča težave pri modeliranju zanemarijene togosti sekundarnih potresnih elementov, ki so del sistema za prevzem gravitacijskih obtežb.

IV.2 Delitev konstrukcij na pravilne in nepravilne

Projektiranje je potrebno s potresnega vidika izvesti tako, da, v kolikor je to mogoče, imajo konstrukcije enostavne in pravilne (regularne) oblike tako v tlorisu, kot tudi po višini (2.2.4.1). Če je potrebno, se to lahko doseže z razdelitvijo konstrukcije z razdelilnicami (dilatacijami) na dinamično neodvisne enote.

Pri projektiranju na potresnih območjih se konstrukcije stavb tako razvrščajo na pravilne in nepravilne (4.2.3.1). K čimvečji pravilnosti konstrukcije je potrebno stremeti že pri sami zasnovi objekta. Pri pravilnih (enostavnih) konstrukcijah so potresni vplivi predvidljivejši, hkrati pa so tudi predvidevanja in razumevanja odziva takih konstrukcij zanesljivejša, saj so negotovosti in nejasnosti pri vseh fazah izgradnje objekta (modeliranju, analizi, dimenzioniranju, konstruiranju ter tudi gradnji) manjše. Večja pravilnost konstrukcije posledično pomeni manj obsežno in lažje delo projektanta.

Delitev konstrukcij na pravilne in nepravilne pomembno vpliva na naslednje vidike projektiranja (4.2.3.1(2)):

- računski model konstrukcije, ki je lahko poenostavljen ravninski (2D) ali prostorski (3D),
- metodo uporabljene analize, ki je lahko poenostavljena analiza s spektrom odziva (statična metoda z vodoravno obtežbo oz. silami) ali modalna analiza s spektri odziva,
- vrednost faktorja obnašanja q , ki ga je za stavbe, ki so nepravilne po višini, potrebno zmanjšati (in s tem povečati potresne vplive).

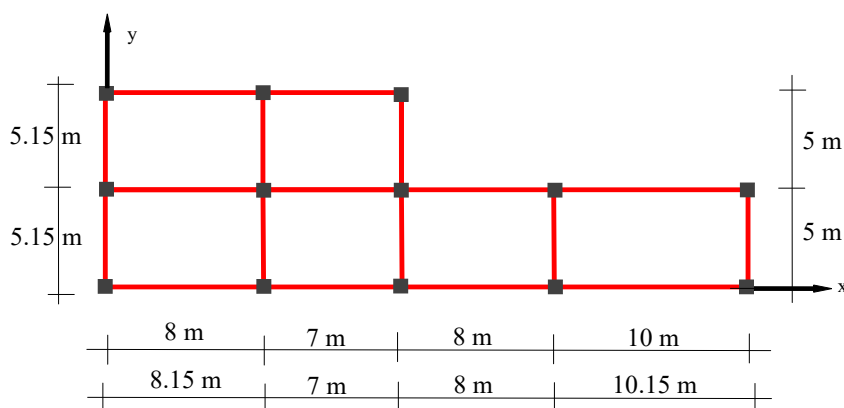
Predpisi sicer dopuščajo gradnjo tudi popolnoma nepravilnih konstrukcij, vendar neizpolnjevanje (vsaj) enega izmed v predpisu navedenih kriterijev za pravilnost posledično zahteva bodisi natančnejši matematični model, in/ali zahtevnejše metode analize (ter tudi večje potresne sile), kar lahko vpliva na končno ceno nepravilno zasnovane konstrukcije.

Predpis EC8 v svoji drugi temeljni zahtevi vsebuje tudi zahtevo po omejitvi poškodb v stavbi po potresu, in pri pravilnih konstrukcijah je obseg poškodb razmeroma dobro predvidljiv. Ker pa nasprotno obseg poškodb pri nepravilnih oz. neregularnih ni dobro predvidljiv, predpis tako zahteva, da se varnost in obseg poškodb dokaže z natančnejšimi računskimi modeli.

Tlorisna pravilnost

Tako kot pri ostalih preverjanih varnosti, je tudi pri potresnem inženirstvu konstrukcijo potrebno pripraviti na prevzem najneugodnejše kombinacije vplivov. Pri tem pomembne vloge ne igra samo velikost potresnega vpliva, temveč tudi smer njegovega delovanja.

Problem, ki se pojavi pri tlorisno nepravilnih konstrukcijah, slika 4.1, je tako določitev ustreznega delovanja oz. smeri obeh medsebojno pravokotnih komponent vodoravnega potresnega vpliva, ki ga je mogoče rešiti z določitvijo glavnih osi (tlorisna nepravilnost konstrukcije sicer nima vpliva na analizo gravitacijskih obtežb, ima pa velik vpliv na analizo stranskih oz. bočnih (horizontalnih) obtežb, kot sta veter in seveda predvsem potres).



Slika 4.1: Tloris konstrukcije, nepravilne v tlorisu

Smer delovanja potencialnega potresa na konstrukcijo ni znana vnaprej in zato moramo konstrukcijo pripraviti tako, da bo prenesla potres iz vsake, torej tudi najneugodnejše mogoče smeri. To dosežemo tako, da potresni vpliv apliciramo v smeri, v kateri dosežemo maksimalne horizontalne pomike. Maksimalni horizontalni pomiki in maksimalna razmerja relativnih etažnih pomikov (angl. »drift ratios«) zaradi horizontalne obtežbe pa nastopijo v smereh glavnih osi (ki pri tlorisno nepravilnih konstrukcijah niso vnaprej znane oz. jasne). Če pa se bočne obremenitve aplicirajo v drugih (nekritičnih oz. neustreznih oz. manj neugodnih) smereh, to lahko vodi do konzervativnih (premajhnih) celotnih pomikov etaž in posledično tudi razmerij relativnih etažnih pomikov v elementih, ki prevzemajo horizontalne obremenitve. Problem tlorisno nepravilnih konstrukcij ni torej (samo) problem priprave in uporabe zahtevnejšega računskega modela, temveč problem iskanja smeri, v kateri je potrebno aplicirati obtežbo.

Splošna načela oz. merila za tlorisno pravilnost so natančno navedena v členu 4.2.3.2. Stavba, ki je opredeljena kot tlorisno pravilna, mora zadostiti vsem navedenim pogojem. Razlog za te zahteve je preprost: če se že dovoli (enostavnejša) analiza z ravninskimi modeli, mora biti zagotovljeno, da s tem ne bo prišlo do katastrofalnih napak v izračunu.

- Zahtevana je približna simetrična (v tlorisu) razporeditev nosilnih elementov (oz. togosti) in mase glede na dve pravokotni smeri (čim bližje dvojni simetriji), (4.2.3.2(2)). Razlog za takšno zahtevo je seveda čim boljša omejitev (lahko zelo neugodnega) vpliva torzije, ki ga ravninski modeli, ki se lahko uporabljajo pri tlorisno pravilnih konstrukcijah, ne morejo neposredno zajeti.

Tlorisna nepravilnost sama po sebi še ne pomeni nevarnosti, vendar so praktične posledice kombinacije tlorisne nepravilnosti in neustreznega projektiranja lahko katastrofalne.

- Zahtevana je zgoščenost (kompaktnost) tlorisne razporeditve, kar pomeni, da mora obod vsake etaže predstavljati poligonalno konveksno linijo, (4.2.3.2(3)). Obstoj vdolbin v tlorisu ne pomeni avtomatično, da pogoj ni izpolnjen, saj je pogoj pravilnosti vseeno mogoče izpolniti, če te vdolbine ne vplivajo na togost stropov v vodoravni ravnini in če za nobeno vdolbino površina med (dejanskim) obodom etaže in konveksno poligonalno linijo, ki ovija etažo, ni večja od 5 % etažne površine (uporablja se naj čim bolj kompakten tloris, ki ni L, C, H, I ali X oblike).

- Osa togost stropov (plošč) v vodoravni ravnini mora biti dovolj velika glede na horizontalno togost navpičnih elementov konstrukcije, tako da imajo osne deformacije stropov majhen vpliv na razporeditev horizontalnih sil med navpične elemente (4.2.3.2(4)). Medetažni elementi konstrukcije (plošče, nosilci) imajo glavno vlogo pri prenašanju potresnih obremenitev na navpične elemente in zagotavljajo, da ti sistemi sodelujejo pri prenašanju vodoravnih vplivov. Posebej je pomembno to delovanje pri podolgovatih, razčlenjenih tlorisih ali tlorisih z večjimi odprtini v stropu.

- Tlorisna vitkost, definirana kot $\lambda = L_{\max}/L_{\min}$, in merjena v dveh medsebojno pravokotnih smereh ne sme biti večja od 4, kjer sta L_{\max} in L_{\min} večja in manjša tlorisna dimenzija, merjeni v pravokotnih smereh (4.2.3.2(5)).

- V vsaki etaži in v obeh smereh analize (x in y) morata ekscentričnost konstrukcije e_{ox} (oz. e_{oy}) in torzijski polmer r zadostiti spodnjima pogojema (enačbi (4.1a) in (4.1b)/EC8, 4.2.3.2(6)), ki sta v predpisu izražena samo za analizo v smeri y-osi (izrazi v oklepajih so podani za analizo v smeri x-osi).

$$e_{ox} \leq 0.30 \cdot r_x = 0.30 \cdot \sqrt{\frac{k_\phi}{k_y}}, \quad \left(e_{oy} \leq 0.30 \cdot r_y = 0.30 \cdot \sqrt{\frac{k_\phi}{k_x}} \right) \quad (4.1)$$

$$r_x = \sqrt{\frac{k_\phi}{k_y}} \geq 1_s, \quad \left(r_y = \sqrt{\frac{k_\phi}{k_x}} \geq 1_s \right) \quad (4.2)$$

kjer so:

e_{ox} ...ekscentričnost etaže, ki predstavlja razdaljo med središčem (translacijske) togosti in masnim središčem, merjena v smeri x-osi, ki je pravokotna na smer analize ($e_{ox} = |x_{ct} - x_{cm}|$),

- r_x ... torzijski polmer, ki je enak kvadratnemu korenu razmerja med torzijsko togostjo k_φ (k_t) in translacijsko togostjo k_y v smeri y-osi ($r_x = \sqrt{\frac{k_\varphi}{k_y}}$), merjen vzdolž osi x,
- I_s ... vztrajnostni polmer mase etaže (koncentrirane v višini stropa) v vodoravni ravnini, ki je enak kvadratnemu korenu razmerja med polarnim masnim vztrajnostnim momentom (I_p) mase etaže v vodoravni ravnini glede na masno središče etaže, in maso etaže (M) $I_s = \sqrt{\frac{I_p}{M}}$. Če je masa enakomerno razporejena po celotnem kvadratnem tlorisu in masno središče sovпада z geometrijskim središčem plošče, velja kar $I_p = M \cdot (L_{\max}^2 + L_{\min}^2) / 12$.

Koordinati centra togosti na izbrano točko izračunamo kot:

$$x_{ct} = \frac{\sum(x \cdot k_y)}{\sum k_y} \quad y_{ct} = \frac{\sum(y \cdot k_x)}{\sum k_x} \quad (4.3)$$

kjer je k_x horizontalna togost (običajno vertikalnega) primarnega (nosilnega) potresnega elementa v smeri x.

Torzijska polmera (ki se izračunata glede na center togosti), se izračunata kot:

$$r_x = \sqrt{\frac{k_\varphi}{k_y}} = \sqrt{\frac{\sum(x^2 \cdot k_y + y^2 \cdot k_x)}{\sum k_y}} \quad r_y = \sqrt{\frac{k_\varphi}{k_x}} = \sqrt{\frac{\sum(x^2 \cdot k_y + y^2 \cdot k_x)}{\sum k_x}} \quad (4.4)$$

Za obojestransko polnovpeti steber je vrednost togosti enaka:

$$k_x = 12 \cdot \frac{E \cdot I_y}{H^3} \quad k_y = 12 \cdot \frac{E \cdot I_x}{H^3} \quad (4.5)$$

za steber, na eni strani polnovpet, na drugi pa členkasto vpet, pa velja:

$$k_x = 3 \cdot \frac{E \cdot I_y}{H^3} \quad k_y = 3 \cdot \frac{E \cdot I_x}{H^3} \quad (4.6)$$

- Pri enoetažnih stavbah je središče togosti opredeljeno kot središče translacijskih togosti vseh primarnih potresnih elementov, 4.2.3.2(7). Torzijski polmer r je opredeljen kot kvadratni koren razmerja med celotno torzijsko togostjo k_ϕ glede na središče oz. center translacijskih togosti in celotno translacijsko togostjo v eni smeri (enačbi (4.4)), določenih ob upoštevanju vseh primarnih potresnih elementov v tej smeri.

- Pri večetažnih stavbah sta možni le približni definiciji središča togosti in torzijskega polmera. Poenostavljena definicija (4.2.3.2(8)), ki se uporablja za opredelitev tlorisne pravilnosti konstrukcije in za približno analizo torzijskih učinkov, je mogoča, če sta izpolnjena naslednja pogoja:

- a) vsi elementi, ki prenašajo vodoravno obtežbo, kot so jedra, stene ali okviri, potekajo neprekinjeno od temeljev od vrha stavbe,
- b) deformacijske oblike posameznih vertikalnih elementov pri vodoravni obtežbi niso zelo različne. Ta pogoj je izpolnjen pri okvirnih in stenastih konstrukcijskih sistemih, medtem kot na splošno ni izpolnjen pri mešanih konstrukcijskih sistemih (sestavljenih iz okvirjev in sten, ki imajo različne togosti).

- Pri okvirnih konstrukcijah in konstrukcijah, ki jih sestavljajo vitke stene s pretežno upogibnimi deformacijami, je mogoče središče togosti ter torzijski polmer v vseh etažah (približno) izračunati iz vztrajnostnih momentov prereзов (namesto upogibnih togosti) navpičnih elementov (stebrov in sten), seveda ob pogoju, da imajo vsi konstrukcijski elementi enak modul elastičnosti E . Če so poleg upogibnih deformacij pomembne tudi strižne deformacije, jih je mogoče upoštevati posredno z uporabo ekvivalentnih vztrajnostnih momentov prereзов, 4.2.3.2(9).

Evrokod torej ne podaja izrazov za izračun središča togosti kot tudi za izračun torzijske togosti, vendar je izraze mogoče najti v strokovni literaturi (kjer pa so namesto togosti elementa upoštevane upogibne togosti EI ter drugačne označbe).

$$x_{ct} = \frac{\sum(x \cdot E \cdot I_x)}{\sum(E \cdot I_x)} \quad y_{ct} = \frac{\sum(y \cdot E \cdot I_y)}{\sum(E \cdot I_y)} \quad (4.7)$$

$$r_x = \sqrt{\frac{\sum(x^2 \cdot E \cdot I_x + y^2 \cdot E \cdot I_y)}{\sum(E \cdot I_x)}} \quad r_y = \sqrt{\frac{\sum(x^2 \cdot E \cdot I_x + y^2 \cdot E \cdot I_y)}{\sum(E \cdot I_y)}} \quad (4.8)$$

od koder sledi:

$$k_{\phi} = k_t = k_z = \sum (x^2 \cdot E \cdot I_x + y^2 \cdot E \cdot I_y) \quad (4.9)$$

kjer sta I_x in I_y vztrajnostna momenta k osema x oz. y (opozorilo: v nekaterih virih sta I_x in I_y vztrajnostna momenta k osema y oz. x).

Če so vsi vertikalni konstrukcijski elementi iz istega materiala, enačbe preidejo v obliko, skladno s členom 4.2.3.2(9), ki uporablja vztrajnostne momente prerezov (namesto upogibnih togosti):

$$x_{ct} = \frac{\sum (x \cdot I_x)}{\sum I_x} \quad y_{ct} = \frac{\sum (y \cdot I_y)}{\sum I_y} \quad (4.10)$$

$$r_x = \sqrt{\frac{\sum (x^2 \cdot I_x + y^2 \cdot I_y)}{\sum I_x}} \quad r_y = \sqrt{\frac{\sum (x^2 \cdot I_x + y^2 \cdot I_y)}{\sum I_y}} \quad (4.11)$$

Neizpolnitev obeh pogojev za tlorisno pravilnost pa nima za posledico zgolj uporabo 3D računskega modela, temveč pri betonskih stavbah vpliva na razvrščanje v konstrukcijske sisteme.

Po členu 5.2.2.1 (4)P za betonske stavbe morajo namreč okvirni sistem, mešani sistem (ekvivalenten okvirnemu ali stenastemu sistemu), duktilni stenasti sistem (z nepovezanimi ali povezanimi stenami), ter sistem velikih, šibko armiranih sten, imeti najmanjšo torzijsko togost, ki v obeh vodoravnih smereh zadošča izrazu (4.1b), drugače se take betonske stavbe uvrstijo v torzijsko podajne sisteme (5.2.2.1 (6)P).

Opozorilo: poenostavljeno prepričanje, da stavbe, ki imajo v tlorisu simetrijo okoli dveh medsebojno pravokotnih smeri, ne morejo biti tlorisno nepravilne, ni nujno resnično, saj lahko znatno različni togosti stavbe v smereh obeh simetral povzročita, da kriterij, vezan na vztrajnostni polmer mase etaže, **ni** izpolnjen. Enostavna vizualna kontrola dvojne simetričnosti konstrukcije torej ni zadostno natančen kriterij.

Pravilnost po višini

Splošna načela oz. merila za pravilnost po višini so natančno navedena v členu 4.2.3.3 in stavba, ki je opredeljena kot pravilna po višini, mora zadostiti vsem navedenim pogojem.

- Če imajo posamezni deli stavbe različne višine, morajo vsi sistemi (nosilni elementi) za prenos obtežbe v vertikalni smeri (jedra, stene ali okvirji), potekati neprekinjeno po višini od temeljev do vrha stavbe ali do vrha posameznega dela stavbe, 4.2.3.3(2).

- Nenadne spremembe togosti in mas po etažah niso dovoljene, saj bi naj bili togost v vodoravni smeri kot tudi masa konstantni v vseh etažah, oz. se naj bi brez nenadne spremembe postopoma zmanjševali od temeljev proti vrhu, 4.2.3.3(3).

Kriterij »nagle« spremembe v predpisu ni definiran inženirsko in zato je Apostolos Konstantinidis, avtor knjig *Earthquake Resistant Buildings made of reinforced concrete*, *The Art of Construction and the Detailing*, ter *Earthquake Resistant Buildings made of reinforced concrete, static and dynamic analysis* na svoji spletni strani [S04.1] zapisal, da se lahko, ker ni posebnih detajlov, ki bi jih podal EC8, kot mejne vrednosti sprememb togosti in mas uporabijo naslednja priporočila:

Za povečanje mase: $\Delta M_i = (M_{i+1} - M_i) \leq 0.35 \cdot M_i$,

za zmanjšanje mase: $\Delta M_i = (M_i - M_{i+1}) \leq 0.50 \cdot M_i$,

Medtem ko za vsako glavno vodoravno smer x , y velja:

za relativno povečanje togosti: $\Delta K_i = (K_{i+1} - K_i) \leq 0.35 \cdot K_i$,

ter za relativno zmanjšanje togosti: $\Delta K_i = (K_i - K_{i+1}) \leq 0.50 \cdot K_i$,

pri čemer se togost etaže se lahko aproksimira z vsoto vseh togosti stebrov, torej $\Sigma(E \cdot I/h^3)$.

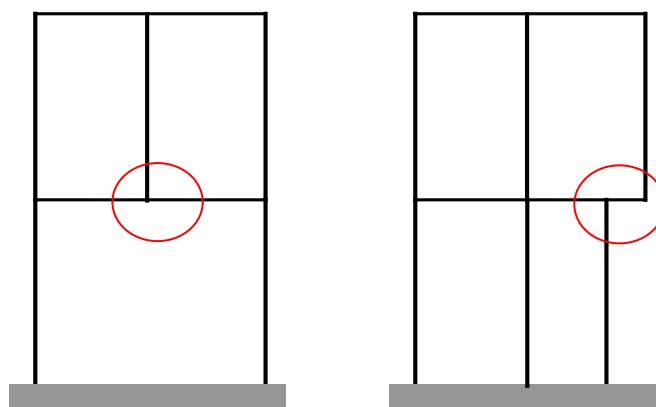
Slika 4.2 prikazuje stavbo, ki očitno ne izpolnjuje prvih dveh kriterijev.



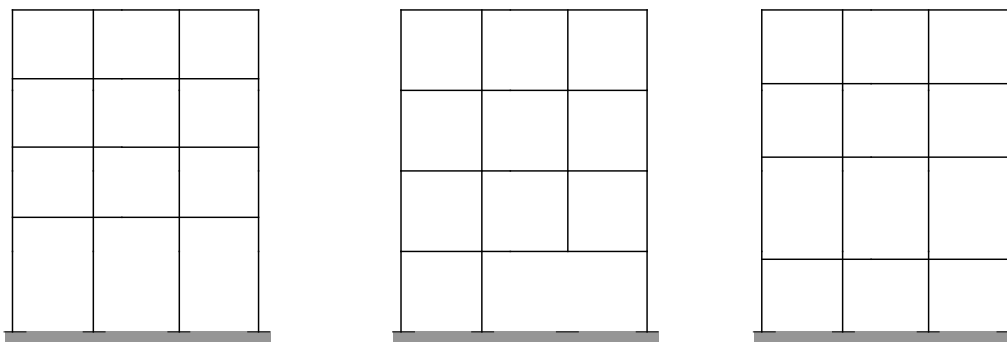
Slika 4.2: Očitno zmanjšanje vertikalne togosti po višini v vzdolžni smeri ter povečanje togosti v prečni (stanje 27. 4. 2010 do danes)

Podobni primeri stavb, nepravilnih po višini, so podani na sliki 4.3. Na levi sliki pride do nagle spremembe (povečanja) togosti in mas po etažah, na sliki desno spodaj pa steber na desni strani ne poteka neprekinjeno po višini od temeljev do vrha stavbe.

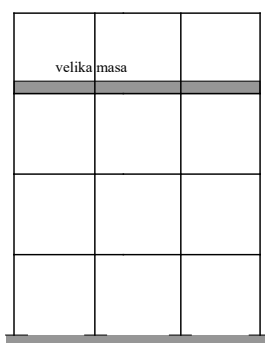
Na skrajni levi in desni sliki izmed slik 4.4 vsi stebri sicer potekajo neprekinjeno po višini od temeljev do vrha stavbe, vendar zaradi povečanja njihovih dolžin (ob predpostavki enakih dimenzij stebrov v vseh etažah, kar iz slike sicer ni razvidno), pride do zmanjša togosti v etažah z večjo višino etaže.



Slika 4.3: Primeri nepravilnosti konstrukcije zaradi nezveznega prenosa sil po višini



Slika 4.4: Nepravilnost v togosti – »mehke etaže«



Slika 4.5: Različni vzroki za pravilnost po višini

Nezveznost po višini pa ne povzročajo samo spremembe togosti, temveč tudi spremembe mas. Na sliki 4.5 nezveznost povzročati veliki masi, npr. bazena.

- Pri okvirnih stavbah se razmerja dejanske nosilnosti etaže proti računsko zahtevani nosilnosti ne spreminja v različnem razmerju po posameznih etažah, 4.2.3.3(4). To npr. pomeni, da se v vsaki etaži izvede približno enako prearmiranje zaradi omejitev pri izbiri armaturnih palic za pokritje računsko zahtevane površine armature A_s .

- Dodatni pogoji so predpisani za stavbe, kjer imajo posamezni deli različne višine, 4.2.3.3(5). Razlikujejo se zgolj glede na geometrijske parametre (in ne glede na mehanske, kar bi bilo realnejše in boljše). Pri tem so podana različna pravila glede na ohranjeno ali neohranjeno simetrijo stavbe na navpično os.

Stavbe z ohranjeno simetrijo na navpično os

Pri postopnem spreminjanju oblike po višini (ob ohranjanju simetrije stavbe na navpično os), zmanjšanje tlorisne dimenzije stavbe v nobeni etaži ne sme biti večje od 20 % glede na nižje ležečo etažo v smeri spremenjene dimenzije, (4.2.3.3(5), a).

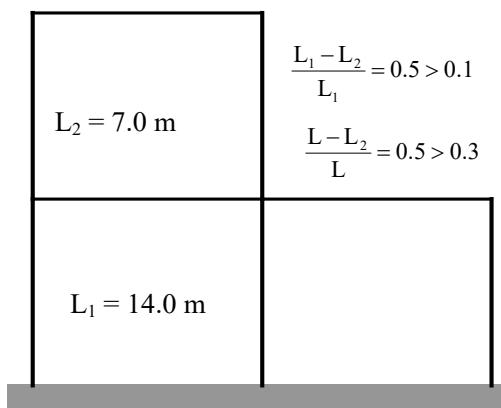
Kadar obstaja eno samo zmanjšanje tlorisne dimenzije, je dovoljeno zmanjšanje tlorisne dimenzije stavbe odvisno od pozicije (po višini), kje (na kakšni višini od tal) zmanjšanje nastopi. Predpis obravnava dve možnosti, odvisni od tega, na kakšni višini stavbe nastopi zmanjšanje:

- Prva možnost je, ko se zmanjšanje tlorisne dimenzije nahaja dokaj visoko, torej v višini nad spodnjih 15 % celotne višine glavnega konstrukcijskega sistema stavbe. Takšno zmanjšanje pokriva kar točka 4.2.3.3(5), a), ki zmanjšanje tlorisne dimenzije stavbe v nobeni etaži omejuje na 20 % glede na nižje ležečo etažo.

- Kadar pa se zmanjšanje tlorisne dimenzije nahaja dokaj nizko, torej v spodnjih 15 % celotne višine glavnega konstrukcijskega sistema stavbe, je dovoljena bistveno večja redukcija dimenzije. Tako zmanjšanje tlorisne dimenzije ne sme biti večje od 50 % dimenzije v spodnji etaži, 4.2.3.3(5)(b). Dodatno je še zahtevano, da je spodnji del ožjega dela konstrukcije projektiran tako, da prenese vsaj 75 % vodoravnih prečnih sil, ki bi se pojavile v podobni stavbi brez razširitve spodnjega dela (kar pa praktično zahteva dvakratno izvedbo analize).

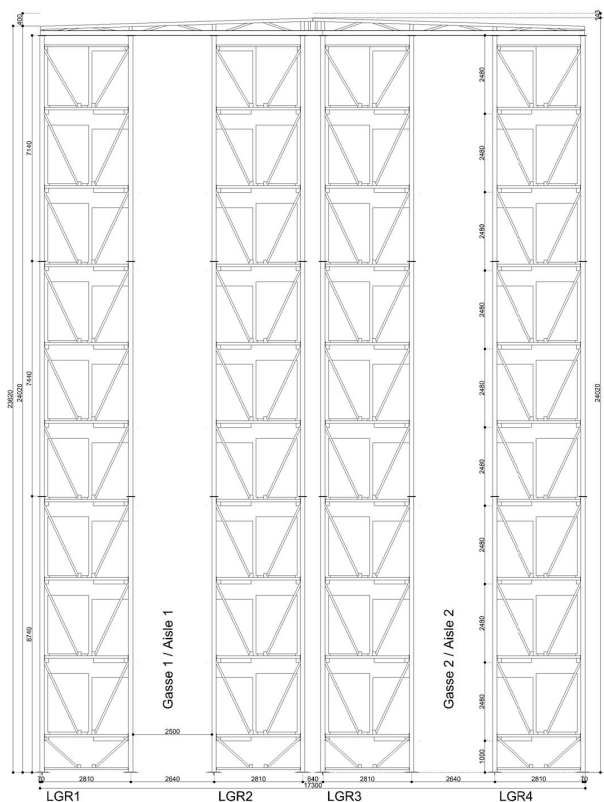
Stavbe brez ohranjene simetrije na navpično os

Obnašanje stavb brez ohranjene simetrije na navpično os je še bolj neuniformno in zato so tudi kriteriji strožji. Kadar osna simetrija ni ohranjena (slika 4.6), skupna vsota zamikov vseh etaž ne sme presegati 30 % tlorisne dimenzije v etaži nad temelji ali nad togo kletjo, medtem ko posamezni zamiki ne smejo biti tlorisno večji od 10 % tlorisne dimenzije v predhodni etaži (člen 4.2.3.3(5),b)).



Slika 4.6: Pravila za stavbe brez ohranjene simetrije na navpično os

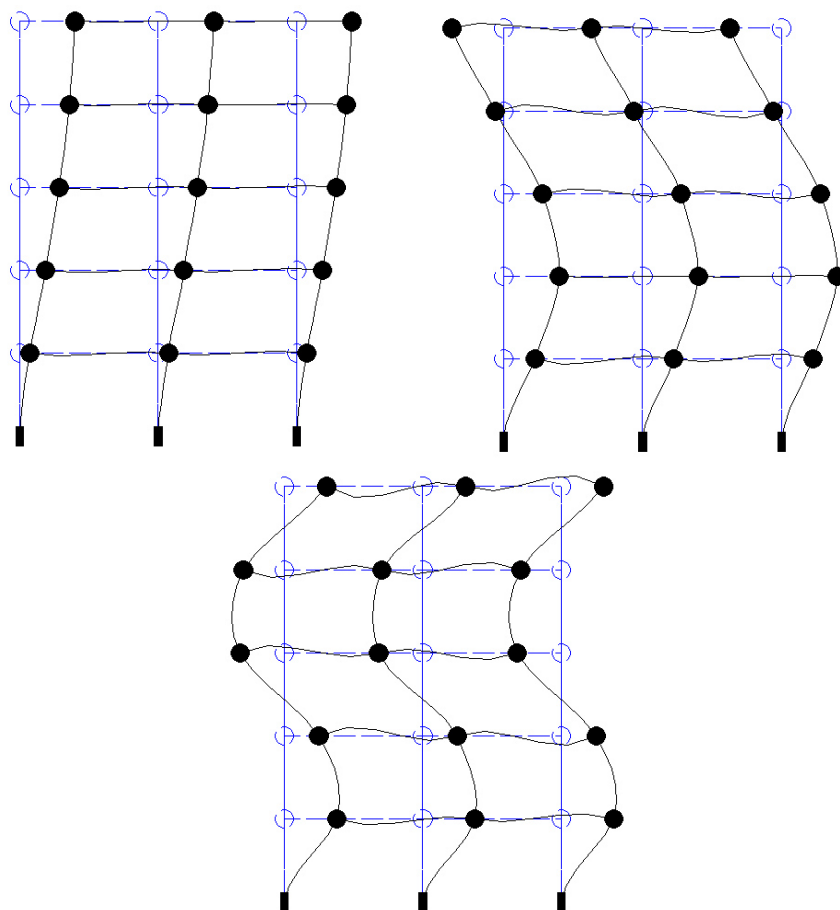
Vpliv togih diafragm na odziv konstrukcije



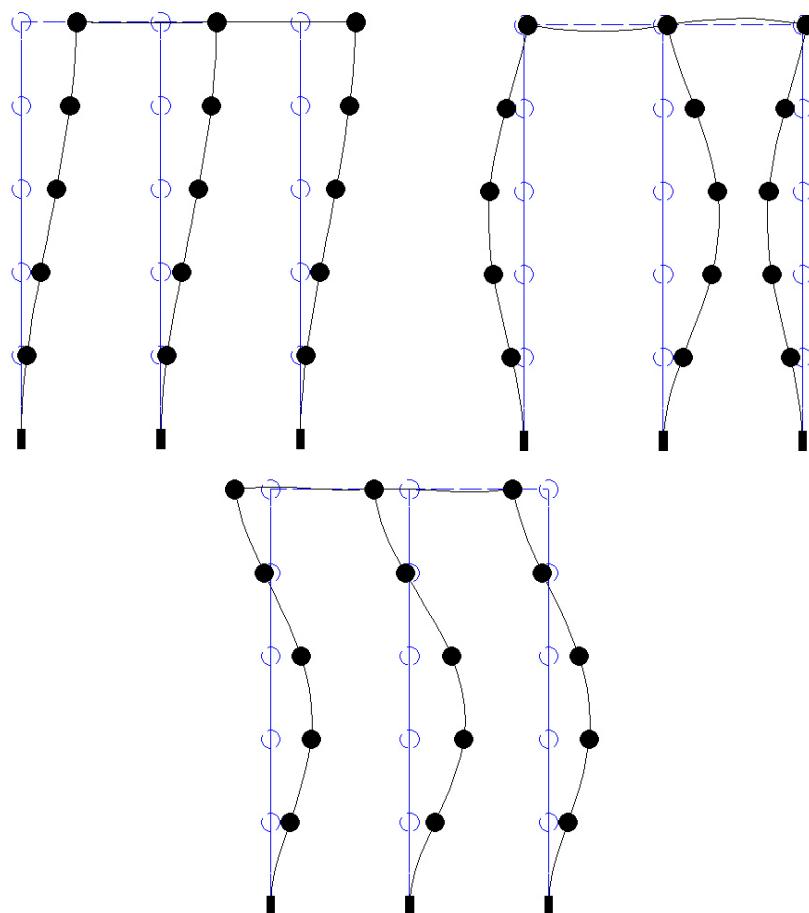
Slika 4.7: Prečni prerez skladiščne konstrukcije

Diafragme oz. etažne plošče imajo velik vpliv na nihajne oblike in posledično na izbiro računskega modela. Slika 4.7 prikazuje prečni prerez konstrukcije, kjer zaradi funkcionalnosti objekta (skladišni prostor) manjkajo horizontalne diafragme, kar ima velik vpliv na nihajne oblike.

Na slikah 4.8 in 4.9 so prikazane lastne nihajne oblike podobne konstrukcije z diafragmami in brez njih. Medtem, ko je na sliki 4.8, ki pripada konstrukciji z diafragmami, mogoče jasno videti, da se stebri gibljejo sinhrono v vseh nihajnih oblikah, je iz nekaterih nihajnih oblik na sliki 4.9, ki pa prikazuje konstrukcijo brez diafragem, jasno, da to zanjo ne velja.



Slika 4.8: Prve tri nihajne oblike konstrukcije z diafragmami



Slika 4.9: Prve tri nihajne oblike konstrukcije brez diafragem

Konstrukcijo s slike 4.8 bi tako lahko ob dovolj togih diafragmah modelirali s 5 translacijskimi prostostnimi stopnjami, medtem ko bi morali za konstrukcijo s slike 4.9 uporabiti bistveno večji model s 13 translacijskimi prostostnimi stopnjami.

V spodnji preglednici so podane lastne krožne frekvence in lastne frekvence obeh konstrukcij. Vrednosti potrjujejo, da je konstrukcija brez diafragm tudi bistveno podajnejša.

Preglednica 4.1: Lastne krožne frekvence in lastne frekvence obeh konstrukcij

konstrukcija z diafragmami		konstrukcija brez diafragem	
ω [rad/s]	ν [Hz]	ω [rad/s]	ν [Hz]
30.364	4.833	10.087	1.605
96.247	15.318	40.934	6.515
174.472	27.768	55.446	8.824

IV.3 Nevarnost mehke etaže («weak» ali »soft storey«)

Člen 4.2.3.3, ki v standardu navaja merila za pravilnost po višini, mehkih etaž ne definira eksplicitno, čeprav je to eksplicitno narejeno v mnogih potresnih predpisih drugih držav.

EC8 v analizo šele relativno (pre)pozno (šele po izračunu posledic potresnega vpliva) vpelje koeficient θ – koeficient občutljivosti za etažne pomike 4.4.2.2(2), s katerim preverjamo, ali je v analizi potrebno upoštevati vpliv teorije drugega reda. In če se izkaže, da velja $\theta > 0.3$, je takšno stanje nedopustno, kar pomeni vračanje na začetek analize. Zato bi bilo smiselno takšne situacije opaziti oz. predvideti že sami fazi izbire konstrukcijskega sistema, kar bi lahko vodilo do učinkovitejšega projektiranja.

Pomembnost fenomena mehke etaže pokaže informacija, da je skoraj polovica vseh stavb, ki so postale neprimerne za bivanje po potresu v Loma Prieta v Kaliforniji leta 1989, odpovedalo zaradi mehke etaže. Ocenjuje se še, da bo efekt mehke etaže povzročil resno škodo in morebitno uničenje 160.000 stavb v primeru močnejšega potresa v San Francisca in okolici.

Ukrepi za detekcijo mehkih etaž, ki jih uporabljajo drugi seizmični predpisi

Ameriški standard »Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures« (ASCE/SEI 7-10) eksplicitno navaja, da je kot mehka etaža določena tista etaža, kjer je prečna vodoravna togost manjša od 70% togosti (izključno) višje ležeče etaže, ali pa je togost manjša od 80% povprečne togosti treh etaž nad njo. Podoben princip definiranja poznajo tudi v nekaterih drugih predpisih, vendar se vrednosti odstotkov med posameznimi državami nekoliko razlikujejo.

Standard »Structural design actions« Nove Zelandije NZS 1170.5:2004 je v tem smislu eden najbolj detajlno razdelanih, saj loči tri različne nepravilnosti (dve mehanski in eno geometrijsko):

- nepravilnost vertikalne togosti («vertical stiffness irregularity»),
- nezveznost kapacitete oz. nosilnosti («discontinuity in capacity»), kar je efekt mehke etaže,
- geometrijsko nepravilnost («geometrical irregularity»).

Definicija za nepravilnost vertikalne togosti je skoraj enaka kot ameriška definicija mehke etaže (le da upošteva še spodaj ležeče etaže): nepravilnost vertikalne togosti nastopi, ko je prečna togost primarne nosilne etaže manjša od 70% togosti katerekoli sosednje (torej spodnje ali zgornje) etaže, ali je manjša od 80% povprečne togosti treh etaž zgoraj ali spodaj. Ker se obravnavajo tudi nižjeležeče etaže, lahko nepravilnost vertikalne togosti tako nastopi tudi pri zmanjševanju togosti z višino.

Mehka etaža (nezveznost kapacitete oz. nosilnosti) je tista, v kateri je strižna trdnost etaže manjša od 90% trdnosti zgornje etaže. Celotna strižna trdnost etaže je skupna trdnost vseh vertikalnih protipotresnih elementov nosilne konstrukcije etaže, ki prevzamejo etažno strižno silo v obravnavani smeri.

Geometrijska nepravilnost nastopi, kadar je vsota horizontalnih dimenzij vertikalnih elementov primarne konstrukcije v opazovani smeri večja kot 130% vrednosti v sosednji etaži. Čeprav ni eksplicitno zapisano, je to pravilo očitno smiselno samo pri konstrukcijskih elementih iz istega materiala.

IV.4 Temeljenje kot vzrok za nepravilnost konstrukcije po višini

Vzrok za nepravilnost konstrukcije po višini je lahko tudi temeljenje, na primer v primerih, ko zaradi konfiguracije terena vseh temeljev ni mogoče izvesti na istem nivoju.

V takšnih primerih je najboljša rešitev delitev stavbe na samostojne enote, povezane z razdelilnicami - raztegljivimi dilatacijami (kot pri zagotovitvi pravilnosti v tlorisu). Alternativna rešitev je, da stebri potekajo do temeljev, ki so na **istem** nivoju.

V.

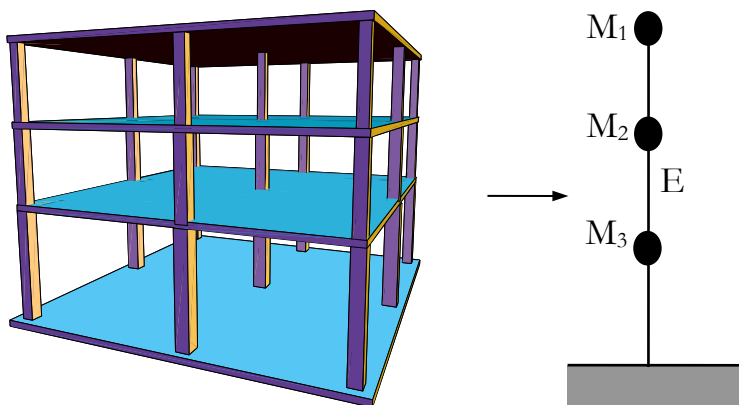
Matematično modeliranje konstrukcije, naključna torzija, metode analize konstrukcije, račun pomikov

V.1 Matematično modeliranje konstrukcije stavbe

Računski model stavbe mora ustrezno zajeti oz. predstaviti razporeditve togosti in mas. Z računskim modelom se tako mora zagotoviti, da se pri upoštevanem potresnem vplivu primerno zajamejo vse pomembne deformacijske oblike ter vztrajnostne sile, 4.3.1(1)P [05.1]. Na splošno je mogoče upoštevati, da nosilno konstrukcijo stavbe sestavlja več navpičnih sistemov (stebri, stene), ki prenašajo vodoravno obtežbo in so povezani z vodoravnimi diafragmami (4.3.1(1)P).

Kadar lahko predpostavimo, da so stropne diafragme stavbe dovolj toge v svoji ravnini, da zagotavljajo sinhrono obnašanje vertikalnih elementov, je mogoče mase in masne vztrajnostne momente (ob upoštevanju pravil za kombiniranje s težnostnimi silami, ki nastopajo v kombinaciji vplivov) vsake etaže koncentrirati v masnem središču (oz. težišču), 4.3.1(4), slika 5.1. Pri tem izhajamo iz predpostavke, da sta masa etažne plošče in upoštevane obremenitve plošče bistveno večji od mas vertikalnih elementov (npr. stebrov in sten). Zato del mase stebrov pod in nad etažno ploščo prištejemo k masi etažne plošče.

Maso zidanih sten, ki stojijo na plošči, pa prištejemo masi plošče, na kateri se te stene nahajajo.



Slika 5.1: Predstavitev konstrukcije in ravninski računski model s koncentriranimi masami

Za implementacijo tega pravila je ključna dovolj velika togost diafragm. Zato predpis navaja, kako diafragme sploh lahko okarakteriziramo kot toge. Diafragma se tako smatra kot toga, če, kadar je modelirana s svojo dejansko podajnostjo v ravnini, njeni vodoravni pomiki nikjer ne presežejo pomikov, izračunanih s togo diafragmo, za vrednost, ki je večja kot 10 % pripadajočih absolutnih vodoravnih pomikov, ki se pojavijo v potresni projektni situaciji.

Slabost takšnega dokazovanja togosti diafragm je, da moramo pripraviti dva različno kvalitetna računski modela (z dejansko podajnostjo in z togo diafragmo), kar pa posledično pomeni, da je (manj kvaliteten) model s togo diafragmo pravzaprav nepotreben (če z analizo boljšega modela konkretne konstrukcije dokazujemo uporabnost slabšega modela na konkretni konstrukciji, je slabši model dejansko odveč, ker lahko analizo naredimo v celoti z že pripravljenim boljšim modelom).

Kadar stavba zadosti že znanim pravilom za pravilnost v tlorisu ali dodatnim pravilom za pravilnost, ki so definirani v členu 4.3.3.1(8), se lahko uporabita dva ločena ravninska računski modela, po eden za vsako od obeh glavnih smeri pomikov oz. deformacij (ki pri stavbah s tlorisom pravokotne oblike in približno simetrično razporeditvijo nosilnih elementov običajno ležita vzporedno s stranicami objekta), člen 4.3.1(5). S tem dosežemo, da bodo ob apliciranju potresnih vplivov v teh dveh smereh doseženi največji oz. najneugodnejši pomiki.

Pri betonskih, sovprežnih (iz. jekla in betona) ter zidanih stavbah (torej stavbah, kjer prevladujejo krhki materiali, ki bodo med delovanjem potresa razpokali), je pri modeliranju togosti nosilnih elementov potrebno na splošno upoštevati vpliv razpokanih prereзов, 4.3.1(6). Modeliranje razpok v stebri in nosilcih s končnimi elementi linijskih elementov s poljubnim številom razpok na poljubnih lokacijah pa je praktično omejeno, saj za implementacijo modela ni dovolj natančnih podatkov o točnih lokacijah in globinah razpok. Predpis EC8 [05.1] zato dovoljuje (4.3.1(5)), da se za elastično upogibno (EI) in strižno (GA) (ne pa tudi za osno, torej EA) togost betonskih in zidanih elementov upošteva preprosto polovica vrednosti togosti za nerazpokane elemente (če se ne izvede natančnejša analiza).

Reduciranje elastične upogibne (EI) in strižne togosti (GA) z vnaprej določenimi vrednostmi je morda ne najbolj natančen, a hkrati zagotovo najbolj splošno praktično uporaben pristop, ki ga poznajo tudi nekateri drugi predpisi, ki pa imajo vpliv razpokanosti precej detajlnejše razdelan. Ameriška Federal Emergency Management Agency (FEMA) tako podaja ločene nadomestne togosti za grede, stebre in stene. Pri redukciji upogibnih togosti stebrov in sten EC8 večinoma predvideva večjo redukcijo togosti in je tako na t. i. »varni strani«. Nasprotno pa je pri redukciji strižne togosti, kjer EC8 predvideva manjšo redukcijo togosti.

Modeliranje naključne torzije (ne glede na uporabljeni računski model konstrukcije stavbe)

V računskem modelu je potrebno upoštevati tudi vpliv torzije, saj etažni potresni vpliv deluje v masnem središču, ki običajno ne sovpada s centrom togosti. Medtem ko je center togosti zaradi njegove stacionarnosti mogoče določiti dokaj zanesljivo, je pozicija masnega središča odvisna tudi od trenutne pozicije mas, ki izvirajo iz spremenljivih vplivov. Prisotnost vseh spremenljivih vplivov ni vedno zagotovljena, kar pomeni, da je obstajajo realne negotovosti pri izračunu pozicij posameznih mas in posledično lege masnega središča. Zato je poleg upoštevanja dejanske (osnovne projektne oz. »naravne«) ekscentričnosti, zaradi negotovosti, povezanih s položajem mas in s prostorskim spreminjanjem potresnega gibanja, v EC8 predpisano obvezno upoštevanje vpliva slučajne ekscentričnosti. Na žalost so ta določila precej nejasno definirana. V članku Matematično modeliranje in analiza armiranobetonske stavbe po EVROKODU 8 [05.2] je celo zapisano, da vrhunskim slovenskim strokovnjakom ni uspelo povsem razčistiti nejasnosti tudi po posvetovanju z vodjo dela pri pripravi EC8 prof. Fardisom.

Čeprav EC8 eksplicitno navaja samo dva, dejansko obstajajo najmanj trije možni načini upoštevanja slučajne ekscentričnosti, ki jih lahko uporabimo pri modalni analizi prostorskega modela konstrukcije.

V prvem načinu je potrebno (»administrativno«) dodatno računsko geometrijsko premakniti masno središče v vsaki etaži i iz nazivne lege v vsaki smeri za naključno ekscentričnost (v vseh etažah se upošteva hkrati v isti smeri), ki znaša vsaj (4.3.2(1)P):

$$e_{ai} = \pm 0.05 \cdot L_i \quad (4.3 \text{ EC8})$$

kjer je:

L_i lorisna dimenzija etaže, pravokotna na smer potresnega vpliva.

Tudi drugi standardi imajo podobne zahteve in težave z njihovim razumevanjem oz. implementacijo.

Kadar sta v analizi uporabljena dva 2D modela (npr. pri konstrukcijah, pravilnih v tlorisu), nastopijo praktične težave pri implementaciji, ki jih je potrebno reševati s faktorjem δ (4.3.3.2.4).

Implementacija naključne ekscentričnosti s pomočjo premika masnega središča je lahko zapletena tudi pri uporabi prostorskega modela. V primeru uporabe programske opreme, ki samostojno izračuna (točno) lego masnega središča, nastanejo problemi (in nejasnosti) pri računskem modeliranju njegovega »premikanja« v modelu.

V primeru, ko pa je uporabljen najenostavnejši prostorski model s 3 prostostnimi stopnjami (dve translaciji in rotacija) v posamezni etaži, tako nastopijo štiri različno zahtevne možnosti (enačbe gibanja dobijo najenostavnejšo obliko, kadar so zapisane na masno središče).

V prvi možnosti samo s pomočjo Steinerjevega izreka korigiramo masne vztrajnostne momente etaže v masni matriki, pri čemer togostno matriko ohranimo.

V drugi možnosti ponovno v masni matriki s pomočjo Steinerjevega izreka korigiramo masne vztrajnostne momente etaž, hkrati pa enačbe gibanja zapišemo na novo masno središče (in s tem spremenimo tudi togostno matriko).

V tretjem pristopu masne vztrajnostne momente etaž v masni matriki izračunamo glede na novo lego masnega središča, togostno matriko pa ohranimo.

V zadnjem (in hkrati tudi najkvalitetnejšem) pristopu masne vztrajnostne momente etaž v masni matriki izračunamo glede na novo lego masnega središča, hkrati pa enačbe gibanja zapišemo na novo masno središče (in s tem spremenimo tudi togostno matriko).

Če pa uporabimo kvalitetnejši računski model (npr. z metodo končnih elementov, ki ima več prostostnih stopenj v etaži, masno matriko pa avtomatično tvori programska oprema), ni jasnega navodila, kako modelirati premik masnega središča.

Za isto konstrukcijo moramo tako imeti za modalno analizo štiri matematične modele (razen v primerih tlorisne simetrije konstrukcije), vsakega z različno porazdelitvijo mas, ki so za vsak matematični model predstavljene v različni kvadrant. Tako je potreben relativno velik računski napor, saj je potrebno za vsako premaknjeno lego (načeloma je potrebno analizirati 4 lokacije) ponovno preračunati vsaj masno (in togostno matriko) ter izvesti modalno analizo. Posledično za vsako analizirano lokacijo sledijo njej pripadajoči nihajni časi in tudi sile F_b oz. F_{bk} (kar je seveda logično in korektno).

Zato je bolj praktično, če uporabimo drugi način in naključno torzijo v analizo vpeljemo s (mehansko) pomočjo torzijskega momenta M_{ai} (4.3.3.3.3.(1)), kjer na osnovi istih sil F_b oz. F_{bk} pri vseh analizah naključne ekscentričnosti oz. premikov masnega središča tvorimo samo še dodatni torzijski moment (odpadejo dodatni preračuni masne (in togostne) matrike in modalne analize ter izračun sile F_b oz. F_{bk}). Tako izvedemo statične analize obtežnih primerov z »dodanim« torzijskim momentom okrog navpične osi v masnem središču vsake etaže. Posamezni obtežni primer je sestavljen iz dodatnih torzijskih momentov M_{ai} po etažah, pri čemer imajo vsi isto predznak oz. usmeritev ter izhajajo iz istega vpliva (potresne sile v X smeri ali sile v Y smeri). Tako sledijo štiri kombinacije, saj moramo za vsako smer upoštevati različni usmeritvi delovanja torzijskih momentov M_{ai} .

V zgoraj omenjeni literaturi [05.2] je opisan še tretji način, kjer vpliv slučajne ekscentričnosti prav tako upoštevamo z dodatnimi torzijskimi momenti, ki pa jih določimo iz rezultatov modalne analize. Čeprav je ta način po navedbah avtorjev v skladu z idejo slučajne ekscentričnosti v EC8, v EC8 ni eksplicitno omenjen.

V.2 Kombinacija potresnega vpliva z drugimi vplivi in izračun mase konstrukcije

Celotna prečna sila F_b , ki predstavlja vpliv potresa na stavbo, in deluje na mestu vpetja konstrukcije, je po enačbi (4.5) linearno odvisna od celotne mase stavbe nad temelji ali nad togo kletjo, saj je enaka produktu mase konstrukcije m ter vrednosti iz spektra odziva $S_d(T_1)$:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (4.5 \text{ EC8})$$

Na prvi pogled večja celotna masa stavbe m tako vodi do večje celotne prečne sile. Vendar večja masa hkrati vodi do večje periode T_1 in kadar velja $T_1 > T_c$ posledično tudi do manjše vrednosti iz spektra odziva $S_d(T_1)$, kar pa zmanjšuje velikost celotne prečne sile F_b . Tako manjša masa (običajno) vodi do večje vrednosti iz spektra odziva.

Zato se pri določevanju projektnega potresnega vpliva pojavi logično vprašanje, kolikšen delež mas, ki izvirajo iz spremenljivih vplivov, je smiselno upoštevati, saj je lahko variacija mas stavbe občutna (npr. obnašanje šolske zgradbe med potresom opoldan bo verjetno drugačno kot med potresom opolnoči, kjer so lahko mase manjše tudi za 30 %).

Standard EC8 zato predpisuje (3.2.4(2)P), da je pri določevanju projektnega potresnega vpliva potrebno upoštevati mase, povezane z vsemi težnostnimi silami, ki se izračunajo s pomočjo naslednje kombinacije vplivov:

$$M \cdot g = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ " + " } \sum_{i \geq 1} \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}, \quad (3.17 \text{ EC8})$$

kjer so:

$G_{k,j}$... karakteristična vrednost stalnega vpliva j ,

$Q_{k,i}$... karakteristična vrednost spremenljivega vpliva i ,

$\psi_{E,i}$... koeficient za kombinacijo za spremenljiv vpliv i .

Koeficienti za kombinacijo $\psi_{E,i}$ za spremenljive vplive upoštevajo verjetnost, da obtežba $Q_{k,i}$ ni prisotna po celotni konstrukciji v času potresa. Ti koeficienti lahko upoštevajo tudi zmanjšano sodelovanje mas pri nihanju konstrukcije zaradi podajne povezave med njimi (in konstrukcijo) (3.2.4(3)).

Koeficient $\Psi_{E,i}$ za kombinacijo za spremenljivi vpliv i se izračuna po izrazu (4.2.4(2)P):

$$\Psi_{E,i} = \varphi \cdot \Psi_{2i}, \quad (4.2 \text{ EC8})$$

kjer sta:

- φ koeficient, vezan na vrsto spremenljivega vpliva, podan v SIST EN 1998-1:2006, preglednica 4.2,
- Ψ_{2i} koeficient ostalih reprezentativnih vrednosti spremenljivih vplivov za stavbe ali druge vrste konstrukcije, ki se upošteva pri navidezno stalni projektni kombinaciji, podan v SIST EN 1990:2004, dodatek A1, preglednica A.1.1.

Slovenska nacionalna dodatka k EN 1998 (A101:2006 in oA101:2009) za koeficient φ definirata vrednosti, enake priporočenim vrednostim (preglednica 4.2):

Preglednica 5.1: Vrednosti koeficienta φ

Vrsta spremenljivega vpliva	Etaža	φ
kategorije A-C*	vrhnja etaža (streha)	1.0
	zasedba nekaterih etaž je povezana	0.8
	etaže so zasedene neodvisno	0.5
kategorije D-F* in arhivi		1.0

*kategorije uporabe so opredeljene v EN 1991-1-1:2002

Največ nejasnosti povzroča jasna opredelitev med klasifikacijama »zasedba nekaterih etaž je povezana« in »etaže so zasedene neodvisno«.

Obtežba snega s_k

Velikost karakteristične obtežbe snega s_k na tleh se izračuna z ustreznim izrazom za posamezno cono (regijo). Vendar je za obtežbo snega na stavbah za članice CEN (razen Finske, Islandije, Norveške, Švedske) za kraje z nadmorsko višino pod 1.000 m vrednost faktorja vpliva koristne obtežbe v stavbah za navidezno stalno vrednost spremenljivega vpliva enaka $\psi_2 = 0.0$.

V Republiki Sloveniji sicer ni krajev s sedeži občin, kjer bi nadmorska višina bila višja od 1.000 m, vendar obstajajo posamezne stavbe na nadmorski višini preko 1.000 m (npr. Dom Petra Skalarja na Kaninu je na višini 2260 m ter Dom Planika pod Triglavom na višini 2.401 m,).

V.3 Metode analize potresnih vplivov (odziva) konstrukcije stavbe

Metode za analizo potresnih vplivov konstrukcij stavb

Obstaja več metod, ki se lahko uporabijo za analizo odziva konstrukcije, izpostavljene potresu. Izbira metode je odvisna od konstrukcije in ciljev analize.

Referenčna metoda za analizo potresnih vplivov mora biti modalna analiza s spektri odziva, ob kateri se uporablja linearno-elastični model konstrukcije in v predpisu podani projektni spekter (4.3.3.1(2)P).

Kadar imamo konstrukcije z več kot eno translacijsko (v posamezni smeri) prostostno stopnjo (etažo), je mogoče izbrati eno od naslednjih linearnih analiz - glede na konstrukcijske značilnosti stavbe (4.3.3.1(3)):

- metodo z vodoravnimi silami (poenostavljena modalna analiza s spektrom odziva), ki se lahko uporabi samo za stavbe, ki ustrezajo pogojem, podanim v predpisu za pravilnost po višini. Metoda s horizontalnimi (bočnimi) silami je poenostavljena (in računsko manj obsežna) različica modalne analize s spektrom odziva. Je statična analiza, ki se lahko uporabi le za konstrukcije, pravilne po višini, za katere se predpostavi, da se bistveno odzovejo zgolj v prvi nihajni obliki. Podobno kot se »enakovredna potresna« sila F uporablja za maso m preproste konzole (kot je pokazano v poglavju 3), je mogoče v večnadstropnih zgradbah določiti niz »etažnih« horizontalnih sil F_i , ki se uporabljajo na vsaki ravnini etaže, ki inducirajo enako deformirano obliko kot potres.
- modalno analizo s spektrom odziva, ki je uporabna za vse vrste stavb. Ta metoda je uporabna za vse vrste stavb, ne glede na to, ali so pravilne po višini ali ne. Tudi ta metoda uporablja statično analizo s horizontalnimi (bočnimi) silami, vendar se (običajno) uporabijo tudi višje nihajne oblike.

V teh dveh linearnih analizah je neelastično obnašanje posredno upoštevano v definiciji projektnega spektra s pomočjo faktorja obnašanja q .

Alternativno se lahko poleg linearnih metod uporabljata tudi naslednji nelinearni metodi (4.3.3.1(4)):

- nelinearna statična potisna ("pushover") analiza. Analiza "pushover" je nelinearna statična analiza, izvedena s konstantno obremenitvijo sil teže in monotono naraščajočo horizontalno obremenitvijo različnih porazdelitev po etažah (saj dejanska porazdelitev ni znana). Uporablja se predvsem za:
 - preverbo ali revidiranje razmerja α_u/α_1 , ki ga potrebujemo za določitev potresnega vpliva,
 - oceno pričakovanih plastičnih mehanizmov in porazdelitve škode,
 - oceno konstrukcijske učinkovitosti obstoječih ali naknadno ojačanih zgradb.
- nelinearna (dinamična) analiza časovnega odziva. Ta analiza je dinamična analiza, izvedena z neposredno numerično integracijo diferencialnih enačb gibanja (pri čemer pa natančni potek spreminjanja obtežbe ni znan).

Uporaba dveh ravninskih (2D) računskih modelov

Linearno-elastično analizo je dovoljeno opraviti z dvema ravninskima modeloma (po enim za vsako izmed glavnih horizontalnih smeri), če so izpolnjena vsa merila za tlorisno pravilnost (4.3.3.1(7)).

Če merila za tlorisno pravilnost niso izpolnjena, se linearno-elastično analiza vseeno lahko izvede z dvema ravninskima modeloma, odvisno od vrednost faktorja pomembnosti γ_I (oziroma posredno od kategorije pomembnosti stavbe). Po nacionalnem dodatku RS je to dovoljeno za stavbe, pri katerih vrednost faktorja pomembnosti γ_I ni večja od 1 (torej v RS za stavbe I in II kategorije pomembnosti). Hkrati morajo biti izpolnjeni dodatni posebni pogoji za (splošno) pravilnost stavb z višino do vključno 10 m (4.3.3.1(8)):

- a) stavba ima dobro porazdeljena in razmeroma toga polnila in predelne stene,
- b) togost stropov v vodoravni ravnini mora biti dovolj velika v primerjavi z vodoravno togostjo vertikalnih konstrukcijskih elementov, tako da se lahko domneva, da se strop obnaša kot toga membrana, kar pomeni, da v posamezni etaži ni velikih razlik med prečnimi pomiki vertikalnih elementov,
- c) centri vodoravnih togosti in mas po etažah so približno v navpični osi, in v dveh horizontalnih smereh izpolnjujejo pogoja $r_x^2 > l_s^2 + e_{ox}^2$ in $r_y^2 > l_s^2 + e_{oy}^2$ (s parametri, znanimi iz 4.2.3.2 (5)).

V stavbah, ki pa izpolnjujejo vse pogoje zgoraj, z izjemo zadnjega, se vseeno tudi lahko izvede linearna-elastična analiza z dvema ravninska modeloma (z enim za vsak glavno horizontalno smer), vendar se v tem primeru vsi učinki potresne dejavnosti, ki izhajajo iz analiz, pomnožijo z 1.25 (4.3.3.1(9)).

Uporaba prostorskega (3D) modela

Prostorski model se sicer lahko uporabi vedno, vendar je zgolj stavbe, ki niso v skladu s prej navedenimi merili za uporabo dveh ravninskih računskih modelov, zahtevano analizirati z uporabo prostorskega modela, (4.3.3.1(10)P).

Kadar se uporablja prostorski model, mora potresni projektni vpliv oz. potresna obtežba delovati v vseh ustreznih vodoravnih smereh (glede na konstrukcijo stavbe) in v smereh pravokotno nanje. Pri stavbah, kjer nosilni elementi potekajo v dveh pravokotnih smereh, sta ti dve smeri tudi ustrezni smeri (pri ostalih stavbah pa je potrebno ti dve smeri šele določiti).

V.4 Metoda z vodoravnimi silami (linearna statična analiza)

Pogoji uporabe

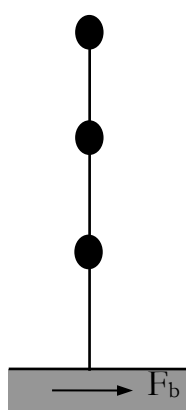
Ta vrsta analize (za 2D ali 3D računski model stavbe) se lahko uporablja za stavbe, katerih prispevki višjih nihajnih oblik v nobeni od glavnih smeri ne vplivajo bistveno na odziv konstrukcije (4.3.3.2.1(1)P). Ker pa metoda z vodoravnimi silami dejansko ne zahteva neposredne uporabe modalne analize, ki bi preko efektivnih modalnih mas edina lahko dala jasen odgovor o velikostih prispevkov posameznih nihajnih oblik, predpis podaja tudi drugačna (alternativna) kriterija za izpolnitev tega pogoja. Tako se smatra, da je zahteva je izpolnjena, če stavba ustreza merilom za pravilnost po višini, hkrati pa ima oba osnovna nihajna časa T_1 v glavnih smereh manjša od naslednjih vrednosti:

$$T_1 \leq \min \begin{cases} 4 \cdot T_C \\ 2.0 \text{ s} \end{cases} \quad (4.4 \text{ EC8})$$

kjer je T_C podatek, ki predstavlja zgornjo mejo nihajnega časa na območju spektra odziva, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost, in je vezan na tip tal. Vrednost je podana v predpisu.

Za stavbe, ki ne izpolnjujejo zgornjih pogojev, se za izračun potresne sile torej mora uporabiti modalna analiza s spektri odziva (4.3.3.3).

Velikost celotne prečne potresne sile



Celotna prečna sila F_b , slika 5.2, ki predstavlja vpliv potresa na stavbo, in deluje na mestu vpetja konstrukcije, se za vsako od obeh glavnih smeri izračuna po enačbi (4.3.3.2.2(1)P):

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda, \quad (4.5 \text{ EC8})$$

Slika 5.2: Celotna prečna sila F_b

kjer so:

$S_d(T_1)$ ordinata v projektnejem spektru pri prvem oz. osnovnem nihajnem času T_1 ,

T_1 osnovni nihajni čas konstrukcije za translacijsko gibanje v obravnavani smeri,

m celotna masa stavbe nad temelji ali nad togo kletjo,

λ korekcijski faktor.

Korekcijski faktor λ upošteva dejstvo, da pri stavbah z najmanj tremi etažami (nekateri avtorji netočno govorijo o treh nadstropjih, kar pomeni štiri etaže) in translacijskimi prostostnimi stopnjami v vsaki izmed obeh vodoravnih smereh učinkovita oz. efektivna modalna masa prve oz. osnovne nihajne oblike v povprečju znaša 85 % skupne mase stavbe (oz. je za 15% manjša od skupne mase stavbe). Faktor λ ima tako vrednost $\lambda = 0.85$, če velja $T_1 \leq 2 \cdot T_C$ in ima stavba več kot dve etaži; v drugih primerih velja $\lambda = 1.0$.

Opomba: pri izračunu sile F_b je potrebno v členu m zajeti še maso sten in stebrov pritličja. Deli potresnega vpliva, ki izvirajo iz teh mas, se sicer ne porazdelijo po višini konstrukcije (saj je njihova ročica enaka nič), vendar, skupaj s prispevkom mase temeljev, vseeno vplivajo na prečno silo F_b za dimenzioniranje temeljev.

Izračun približka nihajnega časa T_1

Nihajni čas T_1 je ključna (dinamična) lastnost oz. podatek za določitev potresnega vpliva, hkrati pa je to vrednost, ki je ni mogoče korektno pridobiti z izključno statično analizo. Za določitev osnovnih nihajnih časov T_1 obeh ravninskih modelov stavbe, standard zato dovoljuje uporabo približnih izrazov na osnovi metod dinamike konstrukcij (npr. z Rayleighovo metodo), seveda pa uporaba kvalitetnejših metod ni izključena (4.3.3.2.2(2)).

Tako so konstrukterju na voljo različne možnosti pri modeliranju konstrukcije in mas, določitvi velikosti nihajnega časa oz. časov, ter modeliranja potresnega vpliva na konstrukcijo.

Za stavbe (z višino do 40 m) se vrednost nihajnega časa T_1 (v s) v skladu s standardom lahko celo približno izračuna z naslednjim empiričnim izrazom (4.3.3.2.2(3)), ki se lahko uporabi zgolj pri analizi z metodo z vodoravnimi silami:

$$T_1 = C_t \cdot H^{\frac{3}{4}} \quad (4.6 \text{ EC8})$$

kjer je H višina stavbe v m, (merjena od vrha temeljev ali od vrha toge kleti), koeficient C_t pa lahko ima naslednje vrednosti:

0.085 za prostorske jeklene momentne okvire,

0.075 za prostorske betonske momentne okvire in za ekscentrično zavarovane jeklene okvire,

0.050 za vse druge objekte.

Glede na to, da je edini merljivi parameter v formuli višina stavbe, vsi ostali geometrijski parametri (dimenzije in število konstrukcijskih elementov, njihove mase) pa so zanemarjeni, hkrati pa se vse mehanske lastnosti (kot npr. modul elastičnosti) zajamejo v enem samem parametru (C_t), je jasno, da so rezultati lahko zelo vprašljivi. Uporaba te enačbe za resno analizo, čeprav se nahaja v predpisu, ni priporočljiva.

Za konstrukcije z betonskimi ali zidanimi stenami je mogoča nekoliko boljša uporaba zgornje enačbe, saj je vrednost koeficienta C_t , ki nastopa v tej enačbi, mogoče alternativno izračunati z izrazom (4.3.3.2.2(4)):

$$C_t = \frac{0.075}{\sqrt{A_c}} \quad (4.7 \text{ EC8})$$

kjer so:

A_c celotna efektivna površina sten v prvi etaži v m^2 , izračunljiva kot:

$$A_c = \sum \left[A_i \cdot \left(0.2 + \frac{l_{wi}}{H} \right)^2 \right] \quad (4.8 \text{ EC8})$$

pri čemer sta A_i efektivni prerez stene i v obravnavani smeri v prvi etaži stavbe v m^2 , l_{wi} pa je dolžina stene i v prvi etaži v smeri, ki je vzporedno s smerjo obtežbe v m (pri čemer l_{wi}/H ne sme presegati vrednosti 0.9).

Standard EC8 podaja še precej bolj kvalitetno alternativo, pri kateri se lahko ocena T_1 (v sekundah) oceni z naslednjim izrazom:

$$T_1 = 2 \cdot \sqrt{d} \quad (4.9 \text{ EC8})$$

kjer je d vodoravni (bočni) elastični premik stavbe na njenem vrhu [m], zaradi sil teže, apliciranih v vodoravni smeri (in ne podajnost). Tako v tem izrazu zajamemo mase in tudi mehansko geometrijske lastnosti (module elastičnosti elementov, prečne prereze elementov ter njihove dolžine, načine izvedbe medsebojnih stikov elementov) konstrukcije, ki se zajamejo togostni matriki konstrukcije. Izraz (4.9 EC8), ki je bistveno bolj inženirski in tudi kvalitetnejši kot izraz (4.6 EC8), izvira iz izraza za prvo periodo sistema z eno prostostno stopnjo.

Opozoriti je potrebno, da obstajajo še splošnejši (in posledično manj kvalitetni) izrazi, ki kot edini parameter upošteva število etaž n stavbe, v sorodnih oblikah: $T_1 = 0.1 \cdot n$, $T_1 = 0.08333 \cdot n$ ter $T_1 = 0.049 \cdot n$.

Pri večetažnih stavbah uporaba enačbe (4.9 EC8) ne daje tako dobrih rezultatov kot za enoetažne stavbe. Kljub temu pa je mogoče vrednosti pomikov vseh etaž, ki so bili izračunane za pridobitev vodoravnega (bočnega) elastičnega premika stavbe na njenem vrhu d , uporabiti za kvalitetnejši izračun približka prvega nihajnega časa.

Ena izmed možnosti je, da v enačbi (4.9 EC8) uporabljeni vektor horizontalnih pomikov $\{u\}$ uporabimo kot (dober) približek prve nihajne oblike v dinamičnem modelu in izračunamo posplošeno togost konstrukcije:

$$k^* = \{\phi_1\}^T \cdot [k_{kon}] \cdot \{\phi_1\} \approx \{u\}^T \cdot [k_{kon}] \cdot \{u\} \quad (5.1)$$

in posplošeno maso konstrukcije

$$M^* = \{\phi_1\}^T \cdot [M_{kon}] \cdot \{\phi_1\} \approx \{u\}^T \cdot [M_{kon}] \cdot \{u\} \quad (5.2)$$

Približek prvega lastnega nihajnega časa je nato:

$$\omega_1 = \sqrt{\frac{k^*}{M^*}} \rightarrow v_1 = \frac{\omega_1}{2 \cdot \pi} \rightarrow T_1 = \frac{1}{v_1} \quad (5.3)$$

V.5 Računski modeli za okvirne konstrukcije stavb

Matematični model okvirnih konstrukcij običajno dobimo z uporabo linijskih elementov, ki je tudi dovolj natančen za linearno elastično analizo. Najkvalitetnejše rezultate zagotovo nudi računski model s končnimi elementi, ki pa je tudi hkrati najzahtevnejši, saj vodi do najobsežnejšega modeliranja konstrukcije (z možnostjo dokaj skritih napak), kot tudi do največjega računskega napora izračuna. Zato so poenostavljeni računski modeli, ki omogočajo izračun (dokaj) kvalitetnih rezultatov z bistveno manj računskega napora, še vedno predmet aktualnih raziskav. Uporabljajo se lahko tako za predhodne analize, kot tudi za končne posredne preverbe rezultatov, (običajno) pridobljenih z metodo končnih elementov.

Taki modeli se delijo glede na vrste nosilnih konstrukcijskih sistemov (in tudi glede na namen uporabe: račun pomikov, račun notranjih sil, račun lastnih frekvenc, inverzno identifikacijo,...). V grobem okvirje ločimo na:

- momentne okvirje (moment (resisting) frames), ki horizontalne sile prenašajo zgolj z upogibom stebrov,
- okvirje s povezji (braced frames),
- okvirje s strižnimi stenami,
- okvirje z zidami polnili.

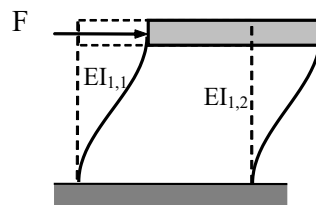
Momentne okvirne konstrukcije in njihovi računski modeli

Enoetažni okvirji

Standardni strižni model

Dokaj dober začetni vpogled v informacije o porazdelitvi prečnih sil in upogibnih momentov v stebrih okvirnih konstrukcij, obremenjenih s horizontalnimi prečnimi silami, nudi strižni model konstrukcije.

Pri analizi s strižnim modelom (slika 5.3) se predpostavi, da so prečke neskončno upogibno toge, vsi elementi (torej stebri in prečke) pa so osno nedeformabilni (s čemer se zanemari tudi vpliv osne sile na togost stebrov).



Slika 5.3: Prečni pomiki strižnega modela okvira

Togost obojestransko vpetega stebra znaša: $k = \frac{12 \cdot EI}{L^3}$, medtem ko se pri enostransko členkasto priključenem stebri togost zmanjša na vrednost $k = \frac{3 \cdot EI}{L^3}$, kjer je L dolžina stebra (za dvostransko členkasto priključenemu stebri je togost enaka 0).

Togost enega okvirja oziroma etaže je tako enaka vsoti togosti vseh stebrov:

$$k_{\text{strižni}} = \sum_{s=1}^{N_s} k_s = \sum_{s=1}^{N_s} \frac{12 \cdot E_s \cdot I_s}{h_s^3} = \frac{12}{h_s^3} \cdot \sum_{s=1}^{N_s} E_s \cdot I_s \quad (5.4)$$

Vsota tako predstavlja enostavno vsoto upogibnih togosti EI (»flexural rigidity«) prerezov stebrov. Model popolnoma zanemarija vpliv nosilcev in plošč (njihovih mehanskih in geometrijskih lastnosti) na zasuke stebrov zgoraj in posledično na podajnost konstrukcije v horizontalni smeri. Kot argument za takšno zanemaritev se običajno navajajo relativno velike dimenzije (in posledično togosti) plošč.

Ta model seveda ni absolutno natančen (konstrukcija je pretoga), njegova »privlačnost« za uporabo pa izhaja iz njegove enostavnosti. Izkaže se namreč, da je zanj mogoče enostavno (t. i. »peš«) izračunati prečne sile in momente v stebrih etaže s pomočjo rezultirajoče prečne sile, ki deluje v posamezni etaži. Prečna sila, ki deluje v posamezni etaži (in je seveda vsota etažnih potresnih sil opazovane etaže in morebitnih višjeležečih etaž), se razdeli po stebrih etaže kar v razmerju njihovih upogibnih togosti (pri čemer oddaljenosti med stebri dejansko niso zanimive, kot tudi ne prečne dimenzije nosilcev med njimi):

$$F_{\text{stebra},i} = F_{\text{etaže}} \cdot \frac{k_{s,i}}{k_{\text{etaže}}} \quad (5.5)$$

Še enostavnejši je izračun stebri pripadajočih upogibnih momentov. Njihova porazdelitev je linearno antimetrična, pri čemer na vrhu in na dnu stebra nastopita absolutno enaki, a po predznaku različni vrednosti (zaradi možnosti, da potres deluje iz ene ali druge smeri, predznak dejansko sploh ni zanimiv). Vrednost momenta je enaka prej izračunani delujoči prečni sili na vrhu stebra, pomnoženi s polovico višine stebra:

$$M_{\text{stebra},i} = F_{\text{stebra},i} \cdot \frac{h_{\text{stebra},i}}{2} \quad (5.6)$$

Ker pa je strižni model zgolj aproksimacija, in so stebri dejansko elastično vpeti in s tem manj togi (na kar vplivajo tudi vse dimenzije nosilcev med njimi), je deformirana linija drugačna, izračunane vrednosti (togosti, prečnih sil in upogibnih momentov) seveda niso popolnoma natančne, nudijo pa dokaj dobre indikativne vrednosti.

Zaradi različnih pogojev vpetja (in posledično različnih zasučnih togosti) lahko tudi stebri enakih dimenzij oz. upogibne togosti EI realne konstrukcije prevzamejo različne prečne sile. Notranji stebri (omejeni z nosilci z leve in desne strani) imajo zasučno togost na koncih večjo kot krajni stebri (ki so omejeni zgolj z nosilci z leve ali desne strani), in so tako izpostavljeni večjim prečnim silam. Podobno velja za upogibne momente, kjer notranji stebri (z večjo zasučno togostjo na koncih) dejansko prevzamejo večje momente kot pa so izračunani s strižnim modelom.

Prednost uporabe strižnega modela je njegova enostavnost za izvedbo analize, slabost pa predstavlja njegova relativna nenatančnost, ki izvira iz prevelike togosti. Prevelika togost vodi do nižje vrednosti nihajnega časa T_1 , kar pa običajno (odvisno od faktorja obnašanja q) vodi do večje vrednosti ordinate v projektnem spektru $S_d(T_1)$, in posledično večjega

potresnega vpliva, kar delno opraviči uporabo tega modela, čeprav se je hkrati potrebno zavedati, da se tak potencialno večji vpliv tudi porazdeli na preveč togo konstrukcijo (in so njegovi učinki zato lahko tudi navidezno manjši).

Zaradi omenjenih slabosti strižnega modela so številni raziskovalci iskali načine, kako togost modela ustrezno modificirati (zmanjšati, predvsem na račun podajnosti prečk) in s tem približati realnosti s kompromisom med enostavnostjo modela na eni strani in kvaliteto rezultatov na drugi strani. Z razvojem in predvsem dostopnostjo računalnikov, ki omogočajo kvalitetno analizo z metodo končnih elementov, se je pomen takih modelov bistveno zmanjšal. Še vedno pa lahko predstavljajo koristno in uporabno orodje, tako v preliminarnih analizah, kot tudi kot enostavna alternativa, s katero se pridobijo rezultati, ki služijo za primerjavo z rezultati, dobljenimi s kvalitetnejšim modelom s končnimi elementi (s čimer se posredno preveri ustreznost opisa konstrukcije v kvalitetnejšem modelu, ki pa je, predvsem zaradi množice vhodnih podatkov, tudi predvsem manj pregleden).

Modificirani strižni model - uporaba redukcijskega faktorja za etažo po Fajfarju

Da bi se dosegel boljši kompromis med enostavnostjo modela in kvaliteto rezultatov, se lahko togost strižnega modela približa realni s pomočjo zmanjšanja (redukcije) preko redukcijskega faktorja.

Direktni izraz za togost etaže, kot je podan v knjigi Petra Fajfara [05.3], je (v enačbi (8.22) nastopa h_s^2 , ker ta togost nastopa v diferencialni enačbi, ki velja za strižni nosilec):

$$k = \sum_{s=1}^{N_s} \frac{12 \cdot E_s \cdot I_s}{h_s^3 \cdot \left(1 + \frac{\sum_{s=1}^{N_s} \frac{E_s \cdot I_s}{h_s}}{\sum_{n=1}^{N_n} \frac{E_n \cdot I_n}{L_n}} \right)} \quad (5.7)$$

kjer so:

- E_s, E_n modula elastičnosti stebrov in nosilcev oz. prečk etaže,
- I_s, I_n vztrajnostna momente prerezov stebrov in nosilcev etaže,
- h_s višina stebrov etaže,
- L_n dolžina posameznih prečk etaže.

Ker je realna togost manjša od togosti strižnega modela, je jasno, da mora biti izraz v oklepaju večji od 1. Ulomek v oklepaju imenovalca predstavlja vsoto upogibnih togosti stebrov (»flexural stiffness«), ulomljeno z vsoto upogibnih togosti nosilcev oz. prečk. Ker so vse upogibne togosti in tudi dolžine pozitivne vrednosti, je izraz v oklepaju imenovalca tako res večji od 1, in je očitno, da bo tako izračunana togost manjša od togosti, dobljene s strižnim modelom.

Po navedbi v referenci daje postopek zadovoljive rezultate samo, kadar togosti prečk niso

bistveno manjše od togosti stebrov (kar pomeni $\frac{\sum_{s=1}^{N_s} \frac{E_s \cdot I_s}{h_s}}{\sum_{n=1}^{N_n} \frac{E_n \cdot I_n}{L_n}} > 1$).

Izraz lahko zapišemo tudi splošneje kot:

$$k = \frac{\sum_{n=1}^{N_n} \frac{E_n \cdot I_n}{L_n}}{\sum_{n=1}^{N_n} \frac{E_n \cdot I_n}{L_n} + \sum_{s=1}^{N_s} \frac{E_s \cdot I_s}{h_s}} \cdot 12 \cdot \sum_{s=1}^{N_s} \frac{E_s \cdot I_s}{h_s^3} \quad (5.8)$$

Ker vsota $12 \cdot \sum_{s=1}^{N_s} \frac{E_s \cdot I_s}{h_s^3}$ predstavlja vsoto togosti stebrov etaže strižnega modela $k_{\text{strižni}}$, izraz zapišemo s pomočjo redukcijskega faktorja RF_F kot:

$$k = \text{RF}_F \cdot k_{\text{strižni}}$$

kjer velja:

$$\text{RF}_F = \frac{\sum_{n=1}^{N_n} \frac{E_n \cdot I_n}{L_n}}{\sum_{n=1}^{N_n} \frac{E_n \cdot I_n}{L_n} + \sum_{s=1}^{N_s} \frac{E_s \cdot I_s}{h_s}} \quad (5.9)$$

Dobljena oblika omogoča sistematičnejši prikaz vpliva redukcije ter lažjo primerjavo s podobnimi izrazi, ki so podani v nadaljevanju. En sam redukcijski faktor RF_F (ki v referenci ni tako imenovan) zajame vse stebre etaže, in predstavlja empirično enačbo, veljavno za obojestransko elastično polnovpete stebre.

Izraz v števcu redukcijskega faktorja RF_F (ki se hkrati pojavi tudi kot prvi izraz v imenovalcu) predstavlja vsoto razmerij med upogibnimi togostmi (angl. »flexural rigidity«) posameznih nosilcev etaže (torej nad stebri etaže) z njihovimi dolžinami (angl. »flexural stiffness«). Drugi izraz v imenovalcu podobno predstavlja vsoto razmerij med upogibnimi togostmi posameznih stebrov etaže z njihovimi dolžinami. Vpliva stebrov nad opazovano etažo redukcijski faktor ne zajame. Iz izraza za RF_F sledi, da je vedno manjši od 1.

Slabost pristopa je, da redukcijski faktor upošteva zgolj vpliv nosilcev oz. gred nad opazovanimi stebri, saj je jasno, da pri večetažnih stavbah na zasučno togost stebrov vplivajo tudi nosilci v višini spodnjih vozlišč stebrov.

Modificirani strižni model - uporaba originalnega Buchholdtovega redukcijskega faktorja za etažo

Redukcijski faktor za etažo kot celoto lahko izračunamo tudi z (podobno) zvezo, kot jo je podal Buchholdt [05.4]:

$$RF_e = \frac{\sum_{n=1}^{N_n} \frac{E_n \cdot I_n}{L_n}}{\sum_{n=1}^{N_n} \frac{E_n \cdot I_n}{L_n} + \frac{1}{2} \cdot \sum_{s=1}^{N_s} \frac{E_s \cdot I_s}{h_s}} < 1 \quad (5.10)$$

Zaradi člena $\frac{1}{2}$ v imenovalcu, vodi ta faktor do nekoliko večjih vrednosti kot redukcijski faktor po Fajfarju. Če je modul elastičnosti enak za vse konstrukcijske elemente (stebre in nosilce), ga je mogoče v izračunu tudi izpustiti, kar nekoliko poenostavi izračun:

$$RF_e = \frac{\sum_{n=1}^{N_n} \frac{I_n}{L_n}}{\sum_{n=1}^{N_n} \frac{I_n}{L_n} + \frac{1}{2} \cdot \sum_{s=1}^{N_s} \frac{I_s}{h_s}} < 1 \quad (5.11)$$

Modificirani strižni model - uporaba modificiranega Buchholdtovega RF za stebre

Originalni redukcijski faktor RF_e se uporablja za vse stebre posamezne etaže, kar pa ne ustreza realni situaciji, saj je očitno, da so krajni stebri podajnejši (ker njihov zasuk ovira zgolj en nosilec). zato se individualni redukcijski faktor za posamezni steber izračuna z empirično zvezo (Skrinar [05.5]):

$$RF_s = \frac{\sum_{n=1}^{N_n} \frac{E_n \cdot I_n}{L_n}}{\sum_{n=1}^{N_n} \frac{E_n \cdot I_n}{L_n} + \frac{1}{2} \cdot \frac{E_s \cdot I_s}{h_s}} < 1 \quad (5.12)$$

V primerih, ko sta modula elastičnosti prečke in stebrov enaka, se izraz poenostavi v obliko:

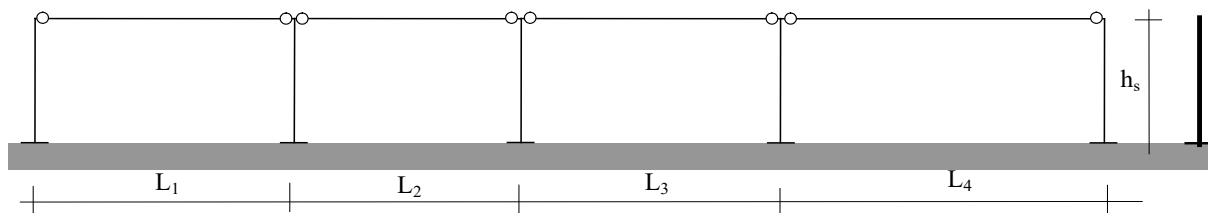
$$RF_s = \frac{\sum_{n=1}^{N_n} \frac{I_n}{L_n}}{\sum_{n=1}^{N_n} \frac{I_n}{L_n} + \frac{1}{2} \cdot \frac{I_s}{h_s}} < 1 \quad (5.13)$$

Koeficient N_n tako sedaj predstavlja število nosilcev (eden za krajna stebra oz. dva za notranje stebre), ki se priključujejo v zgornje vozlišče posameznega stebra.

Slabost pristopa, ki je že znana od prej, da upošteva zgolj vpliv nosilcev oz. gred nad opazovanimi stebri.

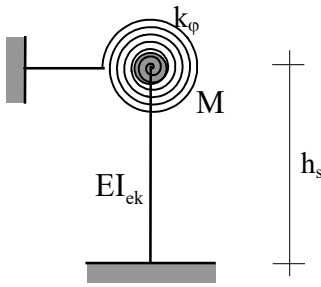
Model ekvivalentne (nadomestne) konzole

Medtem ko uporaba redukcijskega faktorja zmanjšuje togost navadnega strižnega modela, ki v osnovi upošteva preveliko upogibno trdnost, model ekvivalentne konzole izhaja iz nasprotnega principa. V modelu stebre najprej povežemo s členkasto priključenimi nosilci (slika 5.4) v (ekstremno preveč podajni) nadomestni prosti konzolni steber.



Slika 5.4: Stebri povezani s členkasto priključenimi nosilci

Togosti prečk oz. nosilcev, ki vplivajo na zasuk takega stebra in s tem na njegovo togost, so v modelu nato dodane preko rotacijske vzmeti, postavljene na prostem koncu.



Računski model (slika 5.5) tako predstavlja konzolo, kjer se zgolj zasuk, ne pa tudi prečni pomik, prostega. oz. nevpetega konca v računskem modelu omeji z rotacijsko vzmetjo s togostjo k_φ . Ker zasuk na realni konstrukciji ovirajo nosilci, je togost k_φ odvisna od upogibnih togosti in dolžin nosilcev.

Slika 5.5: Računski model

Masa celotne etaže M se nahaja v koncentrirani obliki (tako kot pri ostalih modelih) v vozlišču na koncu konzole.

Upogibna togost nadomestne konzole se izračuna s pomočjo upogibnih togosti (angl. »flexural rigidity«) stebrov etaže, ki se preprosto seštejejo:

$$EI_{ek} = \sum_{s=1}^{N_s} E_s \cdot I_s \quad (5.14)$$

Togost rotacijske vzmeti k_φ se izračuna s pomočjo upogibnih togosti (angl. »flexural stiffness«) nosilcev kot:

$$k_\varphi = 12 \cdot \sum_{n=1}^{N_n} \frac{E_n \cdot I_n}{L_n} \quad (5.15)$$

Togost take konzolne konstrukcije v horizontalni smeri je mogoče pridobiti s pomočjo togostne matrike celotne konstrukcije s končnimi elementi. Ker se obravnava zgolj prečno nihanje (stebri so obravnavani kot osnodedeformabilni), je lokalna togostna matrika (končnega) elementa reda 4*4 (prvo vozlišče končnega elementa je npr. spodnje, vpeto vozlišče):

$$[K_{el}] = \begin{bmatrix} \frac{12 \cdot EI_{ek}}{h_s^3} & \frac{6 \cdot EI_{ek}}{h_s^2} & -\frac{12 \cdot EI_{ek}}{h_s^3} & \frac{6 \cdot EI_{ek}}{h_s^2} \\ \frac{6 \cdot EI_{ek}}{h_s^2} & 4 \cdot EI_{ek} & -\frac{6 \cdot EI_{ek}}{h_s^2} & 2 \cdot EI_{ek} \\ -\frac{12 \cdot EI_{ek}}{h_s^3} & -\frac{6 \cdot EI_{ek}}{h_s^2} & \frac{12 \cdot EI_{ek}}{h_s^3} & -\frac{6 \cdot EI_{ek}}{h_s^2} \\ \frac{6 \cdot EI_{ek}}{h_s^2} & 2 \cdot EI_{ek} & -\frac{6 \cdot EI_{ek}}{h_s^2} & 4 \cdot EI_{ek} + k_\varphi \end{bmatrix}$$

Zadnjemu členu, ki pripada zasuku zgornjega vozlišča stebra, je prišteta še togost rotacijske vzmeti k_φ , ki tako v tem vozlišču povečuje zasučno togost. Za enoetažne konstrukcije, kjer je spodnje vozlišče polno vpeto, sta pomika obeh prostostnih stopenj oz. pomik u_1 ter zasuk φ_1 enaka nič, in se 1. in 2. vrstica ter 1. in 2. stolpec črtata. Tako sledi togostna matrika ekvivalentne (nadomestne) konzole:

$$[k] = \begin{bmatrix} \frac{12 \cdot EI_{ek}}{h_s^3} & -\frac{6 \cdot EI_{ek}}{h_s^2} \\ -\frac{6 \cdot EI_{ek}}{h_s^2} & \frac{4 \cdot EI_{ek}}{h_s} + k_\varphi \end{bmatrix}$$

Togostna matrika se nato v postopku kondenzacije razdeli na bistvene in nebistvene člene matrike, ki pripadajo bistvenim (prečni pomik gornjega vozlišča, iz katerega je mogoče dobiti togost) in nebistvenim prostostnim stopnjam (zasuk zgornjega vozlišča):

$$[k] = \begin{bmatrix} \frac{12 \cdot EI_{ek}}{h_s^3} & -\frac{6 \cdot EI_{ek}}{h_s^2} \\ -\frac{6 \cdot EI_{ek}}{h_s^2} & \frac{4 \cdot EI_{ek}}{h_s} + k_\varphi \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} [k_{bb}] & [k_{bn}] \\ [k_{nb}] & [k_{nn}] \end{bmatrix}$$

Nato se izračuna kondenzirana togostna matrika konstrukcije (v primeru enoetažne konstrukcije so (pod)matrike seveda kar navadni skalarji), ki predstavlja togost ekvivalentne konzole, in dobi obliko:

$$k_{ek} = [k_c] = [k_{bb}] - [k_{bn}] \cdot [k_{nn}]^{-1} \cdot [k_{nb}] = \left[\frac{12 \cdot EI_{ek}}{h_s^3} \cdot \frac{EI_{ek} + h_s \cdot k_\varphi}{4 \cdot EI_{ek} + h_s \cdot k_\varphi} \right]$$

Iz dobljenega izraza vidimo, da lahko izraz v »duhu« redukcijskih faktorjev zapišemo v obliki:

$$k_c = k_{ek} = \frac{EI_{ek} + h_s \cdot k_\varphi}{4 \cdot EI_{ek} + h_s \cdot k_\varphi} \cdot \frac{12 \cdot EI_{ek}}{h_s^3} = RF_{MEK} \cdot k_{strižni}$$

kjer je »redukcijski faktor« modela ekvivalentne konzole enak:

$$RF_{MEK} = \frac{EI_{ek} + h_s \cdot k_\varphi}{4 \cdot EI_{ek} + h_s \cdot k_\varphi} < 1 \quad (5.16)$$

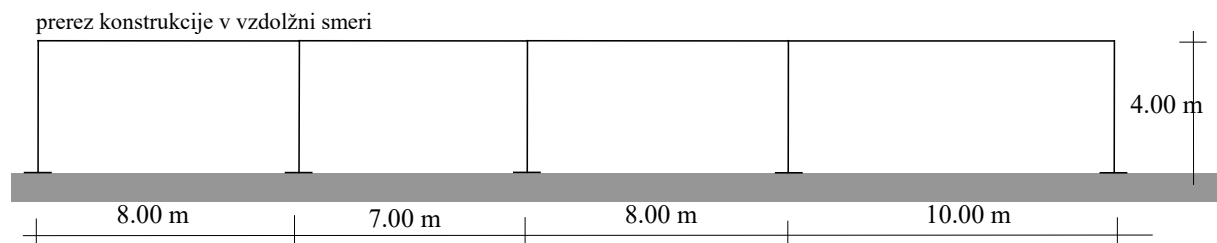
Kondenziranje togostne matrike ni edini način za pridobitev togosti konstrukcije.

Deformacijska metoda (metoda pomikov)

Deformacijska metoda, v angleški literaturi imenovana tudi metoda pomikov (angl. »displacement method«), verjetno predstavlja optimalno izbiro za izračun togosti etaže, v kateri so stebri enakih dolžin. Ob enaki kvaliteti rezultatov (v primeru dovolj osnotogih nosilcev) namreč potrebuje manj računskega napora kot metoda končnih elementov, saj zahteva reševanje manjšega števila enačb. Prednost računskega modela s končnimi elementi ostaja zmožnost dejanske porazdelitve etažne potresne sile po stebrih etaže (pri deformacijski metodi lahko to silo razdelimo zgolj na osnovi razmerij upogibnih togosti stebrov).

Ločimo točno metodo pomikov, kjer v vsakem vozlišču uporabljamo enake prostostne stopnje kot pri metodi končnih elementov (in s tem povečamo število neznank), ter inženirsko metodo (približno metodo pomikov), kjer je število neznank zmanjšano zaradi zanemaritve vzdolžne deformacije ravnih grednih elementov.

Metoda je primerna za konstrukcije, v kateri prevladujejo deformacije zaradi upogiba (momentni okvirji).



Slika 5.6: Enoetažna okvirna konstrukcija

Za konstrukcijo na sliki 5.6 je potrebno za določitev horizontalne togosti rešiti:

$4 * 3 = 12$ enačb pri uporabi metode sil

$5 * 3 = 15$ enačb pri uporabi metode končnih elementov (oz. $5 * 2 = 10$ pri zanemaritvi vertikalnih pomikov)

$5 + 1 = 6$ enačb pri uporabi inženirske deformacijske metode.

Upoštevanje zavetrovanj v modelu

Prečnim togostim vertikalnih elementom moramo dodati še horizontalne komponente osne togosti morebitnih centričnih povezij. Ker gre običajno za vitke elemente, predpostavimo da v tlačnih palicah pride do uklona okoli šibke osi, zato tlačni konstrukcijski elementi ne prispevajo k skupni togosti konstrukcije.

Togost takega elementa, ki jo prištejemo k horizontalni togosti stebrov, znaša:

$$k_{d,h} = \frac{E \cdot A}{L} \cdot \cos^2 \alpha \quad (5.17)$$

kjer je α kot, ki ga diagonala oklepa s horizontalo.

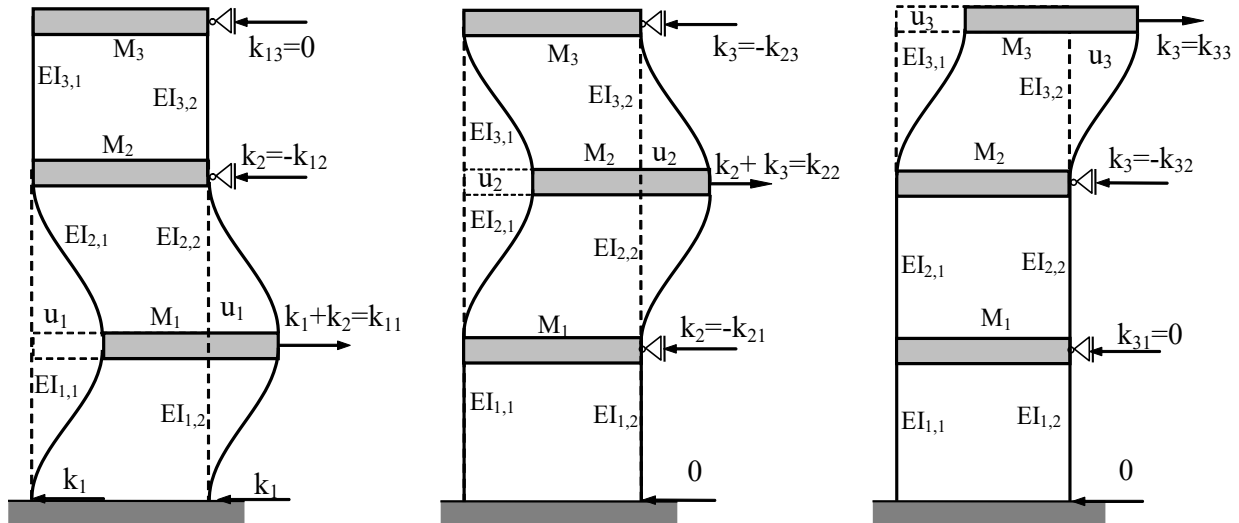
Večetažni okviri

Večetažne konstrukcije moramo opisati z večjim številom prostostnih stopenj (pri čemer potrebujemo vsaj eno translacijsko prostostno stopnjo na etažo). Togostna matrika konstrukcije ima v splošnem »polno« obliko:

$$[k_{kon}] = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} & k_{14} & & k_{1n} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} & k_{24} & & k_{2n} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} & k_{34} & & \\ k_{41} & k_{42} & k_{43} & k_{44} & & \\ & & & & \dots & k_{n-1n} \\ k_{n1} & k_{n2} & & & k_{nn-1} & k_{nn} \end{bmatrix}$$

Podajnostno matriko konstrukcije lahko izračunamo s pomočjo inverzije togostne matrike, ne glede na njeno obliko (tridiagonalna ali polna) in izvor (strižni model, MKE,...).

Izvirni strižni model, kot tudi nekateri prej opisani modeli, ki modelirajo togosti etaž na osnovi modificiranega strižnega modela (npr. z redukcijskim faktorjem), pa omogočajo enostaven direktni zapis togostne matrike konstrukcije po definiciji, če kot prostostne stopnje izberemo zgolj horizontalne pomike etaž (in zanemarimo vozliščne zasuke etaž). Sile v podporah posameznih etažah zaradi enotskih pomikov različnih etaž so shematično prikazane na sliki 5.7.

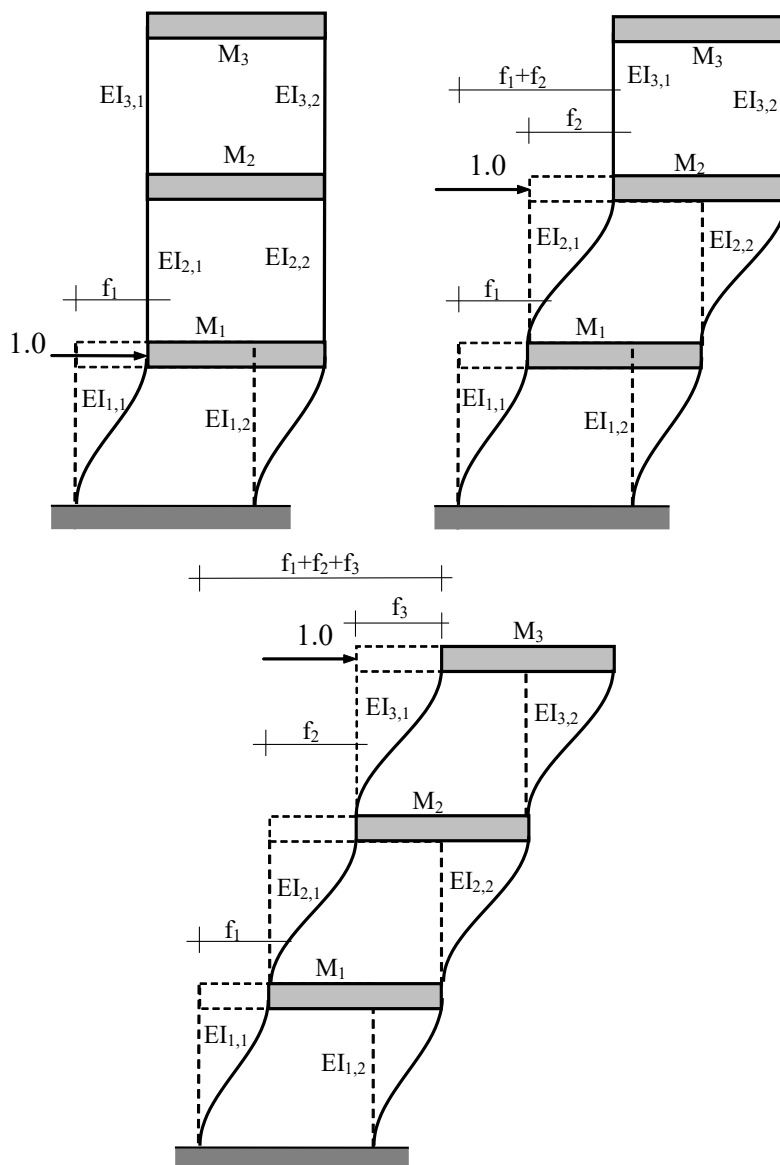


Slika 5.7: Sile v posameznih etažah zaradi enotskih pomikov etaže

Iz slike 5.7 je razvidno, da tako togostna matrika konstrukcija dobi t.i. tridiagonalno obliko, kar omogoča določene računске prednosti:

$$[k_{kon}] = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 & 0 & & \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 & 0 & & \\ 0 & -k_3 & k_3 + k_4 & -k_4 & & \\ 0 & 0 & -k_4 & k_4 + k_5 & & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & -k_n \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -k_n & k_n \end{bmatrix}$$

Za take modele konstrukcij je po definiciji mogoče direktno in enostavno zapisati tudi podajnostno matriko. Členi podajnostne matrike so tudi enostavno predstavljeni, slika 5.8.



Slika 5.8: Predstavitve členov podajnostne matrike

Podajnostna matrika ima, navkljub tridiagonalni obliki togostne matrike, sicer »polno« obliko, vendar je medsebojno različnih zgolj n členov:

$$[d_{\text{kon}}] = \begin{bmatrix} \bar{f}_1 & \bar{f}_1 & \bar{f}_1 & \bar{f}_1 & \cdot & \cdot \\ \bar{f}_1 & \bar{f}_2 & \bar{f}_2 & \bar{f}_2 & \cdot & \cdot \\ \bar{f}_1 & \bar{f}_2 & \bar{f}_3 & \bar{f}_3 & \cdot & \cdot \\ \bar{f}_1 & \bar{f}_2 & \bar{f}_3 & \bar{f}_4 & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \dots & \bar{f}_{n-1} & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \bar{f}_{n-1} & \bar{f}_n & \cdot \end{bmatrix}$$

kjer so:

$$f_i = \frac{1}{k_i} \quad i = 1, 2, \dots, n$$

ter

$$\bar{f}_2 = f_1 + f_2 \quad \bar{f}_3 = f_1 + f_2 + f_3 = \bar{f}_2 + f_3 \quad \dots$$

oziroma splošno

$$\bar{f}_i = \bar{f}_{i-1} + f_i = \sum_{j=1}^i f_j \quad i = 2, \dots, n$$

Masna matrika konstrukcije ima diagonalno obliko, kjer na diagonalni nastopajo mase posameznih etaž:

$$[M_{\text{kon}}] = \begin{bmatrix} M_1 & 0 & 0 & 0 & & \\ 0 & M_2 & 0 & 0 & & \\ 0 & 0 & M_3 & 0 & & \\ 0 & 0 & 0 & M_4 & & \\ 0 & 0 & 0 & & \dots & 0 \\ 0 & 0 & 0 & & 0 & M_n \end{bmatrix}$$

Takšni obliki matrik omogočita relativno enostaven izračun ne samo prve, temveč tudi višjih frekvenc oz. pripadajočih nihajnih časov ter nihajnih oblik.

Znano je, da osnovni strižni model vodi do preveč togega računskega modela konstrukcije. Spoznali smo že nekaj redukcijskih faktorjev, ki predstavljajo empirične izraze, s katerimi reduciramo prevelike togosti, ki sledijo iz strižnega modela, hkrati pa ohranjajo njegovo poglavitno prednost: enostavno tvorbo tridiagonalne oblike togostne matrike.

Poleg že predstavljenih redukcijskih faktorjev pa obstajajo še drugi pristopi, ki so namenjeni enostavnemu modeliranju z realnejšim modelom.

Izračun togosti stebra po Blume-u

Blume s sodelavci je leta 1961 [05.6] predstavil izraz za togost AB stebra (togost etaže je preprosta vsota togosti stebrov), kjer izraz v oklepaju seveda predstavlja redukcijski faktor:

$$k_{s,\text{Blume}} = \left(1 - \frac{k_s}{\Sigma k_z} - \frac{k_s}{\Sigma k_s} \right) \cdot \frac{12 \cdot E_s \cdot I_s}{h_s^3} \quad (5.18)$$

kjer so:

k_s upogibna togost (»flexural stiffness«) obravnavanega stebra ($k_s = \frac{E_s \cdot I_s}{h_s}$), Σk_z vsota upogibnih togosti (»flexural stiffnesses«) elementov, ki so priključeni v zgornje vozlišče stebra, medtem ko Σk_s predstavlja vsoto upogibnih togosti (»flexural stiffnesses«) elementov, ki so priključeni v spodnje vozlišče stebra. Togost etaže se izračuna kot vsota togosti posameznih stebrov.

Izraz se je direktno uporabljal za vse etaže, razen prve in zadnje; za prvo in zadnjo etažo pa so avtorji podali tabele za uporabo.

Prednost tega modela v primerjavi s prej predstavljenimi redukcijskimi faktorji (Fajfar, Bucholdt, Skrinar) je v temu, da zajame tudi podajnost spodnjega vozlišča.

Če v izrazu upoštevamo nezasučnost stebrov v spodnjem vozlišču, sledi izraz (ki ni v skladu z osnovnim modelom po Blumu, saj je le-ta podal poseben izraz za pritlično etažo):

$$k_{s,Blume} = \left(1 - \frac{k_s}{\Sigma k_z}\right) \cdot \frac{12 \cdot E_s \cdot I_s}{h_s^3} = \left(\frac{\Sigma k_z - k_s}{\Sigma k_z}\right) \cdot \frac{12 \cdot E_s \cdot I_s}{h_s^3} \quad (5.19)$$

Izračun togosti stebra po Mutu

Muto je leta 1974 [05.7] predstavil izraz za togost stebra (togost etaže je preprosta vsota togosti stebrov):

$$k_{s,Muto} = \left(\frac{\Sigma k_{gz} + \Sigma k_{gs}}{4 \cdot k_s + \Sigma k_{gz} + \Sigma k_{gs}}\right) \cdot \frac{12 \cdot E_s \cdot I_s}{h_s^3} \quad (5.20)$$

Izraz v oklepaju seveda predstavlja redukcijski faktor in v njemu so: k_s upogibna togost (angleško »flexural stiffness«) obravnavanega stebra ($k_s = \frac{E_s \cdot I_s}{h_s}$), Σk_{gz} vsota upogibnih togosti (»flexural stiffnesses«) nosilcev (»girder«), priključenih v zgornje vozlišče stebra, medtem ko Σk_{gs} predstavlja vsoto upogibnih togosti (»flexural stiffnesses«) nosilcev, ki sta priključena v spodnje vozlišče stebra. Togost etaže nato izračunamo kot vsoto togosti posameznih stebrov.

Izračun togosti etaže po Shultzu

Arturo E. Schultz [05.8] je objavil prispevek, v katerem je povzel nekaj izrazov, ki so jih predstavili drugi avtorji (Blume, Muto) ter predstavil nekaj svojih izrazov za stebre (ločena izraza za togosti notranjega in zunanjega stebra) kot tudi etaže. Omeniti je potrebno, da je za togost vseh stebrov etaže predlagal izraz, ki v primeru, ko nosilce pod stebri smatramo kot neskočno toge, preide v prej predstavljeni Buchholdtov redukcijski faktor.

Na osnovi večjega števila opazovanih primerov konstrukcij je Schultz podal tudi posebne korekcijske faktorje za prvo, drugo in zadnjo etažo.

Izračun togosti etaže z enačbami, ki sta jih podala Caterino & Cosenza

Caterino in Cosenza sta podala svoje izraze [05.9], kjer se togost etaže ponovno izračuna kot vsota bočnih (upogibnih) togosti posameznih stebrov, pri čemer se togost posameznega stebra reducira s koeficientom α , ki učinkuje kot redukcijski faktor, ki pa ni eksplicitno omenjen. Njegova vrednost je seveda odvisna od stopnje omejitve zasuka na koncih stebra. Izraze sta izpeljala s pomočjo modela podkonstrukcije oz. »podokvirja«, ki ne zajema višin etaže, temveč lokaciji točk kontrafleksije (spremembe predznaka diagrama momentov) na njih. Za točki kontrafleksije na stebrih sta avtorja privzela lokacije na osnovi tabel, ki jih je podal Muto; v teh razpredelnih je točka kontrafleksije podana z razdaljo, merjeno od dna stebra.

Izračun togosti etaže z enačbami Mazzolanija & Pilusa za analizo vpliva spoja jeklenih stavb

Mazzolani in Piluso v svoji knjigi [05.10] izhajata iz poenostavljenega modela stebra. Model je nadgradnja modela, ki ga uporabljata Caterino & Cosenza, in je zasnovan za modeliranje »poltogih« (semirigid) okvirjev, s katerimi se želi v računskem modelu zajeti vpliv spoja (stika) med stebrom in nosilcem jeklenih stavb. Zaradi tega tudi nastopajo rotacijske vzmeti na mestih priključitve nosilcev na steber.

Deformacijska metoda za večetažne stavbe

Tudi pri večetažnih stavbah deformacijska metoda verjetno predstavlja optimalno izbiro (tako po kvaliteti rezultatov, kot tudi po kriteriju obsega računskega napora) za izračun togosti/togostne matrike konstrukcije, če so v vsaki etaži stebri enakih dolžin, saj potrebuje manj računskega napora ob enaki kvaliteti rezultatov za togosti kot metoda končnih elementov.

Model ekvivalentne konzole za večetažne stavbe

Prej predstavljeni model ekvivalentne konzole za enoetažne stavbe je mogoče uporabiti tudi pri večetažnih stavbah. Nadomestnemu konzolnemu stebri se tako v višini etaž dodajajo rotacijske vzmeti, ki v analizo vpeljujejo togosti prečk oz. nosilcev.

Slabost tega pristopa se pokaže pri zapisu enačb takega računskega modela, ki predstavlja statično nedoločeno konstrukcijo, saj je najpriročneje uporabiti metodo končnih elementov, kar pomeni, da je za modeliranje približnega modela potrebno uporabiti kvalitetno metodo (s katero se, resda z uporabo več prostostnih stopenj in posledično več računskega napora, lahko modelira tudi natančnejši model stavbe).

Pregled nekaterih drugih računskih modelov iz literature

Modeliranje sten z okvirji s pomočjo »etažnih« končnih elementov

Za konstrukcije, sestavljene iz okvirjev in strižnih sten, so Wang, Fang in Wang [05.11] predstavili etažni končni element, s katerim se zajamejo togosti vseh elementov etaže. Togostno matriko etažnega končnega elementa sestavljata dve matriki. Prva zajame prispevek stene, ki je modelirana kot upogibna konzola in členi te matrike so enaki členom klasične togostne matrike za nosilec, druga matrika pa zajame okvir, ki je predstavljen s strižno konzolo (njegova togostna matrika je v članku zapisana napačno).

Kontinuirni modeli stavbe

Osnovna ideja je modeliranje stavbe, katere nosilni sistem je sestavljen iz strižnih sten in okvirjev, kot kontinuirnega nosilca [05.12]. Kadar je konstrukcija izpostavljena horizontalnim vplivom je obnašanje zidov kombinacija Bernoulli-Eulerjevega in Timoshenkovega nosilca in za tako konstrukcijo je mogoče zapisati in rešavati pripadajočo diferencialno enačbo četrtega reda.

V.6 Okviri z zidanimi polnili

V.6.1 Splošno o zidanih polnilih v okvirnih konstrukcijah

V matematičnih oz. računskih modelih se običajno upošteva zgolj glavna nosilna konstrukcija (po Tomaževiču [05.13] imenovana tudi »gola okvirna konstrukcija«), medtem ko se prispevki takoimenovanih nekonstruktivnih elementov k togosti zanemarijo. Vendar so pregledi zgradb po potresih, kot tudi eksperimentalne študije, jasno pokazali, da nekateri nekonstruktivni elementi, še posebej zidna polnila, ki niso dilatirana od glavne nosilne konstrukcije, bistveno vplivajo na karakteristike konstrukcije, in s tem tudi na njeno obnašanje med potresom. Zaradi tega jih je potrebno čim bolj vključiti v računski model konstrukcije.

V okvirnih konstrukcijah je vloga polnila pri prenašanju vertikalne težnostne obtežbe običajno praktično nična, saj polnilo ne prispeva k nosilnosti glavne konstrukcije, ampak preko mase oz. teže celo k obremenitvi konstrukcije. Tako se polnilo smatra kot tipični sekundarni nenosilni element. V primeru potresa, ki deluje horizontalno, pa se vloga polnil spremeni, saj zidano polnilo lahko postane pomemben del nosilne konstrukcije. Velikost oz. delež potresne sile, ki jo prevzame polnilo, je, poleg mehanskih in geometrijskih lastnosti, zelo odvisen tudi od tega, kako je zidno polnilo mehansko povezano z glavno nosilno konstrukcijo.

Razumevanje in ocenjevanje potresnega obnašanje AB okvirov z zidanimi polnili predstavlja zahteven inženirski problem. Če so zidana polnila s konstrukcijskimi detajli ločena oz. dilatirana od nosilnega sistema tako, da njegovega nihanja ne ovirajo, se smatrajo kot čisti sekundarni nekonstrukcijski elementi, kar pomeni, da njihove togosti ni potrebno upoštevati.

Kadar pa se zidana polnila praviloma bolj ali manj tesno stikujejo z glavno AB ali jekleno konstrukcijo, imajo pomemben vpliv na potresni odziv konstrukcije, saj omejujejo ali celo preprečujejo (odvisno od njegove velikosti) njeno prosto nihanje. Posledično se spremenijo dinamične lastnosti stavb: poveča se togost konstrukcije, zmanjšajo se nihajni časi in spremeni se velikost potresnih sil (lahko se povečajo ali pa, redkeje, zmanjšajo). Kljub temu se od polnil pričakuje, da bodo prenesla potresni vpliv brez porušitve, a s poškodbami. Zaradi njihove povezanosti z glavnim nosilnim sistemom na stičnih mestih med obema sistemoma (okvirom in polnilom) nastanejo interakcijske sile, ki vplivajo na oba nosilna sistema (polnilo in okvir), kar posledično pomeni, da se mehanizem obnašanja glavne nosilne konstrukcije bistveno spremeni. Pri tem pomembno vlogo igra višina polnila.

Interakcijske sile, ki nastanejo na stičnih površinah med zidanimi polnili in okvirno konstrukcijo, lahko namreč povzročijo nepričakovano obnašanje konstrukcije ali pa hude poškodbe posameznih konstrukcijskih elementov (kar lahko vodi do delne porušitve dela konstrukcije ali pa do cele konstrukcije). Takšne neugodne posledice nastopijo takrat, ko je višina polnila manjša od svetle dolžine stebrov okvirne konstrukcije, saj takrat polnilo le deloma ovira deformacije stebrov, hkrati pa na neugodnem mestu vpliva na steber. V takih prerezi nastopijo velike strižne (prečne) sile, in taki elementi se lahko močno poškodujejo, če niso dovolj armirani s prečno oz. stremensko armaturo za prevzem prečnih sil. Vendar se je pri tem potrebno tudi zavedati vse kompleksnosti problema, saj zgolj povečanje prečne armature vseeno ne zagotavlja prepričljive odpovedi stebrov, ker lahko nastopi prekoračitev nosilnosti »tlačenih betonskih palic« oz. zdrobitev betona v stebrih.

Če pa se konstrukcijski detajli izvedejo ustrezno (učinkovito sidranje v elemente glavnega nosilnega sistema ter povečanje duktilnost zidnih polnil), so učinki tega ugodni: bistveno se izboljšata tako potresna odpornost glavne okvirne konstrukcije, kot tudi sposobnost sipanja energije konstrukcije med potresom (preko relativno ugodnih poškodb zidnih polnil).

Taher in Afefy [05.14] sta prikazala vpliv višine zidanega polnila na etažne pomike. Razvidno je, da vpliv polnil na etažni pomik narašča z višino polnila. Polnila, ki dosežejo 20 % in 40 % višine, vplivajo predvsem na pomike v polju stebra, na maksimalni pomik (na vrhu stebra) pa bistvenega vpliva nimajo. Vpliv polnila postane zelo pomemben, ko višina polnila doseže in preseže 60 % svetle višine (dolžine) stebrov, saj je takrat maksimalni pomik na vrhu zmanjšan približno za tretjino. Na žalost na sliki v referenci

opazno manjka krivulja, ki bi prikazovala vpliv polnila, katerega višina znaša 50 % svetle višine.

Iz slike je dalje razvidno, da se krivulja etažnega pomika za posamezni % polnila od krivulje za polno zazidan okvir začne razlikovati približno (oz. celo malo nižje) na višini oz. mestu, kjer se konča polnilo (razen pri 40 % višine, ki se loči že prej).

Povečevanje višine polnila pa ne prinaša vedno samo pozitivnih učinkov, saj iz funkcionalnih (npr. zagotovitve prehoda svetlobe) in/ali estetskih vidikov polnila pogosto ne izpolnijo okvira v celoti. Polnila, katerih višina doseže večino (ne pa celo) svetle višine, pa povezujemo s fenomenom t. i. »kratkih stebrov«, kjer je del stebra »ujet« med zidovjem, kar povzroča (običajno nenamensko) spremembo bočnega deformiranja stebrov, katerega le »prosti« del višine se lahko deformira.

Ker so polnila pri prevzemu potresnih sil pogosto smatrana kot nekonstrukcijski elementi, se fenomen kratkih stebrov pogosto zanemarija pri njihovem projektiranju. Projektant, ki v računskem modelu zanemari polnilo, tega fenomena zato sploh ne zazna. Napačna presoja vpliva nekonstrukcijskih elementov pa lahko vodi do nepričakovanih in neželenih učinkov.

V.6.2 Zidana polnila in EN 1998-1

Predpis EN 1998-1 v poglavju 4.3.6 navaja dodatne ukrepe za okvire z zidanimi polnili. V členu 4.3.6.1 (1)P je navedeno, za katere konstrukcije veljajo določila, ki so zajeta v členih 4.3.6.1 do 4.3.6.3 (pravila in merila, nepravilnosti zaradi zidanih polnil). Določila veljajo za okvire ali za dvojne betonske sisteme z visoko duktilnostjo (DCH), ki delujejo pretežno kot okviri (poglavje 5 EC8), kot tudi za jeklene ali kompozitne (jeklo in beton) momentne okvire z visoko duktilnostjo (DCH) (poglavji 6 in 7 EC8), zapolnjene z zidanimi polnili brez posebnih zahtevanih lastnosti, ki sodelujejo s konstrukcijo. Navedeni nosilni sistemi morajo izpolnjevati še vse naslednje pogoje (4.3.6.1(1)P):

- a) polnila so zgrajena po strditvi betona v okvirih ali po izgradnji jeklenih okvirov.
- b) so v neposrednem stiku z okvirom (torej ni posebnih dilatacij), vendar niso konstrukcijsko povezana z njim (npr. z vezmi, stebrički ali mozniki).
- c) načeloma se upoštevajo kot nekonstrukcijski elementi.

Čeprav so določila omejena na okvire z visoko duktilnostjo (DCH), jih je, ker predstavljajo merila dobre prakse, priporočljivo uporabiti tudi za betonske, jeklene ali kompozitne konstrukcije z zidanimi polnili s srednjo (DCM) in nizko (DCL) duktilnostjo (4.3.6.1(2)).

Pri sistemih iz betonskih sten ali mešanih sistemih, ekvivalentnih stenam, in pri zavetrovanih jeklenih ali kompozitnih (jeklo-beton) sistemih se lahko sodelovanje zidanih polnil zanemari (4.3.6.1(4)).

Če pa zidana polnila v okvirnih konstrukcijah, ki izpolnjujejo posebno zahtevane lastnosti glede sodelovanja s konstrukcijo, tvorijo del potresnoodpornega konstrukcijskega sistema, je treba analizo in projektiranje opraviti v skladu z merili in pravili za armirano zidovje, ki so podana v EC8, poglavje 9 (4.3.6.1(5)).

V.6.3 Problemi modeliranja obnašanje zidanih polnil med delovanjem potresa

Splošno prepričanje, da popolna zanemaritev obnašanja polnil med potresnim delovanjem (kjer vso potresno obremenitev prevzame okvirna konstrukcija (kot je bila praksa v Italiji pred sprejetjem standardov Evrokod), ki je posledično predimenzionirana (torej na t. i. »varni strani«), prinaša izključno pozitivne učinke, ne drži.

Odziv polnil lahko v grobem delimo na dve fazi (prvo, računsko manj problematično in drugo, računsko izjemno problematično).

V prvi fazi odziva konstrukcije, ko so deformacije (relativni etažni pomiki) majhne in je obnašanje konstrukcije še linearno elastično, okvir in polnilo delujeta kot monolitna celota. V tej fazi obnašanja zaradi večje togosti polnil večino potresne horizontalne obtežbe prevzamejo polnila. Togost polnila (zidovja) je odvisna od tipov zidakov (votlaki, polna opeka), tlačne trdnosti zidakov, načina izvedbe (objeto zidovje, armirano zidovje), tlačne trdnosti in tipa malte (malta za splošno uporabo, lahka malta, tankoslojna malta). Če polnila niso bila projektirana tako, da bi prevzela vodoravne sile, bo prišlo do njihovih poškodb, kar bo povzročilo prerazporeditev obtežbe s polnil na glavni okvirni konstrukcijski sistem. To je še posebej nevarno pri krhkih porušitvah polnil, kjer nastopi hipni prenos obtežbe s polnila na glavno okvirno konstrukcijo, kar je še posebej neugodno pri velikih potresnih silah (dinamični faktor kratkotrajnega sunka je 2 ali tudi več).

Če do poškodb zidanih polnil pride še pred nastankom tako velikih potresnih sil, ki bi poškodovale glavni nosilni sistem, je vpliv zidanih sten dvojno ugoden. Po eni strani delujejo kot dušilci, ki sipajo energijo, po drugi strani pa preprečujejo oz. vsaj omejujejo velike vodoravne deformacije okvirnega sistema (ter posledično in posredno poškodbe drugih nekonstrukcijskih elementov). Pri tem ima pomembno vlogo razporeditev zidanih polnil, saj se je potrebno izogibati močnim nepravilnim, nesimetričnim ali neenakomernim razporeditvam polnil v tlorisu (pri čemer je potrebno upoštevati količino odprtín v polnilih), saj lahko vodijo do nepravilnosti v tlorisu (kar poveča nevarnost torzije). Tako je potrebno v primeru velikih nepravilnosti v tlorisu zaradi nesimetrične razporeditve polnil (npr. če polnila obstajajo predvsem v dveh zaporednih obodnih straneh stavbe), konstrukcijo analizirati s prostorskim modelom, ki vključuje tudi zidana polnila (4.3.6.3.1(2)). V tem modelu za analizo je treba polnila, ki imajo več kot eno pomembno odprtino (npr. vrata in okno), zanemariti (4.3.6.3.1(3)).

Če zidana polnila sicer niso pravilno tlorisno razporejena, vendar njihova razporeditev ne povzroča velike tlorisne nepravilnosti, se ta nepravilnost lahko upošteva z dvojnimi vrednostmi učinkov naključne ekscentričnosti ($2 \times \delta$ po »famoznih« členih 4.3.3.2.4 in 4.3.3.3.3).

Zato člen 4.3.6.3.2(1)P predpisuje, da je potrebno učinke potresnega vpliva povečati v navpičnih elementih tistih etaž, kjer pride do znatne nepravilnosti po višini v eni ali več etaž.

Eksperimentalne raziskave so potrdile predpostavko, da okvir in zidano polnilo delujeta kot monoliten konstrukcijski element, kadar so vodoravne sile in posledično pomiki/deformacije majhne. V tej fazi je prispevek podajnega okvira k odpornosti sistema majhen proti odpornosti zidanega polnila, saj je strižna togost zidanega polnila običajno večja od upogibne togosti stebrov okvira.

Z naraščanjem obremenitev in posledično deformacij se okvir in polnilo ločita zaradi razlik med upogibnimi deformacijami okvirja in strižnimi deformacijami polnila, saj pride do geometrijskih razlik med funkcijama pomikov stebra in polnila, razen če se pri gradnji ne uporabijo dodatni mehanski ukrepi za zagotovitev stika med okvirjem in polnilom (npr. vezi, stebrički ali mozniki)). Zaradi tega na delu stikov med okvirjem in polnilom prihaja do pritiskov, na drugem delu pa do nategov.

V zidanem polnilu nastanejo razpoke, saj je njegova odpornost presežena, hkrati pa se njegova togost zmanjša. Ker razpoke razdelijo zidano polnilo na vsaj dva dela, so prečni pomiki in deformacije stebrov okvira manj ovirani (takšno stanje ustreza medpotresnemu stanju). Mehanizem ločitve zidanega polnila od stebra ter deformacijska oblika, ki je odvisna od preostale dolžine stika med zidanim polnilom in elementi okvira, neposredno vplivata na delež obtežbe, ki ga potem prevzame okvir. Ta delež narašča, ko se odpornost zidanega polnila postopoma zmanjšuje, vendar ni nujno, da pride tudi do situacije, ko okvir prevzame celotno obremenitev, saj lahko tudi poškodovano zidano polnilo prispeva k odpornosti celotnega sistema.

V.6.4 Načini porušitve AB okvirjev z zidanimi polnili

Kot osnova za kvalitetno matematično modeliranje obnašanja zidovja med potresom je ključno razumevanje načinov porušitve AB okvirjev s polnili.

El-Dakhakhni in ostali [05.15] tako navajajo, da je različne porušne načine okvirov z zidanimi polnili mogoče klasificirati v pet ločenih tipov oz. načinov, kar seveda povzroča težave pri matematičnem modeliranju odziva med delovanjem potresa. Avtorji navajajo, da v prvih štirih tipih odpove polnilo, pri zadnjem pa okvir. Njihove ugotovitve so osnovane na analitičnih in eksperimentalnih študijah poslednjih pet desetletij. Porušni načini okvirov z zidanimi polnili so:

1. Način, kjer pride do zdrobitve vogalov polnila (»corner crushing mode«, CC). Pri tem načinu rušenja pride do zdrobitve polnila v vsaj enem izmed njegovih obremenjenih vogalov. Ta način porušitve je običajno povezan z močnimi polnili, obkroženimi z močnimi okvirji. Zaradi odstopanj med okvirom in polnilom (kot posledici različnih načinov premikov: upogibnega in strižnega) se prenos sil koncentrira v stičnih ploskvah, torej v vogalih.

2. Način, kjer pride do čistega drsnega prestriga (»sliding shear mode«, SS). Način predstavlja strižno odpoved s horizontalnim drsenjem dela zidanega polnila po eni izmed naležnih reg. Polnilo se razdeli na dva dela, razdeljena z horizontalno razpoko. Efektivna dolžina stebrov okvirjev se reducira približno na pol, plastični členki pa nastanejo na mestih, kjer se stebri lahko svobodno deformirajo. Verjetnost takšna odpoved se povečuje z zmanjševanjem vertikalne obremenitve zidu (ki povečuje strižno nosilnost) in s slabo malto (kar vodi do slabe strižne odpornosti).

3. Način, kjer pride do diagonalnega tlaka (»diagonal compression mode«, DC). Ta način predstavlja zdrobitev polnila znotraj sredinskega področja. Ta način je povezan z relativno vitkim polnilom, kjer porušitev nastopi kot izvenravninska uklonska nestabilnost polnila.

4. Način diagonalnega razpokanja (»diagonal cracking mode«, DK, ali tudi »diagonal shear«). Ta način se opazi v obliki razpoke, ki povezuje dve obremenjeni vozlišči, pri čemer se v stebrih pojavijo plastični členki. Ta način odpovedi je povezan z močnim polnilom in šibkim okvirom ali z okvirom s šibkimi vozlišči in močnimi elementi, napolnjeni z relativno močnim polnilom.

Polnilo se razdeli na dva dela, razdeljena s poševno razpoko, ki lahko poteka po naležnih vodoravnih in navpičnih legah, kot tudi »naravnost« po diagonalni po zidakih. Prosti steber okvira se poruši zaradi upogiba, steber podprt s polnilom, pa zaradi striga.

5. Odpoved okvirja (»frame failure mode«, FF). Ta odpoved se opazi v obliki tvorbe plastičnih členkov v stebrih ali stikih gred s stebri. Ta način porušitve je tudi povezan s šibkim okvirom ali z okvirom s šibkimi vozlišči in močnimi elementi, napolnjeni z relativno močnim polnilom.

El-Dakhakhni et al. (2003) navajajo, da imata največji praktični pomen zgolj prva dva načina (»corner crushing mode«, CC, in »sliding shear mode«, SS) porušitve. Tretji način (»diagonal compression mode«, DC) se namreč pojavlja zelo redko. Zahteva namreč veliko vitkost polnila, ki bo rezultirala v izvenravninskem uklonu polnila zaradi ravninske obtežbe, vendar so dejanske oz. praktične dimenzije zidov oz. debelina, ki so projektirani v skladu z zahtevami akustične izolacije, kot tudi protipožarnih zahtev, običajno večje. Četrty način (»diagonal cracking mode«, DK) se naj ne bi obravnaval kot porušna oblika, saj lahko polnilo prenaša obtežbo tudi po razpokanju. Peti način (»frame failure mode«, FF) igra vlogo zgolj pri armiranobetonskih okvirih.

V.6.5 Splošni računski modeli zidanega polnila v okvirnih konstrukcijah

Samostojni zid pred nastankom poškodb

Za samostojni zid (ki ne stoji znotraj okvira), Tomažević [05.13], podaja izraz za horizontalni pomik d zidu dolžine L in višine h , ki je izpostavljen horizontalni sili H , kot:

$$d = \frac{H \cdot h^3}{12 \cdot E \cdot I_w} + \frac{H \cdot \kappa \cdot h}{G \cdot A_w} \quad (5.21)$$

kjer so:

h višina zidu,

$I_w = \frac{t \cdot L^3}{12}$ površinski vztrajnostni moment vodoravnega prereza zidu,

t debelina zidu,

$A_w = t \cdot L$ ploščina vodoravnega prereza zidu,

κ strižni koeficient ($\kappa = 1.2$ za pravokotni prerez).

Iz izraza je razvidno, da je pomik posledica upogibne in strižne komponente.

Eksperimenti, ki so bili izvedeni, so pokazali, da se vrednost strižnega modula G giblje v mejah med 6 % in 25 % modula elastičnosti E , kar je opazno manj kot 40 % E , kot priporoča standard Evrokod 6-1.

Togost zidu je tako:

$$K_e = \frac{H}{d}$$

V knjigi Potresno odporne zidane stavbe [05.13], je podan izraz, ki izvira iz prej zapisanega, vendar ima obliko:

$$K_e = \frac{G \cdot A_w}{1.2 \cdot h \cdot \left(1 + \alpha' \cdot \frac{G}{E} \cdot \left(\frac{h}{L} \right)^2 \right)} \quad (5.22)$$

kjer je α' koeficient, odvisen od vpetostnih pogojev. Za konzolni zid velja $\alpha' = 3.33$, za polnovpeti zid pa velja $\alpha' = 0.83$.

Zidano polnilo v okviru pred nastankom poškodb

Za razliko od samostojnega zidu lahko obnašanje zidanega polnila v okvirnih konstrukcijah delimo na dve fazi: fazo monolitnega obnašanja (pred nastankom poškodb v polnilu) in fazo po nastanku poškodb.

Tomažević [05.13] podaja direkten izraz za efektivno togost enoportalnega in enonadstropnega okvira z zidanim polnilom. Izraz velja za prvo fazo obnašanja, torej ko se okvir in zidano polnilo še obnašata kot celota (torej pred nastankom razpok in ločitvijo polnila). Za okvir, ki je polno vpet, se ob upoštevanju upogibnih in strižnih deformacij izpelje izraz:

$$K_{el} = \frac{1}{\frac{h_{fr}^3}{12 \cdot E \cdot I_e} + \frac{\kappa \cdot h}{G \cdot A_e}} \quad (5.23)$$

kjer sta:

$$I_e = I_i + 2 \cdot \frac{E_c}{E} \cdot I_c + 2 \cdot \frac{E_c}{E} \cdot A_c \cdot \left(\frac{l_{fr}}{2}\right)^2$$

$$A_e = A_i + 2 \cdot A_c \cdot \frac{G_c}{G} \quad (\text{Opomba: v literaturi je ta izraz zapisan v obliki: } A_e = A_i + 2 \cdot A_c = \frac{G_c}{G}).$$

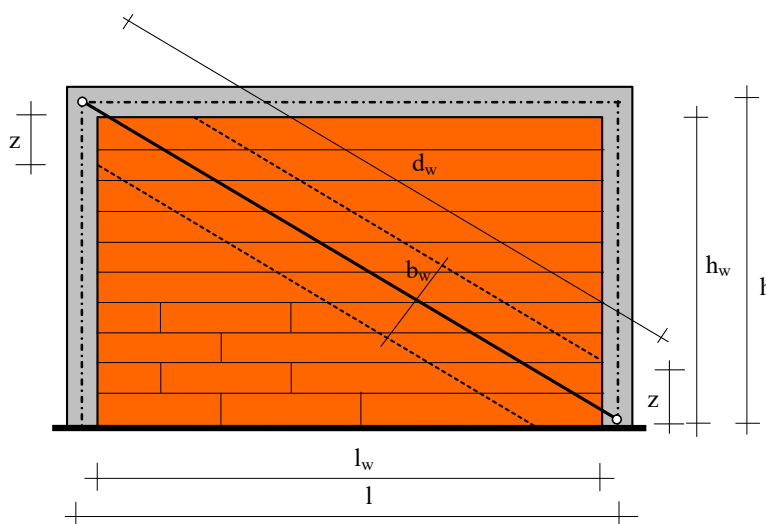
V enačbah so:

- I_e ekvivalentni vztrajnostni moment sestavljenega vodoravnega prereza okvira s polnilom,
- A_e ekvivalentna ploščina sestavljenega vodoravnega prereza okvira s polnilom,
- I_i vztrajnostni moment prereza zidanega polnila,
- I_c vztrajnostni moment armiranobetonskega stebra okvira,
- E modul elastičnosti zidovja,
- E_c modul elastičnosti betona,
- G strižni modul zidovja,
- G_c strižni modul betona,
- κ strižni koeficient ($\kappa = 1.2$ za pravokotni prerez),

- h višina zidanega polnila,
 h_{fr} višina okvira,
 l_{fr} razpetina okvira.

Zidano polnilo v okviru po nastanku poškodb

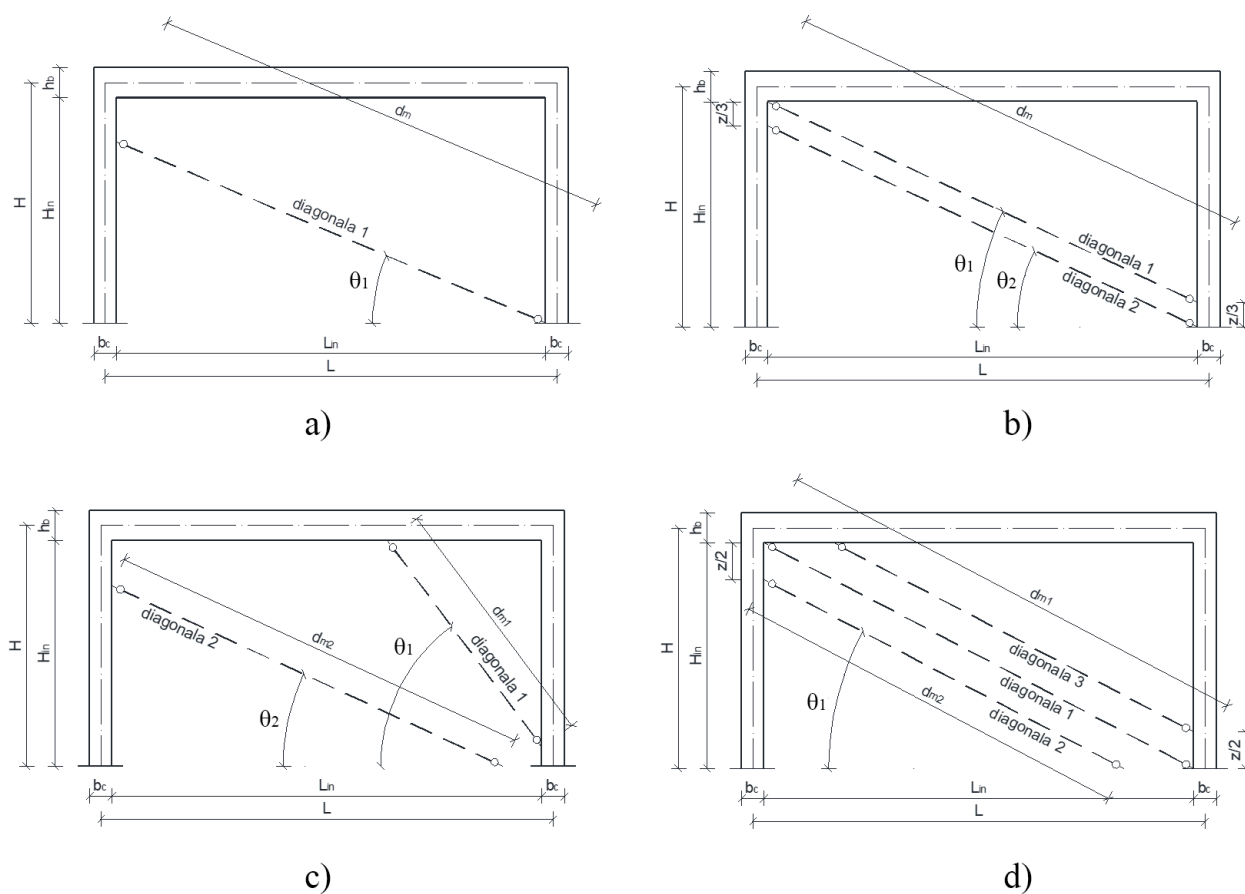
Po nastanku razpok in ločitvi zidanega polnila v drugi fazi mehanizma obnašanja se togost okvira s polnilom najpogosteje predstavi z modelom ekvivalentnega okvira s poševno razporo (modelom s tlačno diagonalo), slika 5.9. To je najenostavnejši računski model, s katerim se zajame prispevek zidu med stebri, pri čemer se karakteristike diagonale izračunajo na osnovi ugotovljenega porušnega mehanizma polnila. Ta računski model je v praksi tudi najpogosteje uporabljan, predvsem zaradi njegove relativne enostavnosti, kot tudi zaradi dejstva, da gre za najstarejši in posledično v strokovni praksi tudi najbolj prepoznaven računski model.



Slika 5.9: Osnovni prikaz modela s tlačno diagonalo

Kljub temu, da je osnovna ideja modela splošno sprejeta, se razlikujejo načini, kako ga praktično modelirati. Najnatančnejši je zagotovo pristop, kjer se karakteristike ekvivalentne razpore določijo oz. izračunajo na podlagi eksperimentalno ugotovljenega porušnega mehanizma zidanega polnila. Ker pa je obnašanje konstrukcije med potresom zagotovo različno kot pri kontroliranem horizontalnem obremenjevanju konstrukcije, tudi eksperimentalna analiza ne more dati popolnoma enoličnih odgovorov o parametrih modela (predvsem o višini razpore in lokaciji priključitvi razpore na okvirno konstrukcijo).

Čeprav model s tlačno diagonalo relativno kvalitetno opiše dejansko togost, ki je posledica zidanega polnila, je največja pomanjkljivost tega osnovnega računskega modela, ki je pomembna predvsem v potisni analizi, da ni zmožen računsko zajeti lokalnih obremenitev zidu na armiranobetonski okvir, ki se pojavijo zaradi interakcije med okvirjem in polnilom. Zato so, predvsem z namenom boljšega simuliranja interakcije med okvirjem in polnilom v potisni analizi, številni avtorji predlagali nadgradnjo tega računskega modela. Poleg modelov z eno diagonalo tako obstajajo še modeli dvema ali tremi diagonalami, slika 5.10 [05.16]. Računske modele z nadomestno diagonalo imenujemo makro modeli.



Slika 5.10: Alternativni računski modeli

Primerjalna študija različnih računskih modelov opečnega polnila je dana v članku Lešič, Peruš, Imamović, Skrinar: Vpliv modeliranja opečnih polnil v analizi potresnega obnašanja armiranobetonskih okvirjev, Gradbeni vestnik, 2018 [05.16].

V.6.6 Upoštevanje vpliva zidanih polnil na dinamične lastnosti konstrukcije brez eksplicitnega modeliranja parametrov zidovja

Čeprav EN 1998-1 ne podaja posebnih priporočil za prilagoditev parametrov za izračun potresnih sil, ki se izračunajo z upoštevanjem »čiste« AB okvirne konstrukcije (kjer se zidana polnila ne smatrajo kot del nosilne konstrukcije, ampak zgolj kot dodatna masa), literatura (npr. Tomaževič [05.13]) to priporoča. Predstandard ENV 1998-1-3 [05.17] je tako priporočal, da se je pri računanju vrednosti projektnega spektra odziva $S_d(T_1)$ namesto prve periode »čiste« AB konstrukcije T_{1b} upoštevala vrednost, izračunana s pomočjo povprečja period obeh konstrukcij: T_{1b} (»čiste« oz. »gole« AB okvirne konstrukcije) in T_{1i} (AB konstrukcije s polnili):

$$T_1' = \frac{T_{1b} + T_{1i}}{2} \quad (5.24)$$

V literaturi (Tomaževič [05.13]) je podan tudi (napačno zapisan) izraz, s katerim se lahko oceni osnovni nihajni čas okvirne konstrukcije z zidanimi polnili. Pravilni izraz je:

$$T_1' = \frac{T_{1b}}{\sqrt{1 + \frac{T_{1b}^2 \cdot A_w \cdot G \cdot g}{16 \cdot H \cdot W}}} \quad (5.25)$$

kjer so:

- A_w povprečna ploščina prereza zidanih polnil v nadstropju v obravnavani smeri,
- G strižni modul zidovja,
- g zemeljski pospešek,
- H višina stavbe,
- W teža stavbe, določena v skladu s standardom EN 1998-1 (ob upoštevanju vseh količnikov)

Predstandard ENV 1998-3 je dopuščal še tri enostavnejše možnosti izračuna približkov (na osnovi empiričnih enačb) prvega nihajnega časa zidanih stavb, od katerih je bila merodajna najmanjša vrednost:

$$T_{ii} = 0.065 \cdot n$$

$$T_1' = 0.08 \cdot \frac{H}{\sqrt{B}} \cdot \frac{H}{H+B}$$

$$T_{ii} = 0.075 \cdot H^{\frac{3}{4}}$$

kjer so:

- n število nadstropij,
H višina stavbe v m,
B širina (dolžina) stavbe v obravnavani smeri.

V.7 Metode določitve približka prvega nihajnega časa večetažnih ravninskih konstrukcij

Najkvalitetnejša oz. točna vrednost vrednost prvega nihajnega časa modela sledi iz dinamične analize, kjer lahko izračunamo tudi ostale nihajne čase. Obstaja pa množica metod, ki vodi do (bolj ali manj) kvalitetnega približka prvega nihajnega časa brez uporabe dinamične analize. Večina teh metod je osnovana na iskanju približka prve nihajne oblike, ki ga pridobimo s pomočjo statične analize.

V.7.1 Metode izračuna, uporabne za vsako obliko togostne matrike

- Izračun približka prvega nihajnega časa s pomočjo enačbe (4.9) iz standarda

Po členu 4.3.3.2.1(5) je prvi nihajni čas mogoče oceniti z enačbo (4.9):

$$T_1 = 2 \cdot \sqrt{d} \quad (4.9 \text{ EC8})$$

kjer je d vodoravni (v originalu »lateral elastic«) pomik v m na vrhu stavbe zaradi sil teže, apliciranih vodoravno (opomba: v slovenskem prevodu piše »sile teže, ki deluje«).

Sile teže, aplicirane vodoravno, se izračunajo kot:

$$\begin{Bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ \dots \\ P_n \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} M_1 \\ M_2 \\ \dots \\ M_n \end{Bmatrix} \cdot 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Pripadajoči pomiki konstrukcije, ki simulirajo prvo nihajno obliko, pa se izračunajo kot:

$$\begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ \dots \\ x_n \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ \dots \\ u_n \end{Bmatrix} = [k_{\text{kon}}]^{-1} \cdot \begin{Bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ \dots \\ P_n \end{Bmatrix} \rightarrow d = u_n$$

Čeprav je za izračun po formuli (4.9) iz predpisa dejansko zanimiv samo horizontalni pomik na vrhu etaže, je za njegov izračun potrebno pridobiti vse člene vektorja prečnih pomikov. Dobljene »dodatne« vrednosti horizontalnih pomikov nižjeležečih etaž lahko tako uporabimo tudi za izračun drugačnega približka prvega nihajnega časa (npr. s pomočjo posplošene mase in togosti, kot opisano v nadaljevanju).

- Uporaba različnih približkov prve nihajne oblike za izvedbo dinamične analize

Vektor približka prve nihajne oblike $\{\phi_1\}$ (npr. zaradi sil teže, delujočih horizontalno), omogoči najprej izračun posplošene togosti k^* in posplošene mase M^* konstrukcije kot:

$$\begin{aligned} k^* &= \{\phi_1\}^T \cdot [k_{\text{kon}}] \cdot \{\phi_1\} \\ M^* &= \{\phi_1\}^T \cdot [M_{\text{kon}}] \cdot \{\phi_1\} \end{aligned} \quad (5.26)$$

in nato še izračun približka prve lastne krožne frekvence (tako izračunana vrednost je večja ali kvečjemu enaka pravi vrednosti prve lastne krožne frekvence):

$$\omega_1 = \sqrt{\frac{k^*}{M^*}} \rightarrow v_1 = \frac{\omega_1}{2 \cdot \pi} \rightarrow T_1 = \frac{2 \cdot \pi}{\omega_1} \quad (5.27)$$

Kvaliteta približka prve nihajne oblike (uporabimo lahko npr. tudi pomike, izračunane pri izračunu približka z enačbo (4.9)) direktno vpliva na kvaliteto izračuna prvega nihajnega časa. Uporaba dejanske (torej »točne«) prve nihajne oblike vodi do korektne vrednosti (in ne zgolj približka) prvega nihajnega časa uporabljenega modela konstrukcije.

Kot (relativno grob) približek prve nihajne oblike se lahko v skladu s standardom EC8 uporabi tudi predpostavka linearnih pomikov (ki naraščajo od tal proti vrhu konstrukcije), ki jih ni potrebno normirati.

Iacobelli (Progetto e verifica delle costruzioni in muratura in zona sismica, stran 129) pa uporablja naslednji izraz za izračun členov »sintetično generiranega« vektorja približka prve nihajne oblike:

$$\phi_i = \frac{z_i \cdot M_i}{\sum z_j \cdot M_j} \quad (5.28)$$

kjer sta:

z_i, z_j koti mas (etaž) i in j nad nivojem delovanja potresnega vpliva (to je nad temeljem ali nad togo kletjo),

- Izračun (približka) prvega nihajnega časa z Rayleighovo metodo in trikotno razporeditvijo sil po višini

V literaturi je pogosto mogoče najti naslednjo obliko približka prvega nihajnega časa (z Rayleighovo metodo):

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n g \cdot M_i \cdot x_i^2}{g \cdot \sum_{i=1}^n H_i \cdot x_i}} \quad (5.29)$$

kjer so sile H_i etažne vodoravne sile, ki imajo trikotno razporeditev sil po višini konstrukcije, vrednosti x_i pa so tem silam pripadajoči vodoravni pomiki.

- Izboljšava vektorja približka prve nihajne oblike in Rayleighova metoda

Katerikoli vektor približka prve nihajne oblike, torej tudi vektor horizontalnih pomikov zaradi sil teže, apliciranih horizontalno, je mogoče prav tako uporabiti za izračun približka prvega nihajnega časa z Rayleighovo metodo, kjer se prvi nihajni čas izračuna kot:

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n g \cdot M_i \cdot x_i^2}{g \cdot \sum_{i=1}^n M_i \cdot x_i}} \quad (5.30)$$

oziroma po krajšanju z zemeljskih pospeškom g :

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n M_i \cdot x_i^2}{\sum_{i=1}^n M_i \cdot x_i}} \quad (5.31)$$

Uporaba Rayleighove metode nudi možnost iteracijske nadgradnje rezultata, in sicer z izboljšavo (začetnih, t. i. ničelnih) pomikov $x_i = x_i^{(0)}$, ki so dejansko pomiki zaradi vztrajnostnih sil (in ne statičnih sil, ki se lahko uporabijo za določitev vektorja horizontalnih pomikov). Vztrajnostne sile se izračunajo s pomočjo pospeškov mas $\ddot{v}(z_i, t)$ kot:

$$\begin{aligned} P_1 &\cong M_1 \cdot \ddot{v}(z_1, t) = M_1 \cdot \omega^2 \cdot x_1^{(0)} \\ P_2 &\cong M_2 \cdot \ddot{v}(z_2, t) = M_2 \cdot \omega^2 \cdot x_2^{(0)} \\ P_3 &\cong M_3 \cdot \ddot{v}(z_3, t) = M_3 \cdot \omega^2 \cdot x_3^{(0)} \\ &\dots \\ P_n &\cong M_n \cdot \ddot{v}(z_n, t) = M_n \cdot \omega^2 \cdot x_n^{(0)} \end{aligned}$$

kjer so z_i višine posamezne mase M_i .

Novo približke pomikov, torej pomike zaradi vztrajnostnih sil, izračunamo npr. s pomočjo podajnostne matrike:

$$\begin{Bmatrix} x_1^{(1)}(\omega^2) \\ x_2^{(1)}(\omega^2) \\ \dots \\ x_n^{(1)}(\omega^2) \end{Bmatrix} = [k_{\text{kon}}]^{-1} \cdot \begin{Bmatrix} P_1(\omega^2) \\ P_2(\omega^2) \\ \dots \\ P_n(\omega^2) \end{Bmatrix}$$

Tako izračunani pomiki so funkcija kvadrata lastne krožne frekvence ω^2 (ki nastopa v obtežnem vektorju).

Nov približek lastne frekvence nato izračunamo iz razmerja:

$$1 = \frac{M_1 \cdot x_1^{(0)} \cdot x_1^{(1)} + M_2 \cdot x_2^{(0)} \cdot x_2^{(1)} + M_3 \cdot x_3^{(0)} \cdot x_3^{(1)} + \dots + M_n \cdot x_n^{(0)} \cdot x_n^{(1)}}{M_1 \cdot (x_1^{(1)})^2 + M_2 \cdot (x_2^{(1)})^2 + M_3 \cdot (x_3^{(1)})^2 + \dots + M_n \cdot (x_n^{(1)})^2} \quad (5.32)$$

kjer v števcu nastopa ω^2 , v imenovalcu pa ω^4 .

Tako sledi nov, boljši približek lastne krožne frekvence ω in nato še prvega nihajnega časa. Izračunana lastna krožna frekvenca omogoči še numerično izvednotenje zadnjega približka pomikov $x_i^{(1)}$.

Iteracijski postopek je nato mogoče nadaljevati oz. poljubno ponavljati, saj se nove vztrajnostne sile sedaj lahko izračunajo kot:

$$\begin{aligned} P_1 &\cong M_1 \cdot \ddot{v}(z_1, t) = M_1 \cdot \omega^2 \cdot x_1^{(1)} \\ P_2 &\cong M_2 \cdot \ddot{v}(z_2, t) = M_2 \cdot \omega^2 \cdot x_2^{(1)} \\ P_3 &\cong M_3 \cdot \ddot{v}(z_3, t) = M_3 \cdot \omega^2 \cdot x_3^{(1)} \\ &\dots \\ P_n &\cong M_n \cdot \ddot{v}(z_n, t) = M_n \cdot \omega^2 \cdot x_n^{(1)} \end{aligned}$$

kar vodi do novih pomikov $x_i^{(2)}$. V splošnem tako velja zveza:

$$1 = \frac{M_1 \cdot x_1^{(i-1)} \cdot x_1^{(i)} + M_2 \cdot x_2^{(i-1)} \cdot x_2^{(i)} + M_3 \cdot x_3^{(i-1)} \cdot x_3^{(i)} + \dots + M_n \cdot x_n^{(i-1)} \cdot x_n^{(i)}}{M_1 \cdot (x_1^{(i)})^2 + M_2 \cdot (x_2^{(i)})^2 + M_3 \cdot (x_3^{(i)})^2 + \dots + M_n \cdot (x_n^{(i)})^2} \quad (5.33)$$

Rezultati iteracije konvergirajo k »točni« lastni frekvenci, torej tisti, ki dejansko sledi iz togostne in masne matrike in zato lahko z iteriranjem zaključimo, ko je razlika med dvema zaporednima približkoma lastne frekvence inženirsko zanemarljiva.

- Izračun prvega (in višjih) nihajnega časa s pomočjo vektorske iteracije (metoda Stodola Vianello)

Ker je z razvojem računalnikov z obstoječimi rutinami za numerično analizo metoda vektorske iteracije izgubila svojo pomembnost, bodo tukaj prikazani zgolj bitveni koraki. Najprej se izračuna dinamična matrika, ki ima obliko (pri čemer za matriki $[M_{kon}]$ in $[k_{kon}]$ ni posebnih zahtev po diagonalni ali tridiagonalni obliki):

$$[DM] = [k_{kon}]^{-1} \cdot [M_{kon}] = [d_{kon}] \cdot [M_{kon}]$$

Nato se izbere začetna oblika vektorja nihajne oblike $\{\bar{\Phi}\}$ (normiranega na maksimalni člen). Ker gre za iterativen postopek, lahko obliko izberemo skoraj poljubno (razen oblike $\{\bar{\Phi}\} = \{0\}$), kar se odraža edino v potrebnem številu iteracij - slabši začetni približek tako zgolj zahteva več iteracij. Zato je primerno, da se že začetni približek izbere čim bolj v skladu z iskano nihajno obliko (če seveda obstaja dovolj informacij, na osnovi katerih je mogoče oceniti obliko nihajne oblike). Amplitude pri tem niso pomembne.

Tako npr. za trietažno stavbo, kjer se prostostne stopnje številčijo od spodnje etaže navzgor, se izbere nek začetni približek lastnega vektorja, ki odgovarja predpostavljeni 1. nihajni obliki, npr.:

$$\{\bar{\Phi}\} = \begin{Bmatrix} 0.3 \\ 0.6 \\ 1 \end{Bmatrix}$$

in z njim izračunamo vektor $\{\Phi\} = [DM] \cdot \{\bar{\Phi}\}$.

Tako dobljeni vektor $\{\Phi\}$ normiramo na absolutno največji člen in sledi novi vektor $\{\bar{\Phi}\}$. Njegovi členi se primerjajo s členi predhodnega vektorja in če je odstopanje nezanemarljivo veliko, postopek ponovimo in ponovno izračunamo nov vektor Φ . Postopek ponavljamo tako dolgo, da je ujemanje dveh zaporedno izračunanih vektorjev $\{\bar{\Phi}\}$ v mejah izbrane inženirske natančnosti. Kadar je iskana zgolj prva perioda, ki sledi iz prve frekvence, se lahko z iteracijo zaključi dokaj zgodaj.

Kvadrat prve krožne frekvence se sedaj izračuna tako, da se poišče absolutno največji člen poslednjega vektorja $\{\Phi\}$ (torej nenormiranega) in se zanj poišče obratna vrednost (z njim se deli 1). Tako sledi:

$$\omega_1^2 = \frac{1}{\phi_{\max}} \rightarrow \omega_1 = \sqrt{\frac{1}{\phi_{\max}}} \rightarrow v_1 = \frac{\omega_1}{2 \cdot \pi} \rightarrow T_1 = \frac{1}{v_1} \quad (5.34)$$

Z uporabo t. i. očiščevalne matrike je mogoče izračunati tudi vse ostale višje frekvence in nihajne čase, ki jih potrebujemo npr. pri modalni analizi s spektri odziva.

- Direktni izračun vseh nihajnih časov z neposrednim izračunom lastnih vrednosti dinamične matrike (zgolj za trietažne stavbe in matrike 3*3)

Za izračun vseh treh nihajnih časov matrik 3*3 s pomočjo lastnih vrednosti dinamične matrike se uporabijo postopki za določitev lastnih vrednosti (nesimetrične) dinamične matrike. Najprej se izračunajo t. i. invariante:

$$I_1 = DM_{11} + DM_{22} + DM_{33}$$

$$I_2 = DM_{11} \cdot DM_{33} + DM_{11} \cdot DM_{22} + DM_{22} \cdot DM_{33} - DM_{12} \cdot DM_{21} - DM_{13} \cdot DM_{31} - DM_{23} \cdot DM_{32}$$

$$I_3 = |DM|$$

Nato sledijo koeficienti:

$$J_2 = \frac{I_1^2}{3} - I_2 \quad J_3 = \frac{2}{27} \cdot I_1^3 - \frac{I_1 \cdot I_2}{3} + I_3 \quad r = \sqrt{\frac{4}{3} \cdot J_2}$$

$$\varphi_1 = \frac{1}{3} \cdot \arccos\left(\frac{4 \cdot J_3}{r^3}\right) \quad \varphi_2 = \varphi_1 + 120^\circ \quad \varphi_3 = \varphi_2 + 120^\circ$$

Lastne vrednosti dinamične matrike so nato:

$$\lambda_1 = r \cdot \cos \varphi_1 + \frac{I_1}{3} \quad \lambda_2 = r \cdot \cos \varphi_3 + \frac{I_1}{3} \quad \lambda_3 = r \cdot \cos \varphi_2 + \frac{I_1}{3}$$

Izvede se lahko tudi neobvezna kontrola:

$$\lambda_1 + \lambda_2 + \lambda_3 = I_1$$

Zveza med lastnimi vrednostmi dinamične matrike in lastnimi krožnimi frekvencami omogoči izračun lastnih krožnih frekvenc in nihajnih časov:

$$\begin{aligned}\omega_1^2 &= \frac{1}{\lambda_1} \rightarrow v_1 = \frac{\omega_1}{2 \cdot \pi} \rightarrow T_1 = \frac{1}{v_1} \\ \omega_2^2 &= \frac{1}{\lambda_2} \rightarrow v_2 = \frac{\omega_2}{2 \cdot \pi} \rightarrow T_2 = \frac{1}{v_2} \\ \omega_3^2 &= \frac{1}{\lambda_3} \rightarrow v_3 = \frac{\omega_3}{2 \cdot \pi} \rightarrow T_3 = \frac{1}{v_3}\end{aligned}$$

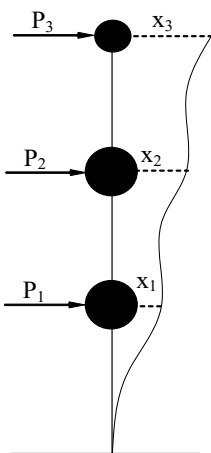
Tako izračunane frekvence običajno sicer niso urejene po velikosti. Po njihovi ureditvi je pripadajoče lastne vektorje mogoče določiti s pomočjo rešitev homogenih enačb.

Tako sledi za posamezno lastno frekvenco linearni sistem homogenih enačb, ki ima tudi netrivialno rešitev, saj je determinanta matrike enaka nič:

$$\left[[DM] - \frac{1}{\omega_i^2} \cdot [I] \right] \cdot \{\Phi_i\} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

V.7.2 Metode izračuna, uporabne za tridiagonalno obliko togostne matrike

Pri modelih konstrukcij, ki imajo tridiagonalno obliko togostne matrike (npr. strižni model – osnovni ali modificiran z redukcijskimi faktorji), je pomike zaradi sil teže (ali drugih horizontalnih etažnih sil), apliciranih vodoravno, mogoče izračunati tudi brez eksplicitnega izračuna podajnostne matrike oz. računa inverzije togostne matrike, saj se pomik etaže izračuna tako, da se absolutnemu pomiku (morebitne) spodaj ležeče etaže prišteje relativni pomik obravnavane etaže i , izračunan kot razmerje med etažno prečno silo V_i (ki je vsota etažne obtežne sile P_i in etažnih obtežnih sil P nad obravnavano etažo) in togostjo k_i obravnavane i -te etaže:



$$\begin{aligned}u_1 &= x_1 = \frac{V_1}{K_1} = \frac{P_1 + P_2 + P_3}{K_1} \\ u_2 &= x_2 = x_1 + \frac{V_2}{K_2} = x_1 + \frac{P_2 + P_3}{K_2} \\ u_3 &= x_3 = x_2 + \frac{V_3}{K_3} = x_2 + \frac{P_3}{K_3}\end{aligned}$$

Slika 5.11: Pomiki etaž

- Izračun prvega nihajnega časa s pomočjo izreka o ohranitvi mehanske energije

Vsak znani vektor horizontalnih pomikov je mogoče uporabiti za izračun približkov maksimalne kinetične in potencialne energije. Maksimalna kinetična energija mas etaže je tako:

$$T_{\max} = E_{k,\max} = \frac{1}{2} \cdot \omega^2 \cdot (M_1 \cdot x_1^2 + M_2 \cdot x_2^2 + M_3 \cdot x_3^2 + \dots + M_n \cdot x_n^2) \quad (5.35)$$

Maksimalna potencialna energija pa znaša:

$$U_{\max} = E_{p,\max} = \frac{1}{2} \cdot ((k_1 \cdot (x_1 - 0)^2) + (k_2 \cdot (x_2 - x_1)^2) + (k_3 \cdot (x_3 - x_2)^2) + \dots + (k_n \cdot (x_n - x_{n-1})^2)) \quad (5.36)$$

Iz zakona o ohranitvi mehanske energije

$$E_k + E_p = \text{konst.}$$

tako sledi:

$$E_{k,\max}(\omega^2) + 0 = 0 + E_{p,\max} \rightarrow \omega \rightarrow v = \frac{\omega}{2 \cdot \pi} \rightarrow T = \frac{1}{v} \quad (5.37)$$

V.7.3 Velikost dušenja in njegov vpliv na rezultate

Vrednosti viskoznega dušenja za različne materiale so podane v preglednici 5.2.

Preglednica 5.2: Vrednosti viskoznega dušenja za različne materiale

Material	Dušenje (%)
Armirani beton	
majhne amplitude (nerazpokan)	0.7 – 1.0
srednje amplitude (popolno razpokan)	1.0 – 4.0
velike amplitude (popolno razpokan) brez tečenja armature	5.0 – 8.0
Prednapeti beton (nerazpokan)	0.4 – 0.7
Lahki prednapeti beton (rahlo razpokan)	0.8 – 1.2
Kompoziti	0.2 – 0.3
Jeklo	0.1 – 0.2

Priporočeni elastični spekter odziva iz standarda upošteva ($\xi =$) 5 % dušenja (torej neko splošno povprečno vrednost). Ker med krožno frekvenco ω nedušenega lastnega nihanja, ter ω_D dušenega lastnega nihanja velja zveza:

$$\omega_D = \omega \cdot \sqrt{1 - \xi^2}$$

dalje sledi še:

$$v_D = v \cdot \sqrt{1 - \xi^2} \rightarrow T_D = \frac{T}{\sqrt{1 - \xi^2}}$$

Za 5 % dušenje velja zveza med obema nihajnima časoma:

$$T_D = \frac{T}{\sqrt{1 - 0.05^2}} = \frac{T}{\sqrt{0.9975}} = \frac{T}{0.998749217772} = 1.00125234864 \cdot T$$

kar pokaže, da med prvima nihajnima časoma ni bistvene razlike.

Za 8 % dušenje velja zveza med obema nihajnima časoma:

$$T_D = \frac{T}{\sqrt{1 - 0.08^2}} = \frac{T}{\sqrt{0.9936}} = \frac{T}{0.996794863550169} = 1.00321544238141 \cdot T$$

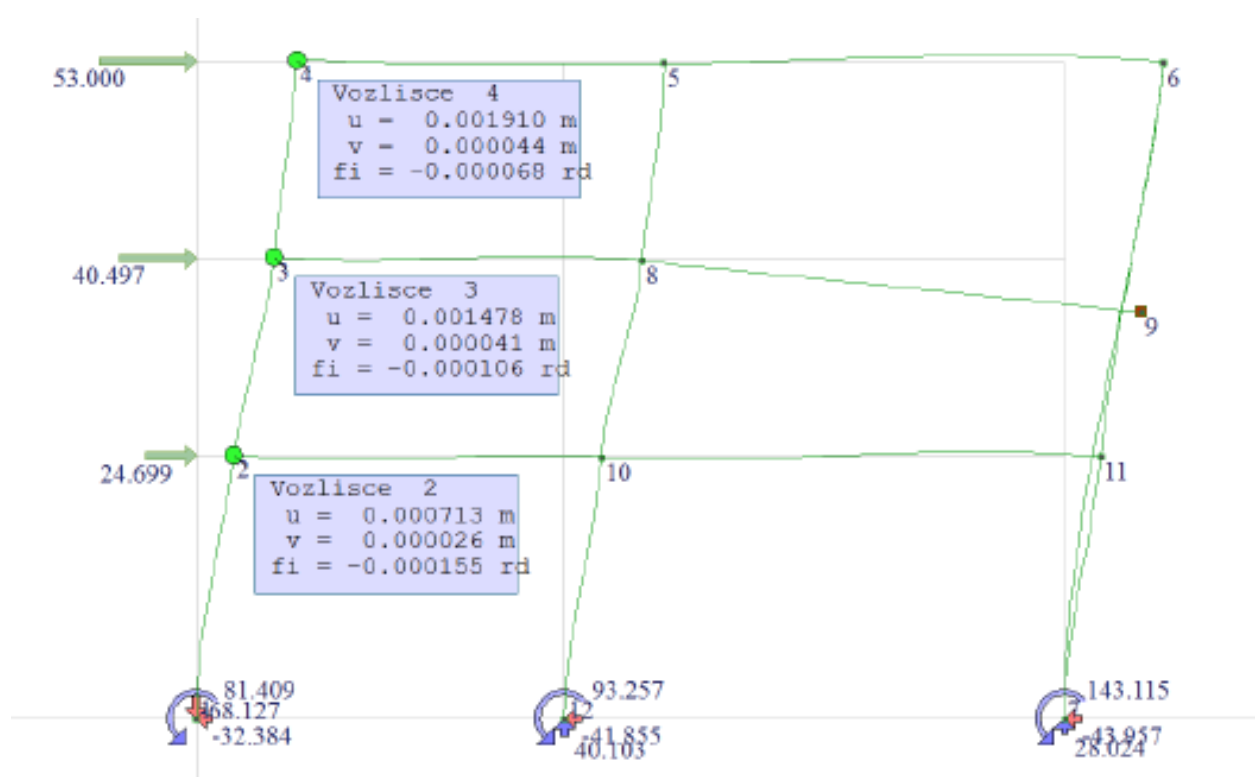
kar pokaže, da med prvima nihajnima časoma tudi sedaj ni bistvene razlike.

V.7.4 Uporaba programske opreme (prednosti in pasti)

Čeprav programska oprema zagotovo nudi najkvalitetnejše možnosti analize, tako po obsegu, kot tudi po kvaliteti rezultatov, hkrati ni zagotovila, da je matematično model korekten oz. so bili podani podatki (geometrija ter predvsem mehanske lastnosti) tudi korektno vnešeni v program (najšibkejši člen analize s programsko opremo je uporabnik). Uporaba programske opreme je namreč lahko zelo zahtevna, kar lahko v kombinaciji z neizkušenim in nepredvidnim uporabnikom vodi do neustreznih rezultatov, katerih nekvaliteta oziroma neustreznost ni nujno enostavno evidentna iz dobljenih vrednosti.

Pri tej vrsti analize je, predsem zaradi množice vhodnih parametrov, tudi pogosto težko najprej zaznati, ter nato še najti napačno zapisano informacijo.

V kombinaciji z neizkušenimi uporabniki je tako mogoče dobiti napačne rezultate, ali pa jih vsaj neprimerno interpretirati, pri čemer je lahko v veliko pomoč slika deformirane oblike konstrukcije, slika 5.12. Slika prikazuje zadnjo faze evolucije (izračuni so se morali ponavljali zaradi vedno znova napačno izračunanih horizontalnih sil) priprave modela za izračun horizontalnih pomikov (za kontrolo omejitve poškodb). Iz zadnje slike niza je razvidno popolnoma napačno modeliranje stikov nosilcev na desnem nizu stebrov (kar nakazuje na nezadostno znanje teorije MKE uporabnika programske opreme). Vozlišče 9 namreč ni povezano s stebrom (gre torej za konzolni element), stebra med vozlišči 9-11-7 pa sta očitno modelirana kot dvojna stebra, kar zagotovo ima velik vpliv na računski odziv konstrukcije.



Slika 5.12: Končna evolucija napačnega modeliranja ravninskega okvira

V.8 Ostale metode analize potresnega vpliva

Poleg linearnih metod (metoda z vodoravnimi silami in modalna analiza s spektri odziva) predpis omogoča še uporabo nelinearnih metod.

V.8.1 Nelinearne metode

Splošne informacije o računske modelu stavbe (4.3.3.4.1)

Člen 4.3.3.4.1 1(P) navaja, da je potrebno pri uporabi nelinearnih metod matematični model, uporabljen pri elastični analizi dopolniti tako, da vključuje nosilnost elementov nosilne konstrukcije in njihovo obnašanje v neelastičnem območju.

Kot minimum je pri elementih treba uporabiti bilinearen odnos med obtežbo in deformacijo. Pri armiranobetonskih in zidanih stavbah mora elastična togost (prva premica) pri bilinearnem odnosu med obtežbo in deformacijo ustrezati razpokanim prerezom.

Pri duktilnih elementih, ki se bodo predvidoma deformirali v neelastično območje, mora biti elastična togost pri bilinearnem odnosu sekantna (in ne tangenta) togost na točko tečenja.

Dovoljena je tudi uporaba trilinearnih odnosov med obtežbo in deformacijo, ki upoštevajo togost pred razpokanjem in po njem.

Upošteva se lahko, da je togost po tečenju enaka nič (4.3.3.4.1.4(P), kar pomeni, da se material modelira kot bilinearen: elastičen – perfektno plastičen material. Če se pričakuje upadanje nosilnosti (kot na primer pri zidanih stenah ali drugih krhkih elementih, je treba to upoštevati v odnosu med obtežbo in deformacijo za te elemente).

Po členu 4.3.3.4.1.4(P) se karakteristike elementov določijo ob upoštevanju srednjih (opomba: verjetno so mišljene povprečne) vrednosti karakteristik materiala (v kolikor ni določeno drugače), kar se za nove konstrukcije (novogradnje) lahko pridobi iz pripadajočih karakterističnih vrednosti ob upoštevanju podatkov v EN 1992 do EN 1996a.

Člen 4.3.3.4.1.5(P) navaja, da je med izvedno nelinearne analize potrebno upoštevati tudi delovanje težnostnih sil na ustrezne elemente matematičnega modela (in ne samo potresnega vpliva) in pri določanju odnosa med obtežbo in deformacijo za elemente nosilne konstrukcije je treba upoštevati (tudi) osne sile zaradi delovanja težnostnih sil.

Potresni vpliv mora delovati tako v pozitivni kot v negativni smeri. Upoštevati je treba ovojnico potresnih učinkov, dobljenih z obema analizama.

Standard navaja dve nelinearni metodi: statično potisno (pushover) in dinamično.

V.8.1.1 Potisna (pushover) analiza – nelinearna statična analiza (4.3.3.4.2.1)

Potisna (v standardu imenovana pushover) analiza nam da informacije o nelinearnem obnašanju konstrukcije, vendar ne med potresom (dinamično obtežbo), temveč med linearnim povečevanjem horizontalne obtežbe (med statično obtežbo). Kljub temu, da je apliciranje obtežbe bistveno drugačno kot v realni situaciji, potisna analiza lahko nudi pomembne informacije. Z njo se lahko preveri obnašanje konstrukcije novo projektiranih ali obstoječih stavb z naslednjimi cilji (4.3.3.4.2.1):

- potrditev ali sprememba vrednosti faktorja dodatne nosilnosti α_u/α_1 (ki pa vseeno ima omejitve npr. 1.5 za betonske konstrukcije ter 1.6 za jeklene konstrukcije),
- ocena (ker dejanska razporeditev obtežbe ni znana) pričakovanega plastičnega mehanizma in razporeditev poškodb, s čimer se zaznajo potencialni »nevarnik« (torej šibki) nosilni elementi, identifikacija morebitnih nepravilnosti v nosilnosti (v tlorisu ali po višini), ki lahko povzročijo spremembe dinamičnih lastnosti med neelastičnim obnašanjem,
- določitev obnašanja konstrukcije obstoječih ali utrjenih stavb v skladu z EN 1998-3, pri čemer lahko kontroliramo tudi nekonstrukcijske elemente,
- alternativa k projektiranju, ki temelji na linearno-elastični analizi in uporablja faktor obnašanja q . V tem primeru je kot osnovo za projektiranje treba vzeti ciljni pomik po 4.3.3.4.2.6(1).

Potisna analiza kot rezultat poda globalno duktilnost, ki je definirana kot razmerje med mejnim (ultimativnim) pomikom δ_u in pomikom pri prvem tečenju δ_y .

Stavbe, ki ustrezajo pogojem (tlorisne) pravilnosti iz 4.2.3.2 ali pogojem iz 4.3.3.1(8)a)-d) se lahko analizirajo z dvema ravninskima modeloma, od katerih vsak ustreza eni glavni vodoravni smeri.

Stavbe, ki ne ustrezajo pogojem pravilnosti v tlorisu (4.2.3.2 ali pogojem iz 4.3.3.1(8)a)-e)), je treba analizirati s prostorskim modelom. Lahko pa se opravita dve neodvisni analizi z vodoravno obtežbo, ki deluje samo v eni smeri.

Po členu 4.3.3.4.2.1(5) pri nizkih zidanih stavbah, pri katerih obnašanje nosilnih sten določa predvsem strig, se lahko vsaka etaža analizira neodvisno od drugih etaž. Ta zahteva se upošteva kot izpolnjena, če ima stavba največ tri etaže in če je razmerje med višino in širino (dolžino) nosilnih sten manjše od 1.0 ($H/L < 1$).

Apliciranje vodoravne obtežbe pri potisni analizi

Z vodoravno obtežbo se simulira delovanje potresnega vpliva. Ker je dejanska porazdelitev potresnih vplivov neznana, je potrebno uporabiti najmanj dve porazdelitvi vodoravne obtežbe po višini:

- "enakomerno" porazdelitev, kjer so vodoravne sile sorazmerne masam ne glede na višino. Taka porazdelitev ustreza enakomerni porazdelitvi pospeškov (na primer pri relativno majhni hitrosti gibanja tal),
- "modalno" porazdelitev, kjer so vodoravne sile sorazmerne vodoravnim silam v obravnavani smeri, določenim z elastično analizo (v skladu z metodo z vodoravnimi silami (4.3.3.2) ali modalno analizo s spektri odziva 4.3.3.3).

Potisna analiza je osnovana na predpostavki, da bo konstrukcija oscilirala na način, v katerem bo prva nihajna oblika dominantna.

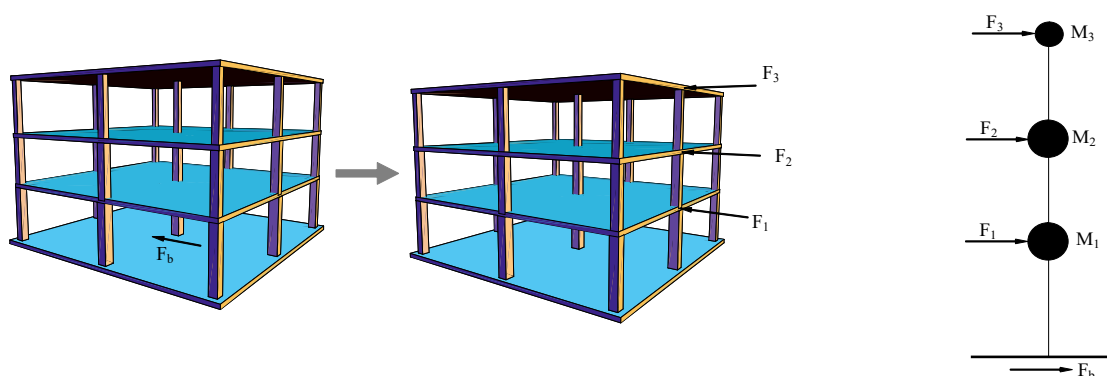
Vodoravne sile morajo delovati v masnih središčih. Upoštevati je treba naključno ekscentričnost v skladu s 4.3.2(1)P, kar pa je mogoče doseči zgolj v 3D modelu.

Glede na zahtevo predpisa po uporabi najmanj dveh porazdelitev vodoravne obtežbe po višini pri nelinearno-statični analizi, sledijo za različne porazdelitve različni faktorji dodatne nosilnosti (α_u/α_1). V tem primeru je treba upoštevati najmanjšo izmed vrednosti, dobljenih za (vsaj) dve razporeditvi vodoravne obtežbe.

V.9 Razporeditev vodoravnih potresnih sil po višini (etažah) objekta

V.9.1 Metoda z vodoravnimi silami («ekvivalentna statična analiza»)

Pri enoetažnih konstrukcijah je aplikacija celotne potresne strižne sile F_b na konstrukcijo jasna. Pri večetažnih konstrukcijah pa nastopi vprašanje načina porazdelitve celotne potresne strižne sile F_b (ki sicer formalno deluje v temelju oziroma dnu konstrukcije), po višini konstrukcije. Ta sila povzroči po posameznih etažah konstrukcije potresne sile F_i (kjer indeks i označuje i -to etažo), slika 5.13.



Slika 5.13: Linearna razporeditev potresne sile F_b po posameznih etažah

Problem ni vezan zgolj na predpis EC8 in ima bogato zgodovino reševanja, saj so posamezni nacionalni predpisi podajali različne (za države, kjer ne uporabljajo standarda EC8, to velja še sedaj) načine, kako se izračunajo sile F_i .

Osnovno vprašanje, po katerem se medsebojno razlikujejo različni protipotresni predpisi, je modeliranje sile F_t oz. predpisanega dela sile na vrhu konstrukcije. Najpogosteje (dovoljena tudi v aktualni verzije EC8) se pojavlja linearna razporeditev po višini, ki pa v splošnem (v različnih standardih) nastopa v dveh podobnih oblikah. V prvi z. osnovni obliki razporeditve se celotna potresna sila F_b linearno porazdeli po etažah, kar predpisuje tudi EC8. V drugi obliki razporeditve, ki jo (ali pa so jo) poznali nekateri drugi protipotresni predpisi, pa se predpisani del sile F_b , običajno označen z F_t , dodeli najvišji, torej zgornji etaži, preostanek sile $F_b - F_t$ pa se linearno porazdeli po vseh etažah (torej del dodatno odpade tudi v najvišjo). Velikost sile F_t se je pogosto izračunala v odvisnosti od prve lastne periode konstrukcije kot $F_t = 0.07 \cdot T \cdot F_b (\leq 0.25 \cdot F_b)$, aplicirala pa se je samo za stavbe, kjer je veljalo $T > 0.7$ s. V starih predpisih SFRJ pa je veljalo $F_t = 0.15 \cdot F_b$.

Če je $F_t=0$, med porazdelitvama ni razlike. Posamezna potresna sila na etažo se tako izračuna kot:

$$F_i = (F_b - F_t) \cdot \frac{W_i \cdot z_i}{\sum_{j=1}^n W_j \cdot z_j} \quad (5.38)$$

kjer so:

- F_b celotna potresna sila, ki deluje v temeljih konstrukcije,
- F_i linearni del celotne potresne sile, ki deluje v i -ti etaži,
- F_t predpisani del celotne potresne sile, ki deluje v najvišji («top») etaži,
- W_j potresna teža (ali pa masa), ki deluje v j -ti etaži,
- z_j oddaljenost j -te etaže od osnove konstrukcije (višina etaže),
- n število etaž konstrukcije.

Razporeditev potresnega vpliva F_b po EC8

Potresno silo F_b , ki deluje na mestu vpetja konstrukcije, je potrebno razporediti na sisteme za prenašanje vodoravne obtežbe (etaže in ostrešje), pri čemer se predpostavi, da so stropovi oz. etažne plošče (diafragme) togi. Potrebno je poudariti, da se naj v masi m v izračunu F_b zajame še masa sten pritličja, polovico stebrov pritličja ter maso, ki izvira iz koristne obtežbe pritličja, ki se sicer ne porazdeli po višini konstrukcije (saj je ročica enaka nič), vendar, skupaj s prispevkom mase temeljev, vseeno vpliva na prečno silo za dimenzioniranje temeljev konstrukcije.

Za izračun razporeditve celotne potresne sile po etažah stavbe je potrebna informacija o obeh prvih nihajnih oblikah obeh ravninskih modelov. Seveda ju je mogoče izračunati po metodah dinamike konstrukcij (ki bi seveda vodile tudi do približkov prvih nihajnih časov za obe smeri), lahko pa se uporabi tudi predpostavka, da vodoravni pomiki linearno naraščajo po višini stavbe (4.3.3.2.3(1)).

Če je osnovna nihajna oblika znana, se celotna vodoravna potresna sila razporedi v višine koncentriranih etažnih mas posameznega ravninskega modela s pomočjo zveze:

$$F_i = F_b \cdot \frac{\phi_{1i} \cdot m_i}{\sum \phi_{1j} \cdot m_j} \quad (4.10 \text{ EC8})$$

kjer so:

F_i vodoravna (etažna) sila, ki deluje v etaži i ,

ϕ_{i1}, ϕ_{ij} pomika mas (etaž) i in j v prvi oz. osnovni nihajni obliki (v standardu sta označena kot s),

m_i, m_j projektni masi etaž i in j .

Če osnovna nihajna oblika ni znana, se ob uporabi predpostavke, da vodoravni pomiki linearno naraščajo po višini stavbe, celotna vodoravna potresna sila razporedi v višine koncentriranih etažnih mas posameznega ravninskega modela s pomočjo zveze:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (4.11 \text{ EC8})$$

kjer so:

F_i vodoravna sila, ki deluje v etaži i ,

z_i, z_j koti mas (etaž) i in j nad nivojem delovanja potresnega vpliva (to je nad temeljem ali nad togo kletjo),

m_i, m_j projektni masi etaž i in j .

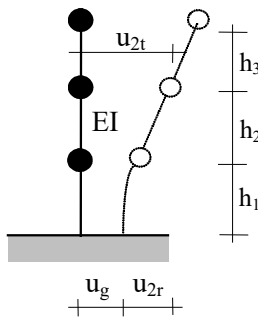
Ne glede na izbiro porazdelitve mora biti vsota izračunanih etažnih sil F_i enaka sil F_b .

V.9.2 Modalna analiza s spektri odziva («Response spectrum analysis»)

- Teoretične osnove metode iz dinamike konstrukcij

Potresni vpliv dejansko predstavlja gibanje tal u_g , ki je funkcija časa.

Iz slike 5.14 je razvidno, da za poljubno prostostno stopnjo (etažo) i velja celotni pomik:



$$u_{i,t} = u_g + u_{i,r}$$

Če se rezultirajoči oz. celotni pomiki vseh prostostnih stopenj zapišejo v vektor celotnih pomikov, sledi:

$$\{u_t\} = \{u_g\} + \{u_r\} = \{I\} \cdot u_g + \{u_r\}$$

Slika 5.14: Celotni pomiki

kjer je $\{I\}$ enotski vektor. Zapisana oblika vektorja velja, če obravnavamo konstrukcijo, ki je vzbujana in obravnavana le v eni ravnini, upoštevajo pa se le vodoravne prostostne stopnje v smeri vzbujanja.

Splošnejša (prostorska) oblika enačbe je:

$$\{u_g\} = [s] \cdot \{\bar{u}_g\}$$

kjer sta:

$[s]$ matrika vplivnih koeficientov, $\{\bar{u}_g\}$ pa je vektor, ki vsebuje komponente pomika tal v prostoru.

Zveza med pospeški je tako naslednja:

$$\{\ddot{u}_t\} = \{\ddot{u}_g\} + \{\ddot{u}_r\} = \{a_g\} + \{\ddot{u}_r\} = \{I\} \cdot a_g(t) + \{\ddot{u}_r\}$$

Ko zapišemo homogeno matrično enačbo lastnega nihanja

$$[M] \cdot \{\ddot{u}_t\} + [K] \cdot \{u_t\} = \{0\}$$

in upoštevamo, da translatorni pomik konstrukcije zaradi pomika tal ne povzroča deformacij in so zato pripadajoče sile enake nič, sledi:

$$\begin{aligned} [M] \cdot \{\ddot{u}_r\} + [K] \cdot \{u_r\} &= \{0\} \\ [M] \cdot \{\ddot{u}_g + \ddot{u}_r\} + [K] \cdot \{u_r\} &= \{0\} \\ [M] \cdot \{\ddot{u}_r\} + [K] \cdot \{u_r\} &= -[M] \cdot \{\ddot{u}_g\} = -[M] \cdot \{a_g\} \end{aligned}$$

Zapiše se kar $\{u_r\} = \{u\}$ in tako sledi nehomogena matrična enačba vsiljenega nihanja:

$$[M] \cdot \{\ddot{u}\} + [K] \cdot \{u\} = \{P(t)\} = -[M] \cdot \{a_g\}$$

kjer je »obtežni« vektor $\{P(t)\}$ enak:

$$\{P(t)\} = -[M] \cdot \{I\} \cdot a_g(t)$$

V splošnem je posamezni člen vektorja $P_i(t)$ torej enak negativni vsoti členov i -ter vrstice masne matrike, pomnoženi s pospeškom tal $a_g(t)$. Kadar pa je masna matrika diagonalna, so členi vektorja $\{P(t)\}$ enaki negativnemu produktu posamezne etažne mase M_i s pospeškom tal $a_g(t)$, torej $P_i(t) = -M_i \cdot a_g(t)$.

Da vezane diferencialne enačbe gibanja lahko rešimo, jih moramo najprej prevesti v nevezano obliko, in zato se vpelje transformacija iz realnih koordinat u v posplošene (glavne) koordinate y (v literaturi pogosto označevane s črko q) z zvezo:

$$\{u\} = [\Phi] \cdot \{y\}$$

kjer je $[\Phi]$ matrika normiranih lastnih vektorjev (način normiranja in njegov vpliv na rezultate je podan v nadaljevanju), zapisanih po stolpcih. Analogno velja še zveza med pospeški $\{\ddot{u}\} = [\Phi] \cdot \{\ddot{y}\}$.

Tako sledi zapis:

$$[M] \cdot [\Phi] \cdot \{\ddot{y}\} + [K] \cdot [\Phi] \cdot \{y\} = -[M] \cdot \{I\} \cdot a_g(t)$$

ki še ne prinese razvezanih enačb. Zato se enačba z leve pomnoži še s $[\Phi]^T$ in tako sledi:

$$[\Phi]^T \cdot [M] \cdot [\Phi] \cdot \{\ddot{y}\} + [\Phi]^T \cdot [K] \cdot [\Phi] \cdot \{y\} = -[\Phi]^T \cdot [M] \cdot \{I\} \cdot a_g(t)$$

Matrike $[\Phi]^T \cdot [M] \cdot [\Phi]$ in $[\Phi]^T \cdot [K] \cdot [\Phi]$ so diagonalne matrike, kar pomeni, da sistem vezanih diferencialnih enačb preide v obliko sistema nevezanih (razvezanih) enačb, ki so rešljive ločeno.

Posamezne enačbe (oz. vrstice) ločenega sistema se zapišejo kot:

$$\{\Phi_i\}^T \cdot [M] \cdot \{\Phi_i\} \cdot \ddot{y}_i + \{\Phi_i\}^T \cdot [K] \cdot \{\Phi_i\} \cdot y_i = -\{\Phi_i\}^T \cdot [M] \cdot \{I\} \cdot a_g(t)$$

Skalarni člen $\{\Phi_i\}^T \cdot [M] \cdot \{\Phi_i\}$ označimo kot posplošeno maso m_i , skalarni člen $\{\Phi_i\}^T \cdot [K] \cdot \{\Phi_i\}$ pa kot posplošeno togost k_i :

$$m_i \cdot \ddot{y}_i + k_i \cdot y_i = -\{\Phi_i\}^T \cdot [M] \cdot \{I\} \cdot a_g(t)$$

Kljub splošnemu zapisu je člen na desni ($-\{\Phi_i\}^T \cdot [M] \cdot \{I\} \cdot a_g(t)$) prav tako skalar.

Če vsako posamezno enačbo delimo s prvim skalarnim členom (torej posplošeno maso m_i), sledi:

$$\ddot{y}_i + \frac{\{\Phi_i\}^T \cdot [K] \cdot \{\Phi_i\}}{\{\Phi_i\}^T \cdot [M] \cdot \{\Phi_i\}} \cdot y_i = -\frac{\{\Phi_i\}^T \cdot [M] \cdot \{I\}}{\{\Phi_i\}^T \cdot [M] \cdot \{\Phi_i\}} \cdot a_g(t)$$

oziroma:

$$\ddot{y}_i + \frac{k_i}{m_i} \cdot y_i = \ddot{y}_i + \omega_i^2 \cdot y_i = -\frac{\{\Phi_i\}^T \cdot [M] \cdot \{I\}}{\{\Phi_i\}^T \cdot [M] \cdot \{\Phi_i\}} \cdot a_g(t)$$

kjer je $\frac{k_i}{m_i} = \omega_i^2$ kvadrat i -te lastne krožne frekvence.

Razmerje $\frac{\{\Phi_i\}^T \cdot [M] \cdot \{I\}}{\{\Phi_i\}^T \cdot [M] \cdot \{\Phi_i\}}$, ki je odvisno zgolj od mas konstrukcije ter posamezne nihajne oblike se imenuje koeficient (faktor) participacije ali modalni participacijski faktor:

$$g_i = \frac{\{\Phi_i\}^T \cdot [M] \cdot \{I\}}{\{\Phi_i\}^T \cdot [M] \cdot \{\Phi_i\}} \quad (5.39)$$

Iz zadnje enačbe je razvidno, da velikost členov vektorja $\{\Phi_i\}$ neposredno vpliva na velikost faktorja participacije g_i . Zato je pomembno, da so vsi vektorji urejeni $\{\Phi_i\}$ po enakem ključu.

Z vidika potresnega inženirstva dobimo najuporabnejše informacije, če v računu uporabimo vektorje $\{\hat{\Phi}_i\}$, normirane na masno matriko, tako da velja $\{\hat{\Phi}_i\}^T \cdot [M] \cdot \{\hat{\Phi}_i\} = 1$. Imenovalci v izrazu za g_i tako postane 1 in izraz se poenostavi v obliko (in namesto g_i pišemo Γ_i):

$$\Gamma_i = \{\hat{\Phi}_i\}^T \cdot [M] \cdot \{I\} \quad (5.40)$$

Sodelujočo (ali tudi efektivno oziroma participacijsko) modalno maso za posamezno oz. i -to nihajno obliko izračunamo kot kvadrat modalnega participacijskega faktorja Γ_i^2 . Sodelujoče (participacijske) mase so tako:

$$\begin{aligned} M_{1,\text{sod}} &= \Gamma_1^2 \\ M_{2,\text{sod}} &= \Gamma_2^2 \\ &\dots \\ M_{n,\text{sod}} &= \Gamma_n^2 \end{aligned}$$

Vsota sodelujočih (participacijskih) mas je seveda enaka masi konstrukcije:

$$\Gamma_1^2 + \Gamma_2^2 + \Gamma_3^2 + \dots + \Gamma_n^2 = M_{1,\text{sod}} + M_{2,\text{sod}} + \dots + M_{n,\text{sod}} = M_{\text{tot}} = M_{\text{kon}} = M_1 + M_2 + \dots + M_n$$

Delež posamezne sodelujoče mase tako znaša:

$$\frac{M_{1,\text{sod}}}{M_{\text{tot}}}, \frac{M_{2,\text{sod}}}{M_{\text{tot}}}, \dots, \frac{M_{n,\text{sod}}}{M_{\text{tot}}}$$

pri čemer seveda velja:

$$\frac{M_{1,\text{sod}}}{M_{\text{tot}}} + \frac{M_{2,\text{sod}}}{M_{\text{tot}}} + \dots + \frac{M_{n,\text{sod}}}{M_{\text{tot}}} = 1$$

Z višjimi frekvencami delež sodelujoče mase običajno upada.

Posamezna razvezana diferencialna enačba, npr. k-ta, sedaj dobi obliko:

$$\ddot{y}_k + \omega_k^2 \cdot y_k = -g_k \cdot a_g(t)$$

kjer v splošnem velja $y_i = y_i(t)$ ter $a_g = a_g(t)$, pri čemer je npr. $a_g(t)$ časovno spreminjajoči zabeleženi zapis pospeška nekega dejanskega potresa.

Pri iskanju potresnega vpliva v skladu z EC8 pa a_g predstavlja vrednost ordinate S_d iz projektnega spektra pospeškov, ki ga definira standard. Gre za konstantno vrednost, ki pa je funkcija nihajnega časa oz. periode: $a_g = S_d(T)$.

Tako sledi zapis:

$$\ddot{y}_i + \omega_k^2 \cdot y_k = -g_k \cdot S_d(T_k)$$

Rešitev posamezne diferencialne enačbe za konstantno desno stran (obtežbo) je (y_o in v_o sta začetni pomik in začetna hitrost):

$$y_k(t) = -\frac{g_k \cdot S_d(T_k)}{\omega_k^2} + \frac{g_k \cdot S_d(T_k)}{\omega_k^2} \cdot \cos(\omega_k \cdot t) + y_o \cdot \cos(\omega_k \cdot t) + \frac{v_o \cdot \sin(\omega_k \cdot t)}{\omega_k}$$

pri čemer enačba pripadajočega pospeška (drugega odvoda po času) dobi obliko:

$$\ddot{y}_k(t) = -g_k \cdot S_d(T_k) \cdot \cos(\omega_k \cdot t) - y_o \cdot \omega_k^2 \cdot \cos(\omega_k \cdot t) - v_o \cdot \omega_k \cdot \sin(\omega_k \cdot t)$$

Če sta začetni pomik in začetna hitrost (y_o in v_o) enaka nič, sledi maksimalni pospešek kot:

$$\ddot{y}_{k,\text{max}}(t) = g_k \cdot S_d(T_k),$$

Maksimalni pomik v posplošeni koordinati sledi:

$$y_{k,\max}(t) = \frac{\mathbf{g}_k \cdot \mathbf{S}_d(\mathbf{T}_k)}{\omega_k^2}$$

Upoštevanja zveze $\ddot{y}_{k,\max}(t) = \omega_k^2 \cdot y_{k,\max}(t)$ seveda dalje spet vodi do:

$$\ddot{y}_{k,\max}(t) = \omega_k^2 \cdot y_{k,\max}(t) = \mathbf{g}_k \cdot \mathbf{S}_d(\mathbf{T}_k).$$

Z upoštevanjem teh dveh zvez sedaj sledi pospešek nihajne oblike v realnih koordinatah:

$$\{\ddot{\mathbf{u}}_{k,\max}\} = \{\Phi_k\} \cdot \ddot{y}_{k,\max}(t) = \{\Phi_k\} \cdot \mathbf{g}_k \cdot \mathbf{S}_d(\mathbf{T}_k)$$

od koder sledijo potresne sile kot (s splošnim zapisom lastnih vektorjev):

$$\{\mathbf{F}_{k,\max}\} = [\mathbf{M}] \cdot \{\ddot{\mathbf{u}}_{k,\max}\} = [\mathbf{M}] \cdot \{\Phi_k\} \cdot \mathbf{g}_k \cdot \mathbf{S}_d(\mathbf{T}_k)$$

oz. v primeru na masno matriko normiranih lastnih vektorjev:

$$\{\mathbf{F}_{k,\max}\} = \mathbf{S}_d(\mathbf{T}_k) \cdot \Gamma_k \cdot [\mathbf{M}] \cdot \{\hat{\Phi}_k\} \quad (5.41a)$$

Pripadajoči pomiki so:

$$\{\mathbf{u}_{k,\max}\} = [\mathbf{d}] \cdot \{\mathbf{F}_{k,\max}\} = [\mathbf{d}] \cdot [\mathbf{M}] \cdot \{\Phi_k\} \cdot \mathbf{g}_k \cdot \mathbf{S}_d(\mathbf{T}_k)$$

Pomike je mogoče pridobiti kar direktno (brez eksplicitne uporabe togostne oz. podajnostne matrike) kot:

$$\{\mathbf{u}_{k,\max}\} = \{\Phi_k\} \cdot \mathbf{g}_k \cdot \frac{\mathbf{S}_d(\mathbf{T}_k)}{\omega_k^2} = \{\hat{\Phi}_k\} \cdot \Gamma_k \cdot \frac{\mathbf{S}_d(\mathbf{T}_k)}{\omega_k^2} \quad (5.41b)$$

in seveda se potem etažne sile izračunajo kot:

$$\{F_{k,\max}\} = [k] \cdot \{u_{k,\max}\} = [k] \cdot \{\Phi_k\} \cdot g_k \cdot \frac{S_d(T_k)}{\omega_k^2} = [k] \cdot \{\hat{\Phi}_k\} \cdot \Gamma_k \cdot \frac{S_d(T_k)}{\omega_k^2}$$

- Analiza etažnih sil in pomikov v skladu z EC8

Medtem kot izraza (5.41a) in (5.41b) direktno podajata etažne sile, kot tudi etažne pomike, ki pripadajo posamezni nihajni obliki, je pristop v EC8 nekoliko bolj razčlenjen, saj standard najprej definira potresno silo, ki pripada k-ti nihajni obliki in deluje na mestu vpetja konstrukcije (bazna sila). Ta sila se izračuna po enačbi (ki je v predpisu »skrita« v opombi točke 4.3.3.3.1.(3)):

$$F_{bk} = S_d(T_k) \cdot M_{k,\text{sod}} \quad (5.42)$$

Enačba predstavlja logično nadgradnjo enačbe EC8 (4.5), vendar brez korekcijskega faktorja λ .

Celotna vodoravna bazna potresna sila F_{bk} , ki pripada k-ti nihajni obliki, se nato razporedi v višine koncentriranih etažnih mas posameznega ravninskega modela s pomočjo zveze (posplošitev enačbe EC8 (4.10)), ki za i-to etažo vodi do:

$$F_{ki} = F_{bk} \cdot \frac{\phi_{ki} \cdot M_i}{\sum \phi_{kj} \cdot M_j} \quad (5.43)$$

kjer so:

F_{ki} vodoravna (etažna) sila, ki deluje v etaži i zaradi bazne sile, ki pripada k-ti periodi,

ϕ_{ki}, ϕ_{kj} pomika mas (etaž) i in j v k-ti nihajni obliki,

M_i, M_j projektni masi etaž i in j.

Upoštevanje predzadnje zveze v zadnji vodi do sile v i-ti etaži zaradi potresnega vpliva k-te nihajne oblike:

$$F_{ki} = S_d(T_k) \cdot M_{k,\text{sod}} \cdot \frac{\phi_{ki} \cdot M_i}{\sum \phi_{kj} \cdot M_j} \quad (5.44)$$

Če vse etažne sile zapišemo v vektor, sledi:

$$\{F_k\} = \begin{Bmatrix} F_{k1} \\ F_{k2} \\ \vdots \\ F_{kn} \end{Bmatrix} = S_d(T_k) \cdot M_{k,sod} \cdot \frac{1}{\sum \phi_{kj} \cdot M_j} \begin{Bmatrix} \phi_{k1} \cdot M_1 \\ \phi_{k2} \cdot M_2 \\ \vdots \\ \phi_{kn} \cdot M_n \end{Bmatrix}$$

kar pa vodi do enake razporeditve etažnih sil kot enačba (5.41a), vendar pa poznavanje celotne vodoravne bazne potresne sile F_{bk} dejansko ni potrebno.

Tem silam pripadajoče vodoravne pomike dobimo, če z njimi z desne pomnožimo podajnostno matriko $\{u_k\} = [d] \cdot \{F_k\}$. Tako izračunani pomiki so enaki, kot sledijo iz enačbe (5.41b), vendar pa poznavanje celotne vodoravne bazne potresne sile F_{bk} prav tako spet ni potrebno.

Vsi učinki oz. posledice (torej notranje sile in momenti, ter pomiki) posameznih nihajnih oblik se nato kombinirajo po pravilu SRSS ali CQC.

- Določila standarda EC8 glede števila v analizi uporabljenih nihajnih časov in oblik

V konstrukciji z n prostostnimi stopnjami za vsako obravnavano smer nastopa n efektivnih modalnih mas, kar formalno vodi do n potresnih prečnih sil F_{bk} ($k=1,2,\dots,n$), ki delujejo na mestu vpetja konstrukcije. Ker že pri enostavnem 3D modelu konstrukcije v vsaki etaži nastopijo tri prostostne stopnje (dva pomika in zasuk), je lahko število prostostnih stopenj pri večetažni konstrukciji precej veliko.

Zato EC8 ne predpisuje, da je potrebno v analizi upoštevati vse sile F_{bk} , temveč navaja zgolj, da je potrebno upoštevati vse nihajne oblike, ki pomembno prispevajo h globalnemu odzivu (4.3.3.3(2)P). Ta pogoj je po EC8 izpolnjen, kadar je je izpolnjen eden od naslednjih pogojev (4.3.3.3(3)):

- vsota efektivnih modalnih mas za nihajne oblike, ki se upoštevajo, znaša vsaj 90 % celotne mase konstrukcije, torej velja:

$$\frac{M_{1,sod}}{M_{tot}} + \frac{M_{2,sod}}{M_{tot}} + \dots > 0.9$$

- upoštevajo se vse nihajne oblike z efektivnimi modalnimi masami, večjimi od 5 % celotne mase:

$$\frac{M_{i,\text{sod}}}{M_{\text{tot}}} > 0.05$$

Pri uporabi prostorskega modela je potrebno gornja pogoja preveriti za vse ustrezne smeri. Ker je v prostorskem modelu avtomatično zajeta tudi torzija, lahko torzijske nihajne oblike pomembno vplivajo na odziv in zgornjih pogojev (predvsem prvega) ni mogoče izpolniti. V tem primeru je treba upoštevati najmanj toliko nihajnih oblik, da sta izpolnjena pogoja:

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n} \quad (4.13 \text{ EC8})$$

in

$$T_k \leq 0.2 \text{ s} \quad (4.14 \text{ EC8})$$

kjer so:

k število upoštevanih nihajnih oblik,

n število etaž nad temelji ali nad togo kletjo,

T_k nihajni čas za k-to nihajno obliko.

Kombiniranje učinkov vplivov (4.3.3.3.2)

Vsi efekti oz. učinki (torej posledice: notranje sile in momenti, ter pomiki, **ne** pa tudi vplivi), ki sledijo iz upoštevanih posameznih nihajnih oblik, se nato kombinirajo. Ena izmed bistvenih razlik med sistemi z eno prostostno stopnjo in sistemi z več prostostnimi stopnjami nastopi v načinu, kdaj se pojavijo maksimalni odzivi. Medtem ko je pri sistemih z eno prostostno stopnjo mogoče enostavno ugotoviti maksimalni odziv (z iskanjem ekstrema ene same funkcije), je pri sistemu z več prostostnimi stopnjami odziv linearna kombinacija več funkcij oz. nihajnih oblik. Zaradi tega je zelo malo verjetno, da bodo vse funkcije hkrati dosegle maksimum, hkrati pa tudi ni zagotovila, da bo najneugodnejša kombinacija vseh vplivov sploh nastopila ob ekstremu vsaj ene izmed funkcij. Zato moramo ekstremne učinke posameznih funkcij (ki jih mnogo lažje analiziramo kot njihovo kombinacijo) potem tudi medsebojno kombinirati.

Kombiniranje se v skladu s standardom izvede po pravilu kvadratnega korena vsote kvadratov SRSS (»square root of the sum of the squares«) ali popolne kvadratne kombinacije CQC (»complete quadratic combination«), izbira načina kombiniranja pa je vezana na neodvisnost posameznih nihajnih oblik. V nekaterih drugih sorodnih standardih (vendar **ne** tudi v EC8) je dovoljeno tudi enostavno seštevanje absolutnih ekstremnih vrednosti učinkov.

- Če je mogoče predpostaviti, da so odzivi v vseh ustreznih nihajnih oblikah medsebojno neodvisni, se lahko največja vrednost (rezultirajoča) E_E **učinka** potresnega vpliva (pomik, NSK,...) izračuna po pravilu kvadratnega korena vsote kvadratov oz. SRSS, torej kot:

$$E_E = \sqrt{\sum_i E_{E,i}^2} \quad (4.16 \text{ EC8})$$

kjer je $E_{E,i}$ vrednost tega učinka potresnega vpliva zaradi nihajne oblike i . Pri tem predznak vrednosti $E_{E,i}$ nima vpliva, saj vektorji $\{\phi_i\}$ nimajo enoličnega predznaka, potresni vpliv pa lahko ima obe usmeritvi v isti ravnini.

Definirati je potrebno še merilo medsebojne neodvisnosti dveh nihajnih oblik i in j , pri čemer so upoštevane tako translacijske kot tudi torzijske nihajne oblike (v 3D modelu). V skladu s predpisom se lahko predpostavi, da sta nihajni obliki neodvisni, če njuna nihajna časa T_i in T_j ($s T_j < T_i$) ustrežata zvezi:

$$T_j \leq 0.9 \cdot T_i \quad (4.15 \text{ EC8})$$

- Kadar zadnji pogoj ni izpolnjen, se smatra, da sta nihajnih obliki i in j medsebojno odvisni, in zato je treba za račun tvorbe največjih vrednosti posameznih nihajnih oblik uporabiti natančnejše postopke, kot npr. popolno kvadratno kombinacijo, imenovano tudi metoda CQC (bolj podrobno opisano v nadaljevanju).

V.10 Vodoravne potresne sile na nekonstrukcijske elemente objekta (4.3.5)

Potresni vpliv, ki deluje na stavbo, je potrebno razporediti ne samo na nosilne konstrukcijske elemente (ki po apliciranju vodoravnih »etažnih« sil svoj delež potresnih sil »pridobijo« že direktno v 2D ali 3D računskem modelu, v primeru poenostavljenega 1D modela pa s pomočjo razmerja togosti), temveč tudi na (pogosto spregledane) nekonstrukcijske elemente stavbe, ki pa v računskem modelu za prevzem potresnih

vplivov niso zajeti, saj njihova togost tudi ni upoštevana v skupni togosti etaže oz. konstrukcije.

Temu delu analize dolgo ni bila posvečena dovolj velika pozornost, sedaj pa, še posebej pri objektih z dragoceno, občutljivo ali nevarno opremo, dobiva svojo veljavnost. Taki nekonstrukcijski elementi stavbe lahko namreč v primeru premikanja ali porušitve ogrožajo ljudi ali vplivajo na glavno konstrukcijo stavbe ali na delovanje kritičnih naprav, hkrati pa lahko imajo (predvsem oprema) izredno visoko vrednost. Taghavi in Miranda sta v svojem poročilu [05.18] ugotavljala delež vrednosti nosilne gradbene konstrukcije glede na vrednost celotne investicije v nekaterih vrstah javnih stavb. Tak delež znaša 18 % za pisarne, medtem ko za hotele pade na 13 %. Najnižji delež vrednosti nosilne gradbene konstrukcije je v bolnišnicah, kjer znaša samo 8 %. Preostanek zneska celotne investicije pa pripada opremi in nekonstrukcijskim elementom, pri čemer je delež opreme za pisarne 20 %, za hotele 17 %, pri bolnišnicah pa celo 44 % celotne investicije.

Vzpodbudno je, da je raziskava, ki so jo izvedli na UL pokazala, da se večini (približno 40 % anketirancev) tako strokovne, kot laične javnosti zdi primerno, da se investicija podraži za 2 do 5 %, če s tem prepreči porušitev objekta pri močnem potresu. Pri tem je smiselno dodati, da povečanje sredstev za celotno investicijo za 2 % pri pisarnah posledično pomeni povečanje sredstev za konstrukcijo za nekaj več kot 10 %, medtem ko pri bolnišnicah to pomeni povečanje za kar 25 %. V kolikor pa se celotna investicija poveča za 5 %, sta povečanja sredstev še mnogo večji (27.78 % za pisarne ter 62.5 % pri bolnišnicah).

Med takšne nekonstrukcijske elemente stavbe v splošnem prištevamo parapete, zatrepe, antene, strojno opremo, predelne stene, ograje, omare (masa prazne omare je lahko 20 kg ali več) in pisalne mize. Za te elemente je potrebno preveriti, ali lahko skupaj s svojimi podporami prenašajo potresne vplive (4.3.5.1(1)P).

Če so nekonstrukcijski elementi zelo pomembni oz. vredni ali posebej nevarni (ali celo oboje hkrati), je treba pri analizi uporabiti realistične modele ustreznih konstrukcij (npr. MKE) ter primerne spektre odziva. Gre za spektre tistih konstrukcijskih elementov osnovnega nosilnega sistema, ki podpirajo potencialno nevaren nekonstrukcijski element. Spektri so torej dobljeni iz odziva podpornih oz. nosilnih konstrukcijskih elementov osnovnega nosilnega sistema pri potresni obtežbi (4.3.5.1(2)P). Kadar se tak pomemben ali nevaren nekonstrukcijski element nahaja v neki etaži stavbe, za njegovo analizo potrebujemo spekter odziva za to etažo, ki ga uporabimo za izračun vpliva na dno takega

elementa. Tak spekter odziva imenujemo etažni spekter odziva (angl. »Floor Response Spectra, FRS« ali tudi »In-structure Response Spectra«).

V vseh ostalih primerih so dovoljene primerno upravičene poenostavitve (npr. z vodoravno silo v težišču elementa) (4.3.5.2(1)P).

Nekonstrukcijske elemente, njihove spoje (z nosilno konstrukcijo) in sidranja je treba preveriti, če lahko prenašajo projektne potresne vplive (3.2.4). Pri tem je treba upoštevati lokalne prenose obremenitev na konstrukcijo, ki nastanejo zaradi pritrditev nekonstrukcijskih elementov, in njihov vpliv na obnašanje konstrukcije. Dodatne zahteve za pritrditev na beton so navedene v predpisu EN 1992-1-1:2004, 2.7 [05.19].

Učinki potresnega vpliva se lahko (če nekonstrukcijski elementi niso zelo pomembni ali posebej nevarni) določijo tako, da se nekonstrukcijski elementi obtežijo z vodoravno silo F_a , ki je določena z izrazom:

$$F_a = \frac{S_a \cdot W_a \cdot \gamma_a}{q_a} \quad (4.24 \text{ EC8})$$

kjer so:

F_a vodoravna potresna sila, ki deluje v težišču nekonstrukcijskega elementa v najneugodnejšimeri,

W_a teža nekonstrukcijskega elementa,

S_a potresni koeficient za nekonstrukcijske elemente (podan z enačbo spodaj),

γ_a faktor pomembnosti za nekonstrukcijski element,

q_a faktor obnašanja za nekonstrukcijski element.

Potresni koeficient S_a , ki nadomešča vrednost iz etažnega spektra odziva, lahko po EC8 za nekonstrukcijske elemente izračunamo z enačbo:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot \left(1 + \frac{z}{H}\right)}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1}\right)^2} - 0.5 \right] > \alpha \cdot S \quad (5.45)$$

kjer so:

- α razmerje med projektnim pospeškom a_g na tleh tipa A in težnostnim pospeškom g ,
- S faktor tal,
- T_a osnovni nihajni čas nekonstrukcijskega elementa,
- T_1 osnovni nihajni čas stavbe v ustrezni smeri,
- z višina nekonstrukcijskega elementa nad mestom delovanja potresnega vpliva (to je nad temelji stavbe ali nad vrhom toge kleti),
- H višina stavbe, merjena od temeljev ali vrha toge kleti.

Faktor pomembnosti γ_a je v splošnem enak 1, razen za sidranje strojev in opreme, ki so pomembni za delovanje sistemov za zagotavljanje varnosti ljudi; kot tudi rezervoarje in posode, ki vsebujejo strupene ali eksplozivne snovi, nevarne za ljudi. Za te nekonstrukcijske elemente faktor pomembnosti γ_a ne sme biti manjši od 1.5 (4.3.5.3).

Na tak način se oprema oz. nekonstrukcijski elementi obravnavajo samostojno oz. ločeno od »glavne« konstrukcije. Tak pristop je uporaben (in upravičen), kadar je masa takega elementa manjša od 1 % mase cele konstrukcije. Kadar ta pogoj ni izpolnjen, je potrebno problem takega elementa reševati kot celoto s konstrukcijo ter uporabiti kvalitetnejše načine določitve potresnega vpliva na opremo oz. nekonstrukcijske elemente. Ti načini so vezani na različne pristope določevanja etažnih spektrov pospeškov. Študije so pokazale, da izraz iz EC8 v splošnem vodi do (pretirano) precej konzervativnih (prevelikih) obtežb (pospeškov), razen v primerih znotraj resonančnega področja in za majhne koeficiente dušenja opreme (2 % do 3 %), ki pa ga izraz iz EC8 sploh ne upošteva.

Faktorji obnašanja q_a za nekonstrukcijske elemente objekta

Standard podaja zgornje meje za vrednosti faktorja obnašanja q_a za nekonstrukcijske elemente.

Zgornje vrednosti q_a za nekonstrukcijske elemente (po preglednici EC8 4.4)

Preglednica 5.3: Zgornje vrednosti faktorja obnašanja q_a za nekonstrukcijske elemente

Vrsta nekonstrukcijskega elementa	q_a
Konzolni parapeti ali ornamentacije Oznake in table	1.0
Dimniki, jambori in rezervoarji na nogah, ki delujejo kot nepodprte konzole po več kot polovici njihove celotne višine	
Zunanje in notranje stene Predelne stene in fasade	2.0
Dimniki, jambori in rezervoarji na nogah, ki delujejo kot nezavetrovane konzole po manj kot polovici njihove celotne višine, ali ki so zavetrovani ali privezani na konstrukcijo v njihovem masnem središču ali nad njim	
Sidranje omar in polic, ki so stalno postavljene na tleh	
Sidranje spuščениh stropov in pritrjenih svetil	

Izračun osnovnega nihajnega časa polnila oz. nekonstrukcijskega elementa

Pri uporabi enačbe za izračun potresnega koeficienta S_a največ negotovosti nastopa pri izračunu osnovnega nihajnega časa nekonstrukcijskega elementa T_a , še posebej pri opremi (npr. omare, police,...).

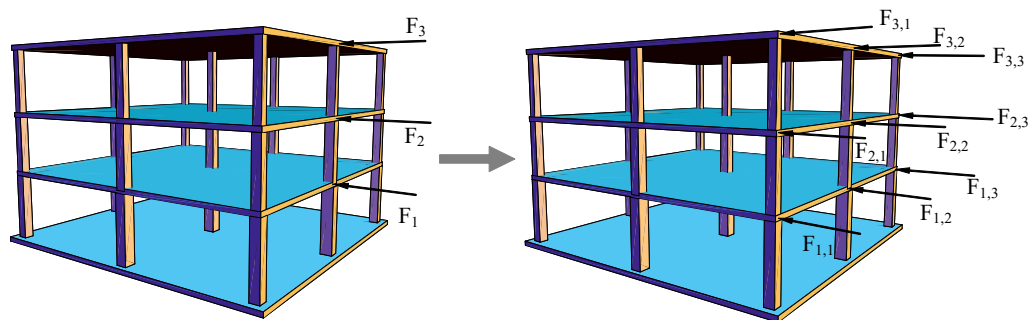
Stanje je nekoliko boljše pri stenah, kjer so lastne frekvence sten odvisne od vrste omejitev oziroma vpetja polnila (predelne stene) v stebre in plošče. Če se vsa stična površina ohranja v stiku s stebri, je sistem teoretično najbližji polnovpetim robnim pogojem.

V.11 Porazdelitev vodoravne etažne potresne sile po posameznih nosilnih sistemih etaže

Še pomembnejše kot vodoravne potresne sile na nekonstrukcijske elemente objekta so vodoravne potresne sile (=vodoravni potresni vplivi) na konstrukcijske elemente objekta.

Vodoravni potresni vpliv (»etažno« silo F_i), ki deluje v etaži i , je potrebno porazdeliti še znotraj konstrukcijskih elementov etaže. Kot pri mnogih drugih delih analize je tudi tukaj mogočih več različnih pristopov.

Prvi korak pa je razdelitev »etažne« sile na konstrukcijske sisteme etaže (okvire in stene) v opazovani smeri (in morda tudi prečno nanje), slika 5.15.

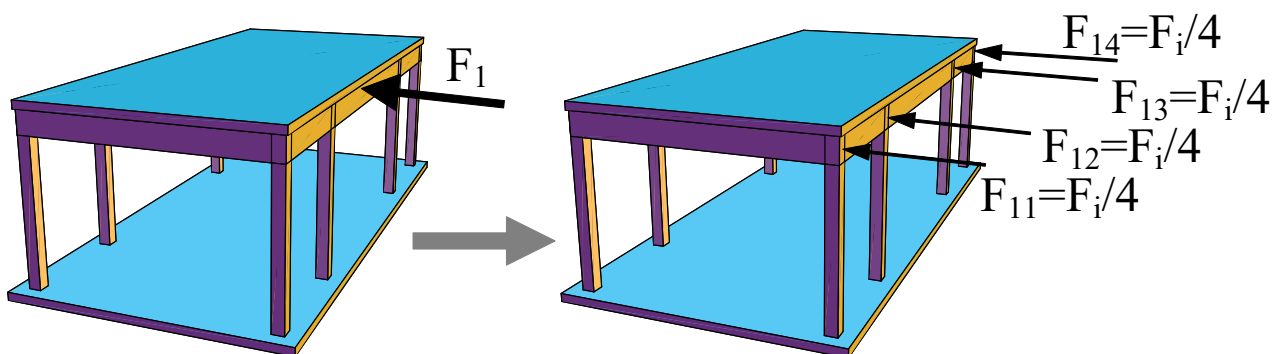


Slika 5.15: Razporeditev etažnih sil na nosilne elemente etaže

Upoštevanje nosilnosti sistemov v posamezni obravnavani smeri (2D analiza vzporednih nosilnih sistemov)

Pri uporabi dveh ločenih medsebojno pravokotnih ravninskih računskih modelov se etažna potresna sila F_i porazdeli po konstrukcijskih nosilnih sistemih etaže z upoštevanjem njihove nosilnosti zgolj v smeri delovanja etažne potresne sile.

Če se smatra, da se bo zgradba zaradi potresne sile (v skladu z uporabljenim ravninskim modelom konstrukcije) samo (enovito) translatorno premaknila v svoji ravnini (brez torzije), bodo horizontalni pomiki vseh vzporednih okvirjev oz. konstrukcijskih nosilnih sistemov v opazovani smeri enaki. Kadar so tudi vsi konstrukcijski sistemi etaže medsebojno enaki (in imajo posledično tudi enako upogibno togost), bo na vsakega izmed njih formalno tudi odpadel enak delež celotne etažne potresne sile, slika 5.16.



Slika 5.16: Enakomerna porazdelitev sil na identične posamezne konstrukcijske elemente

Kadar pa se konstrukcijski sistemi ali elementi etaže medsebojno razlikujejo (različne geometrijske karakteristike prerezov, različni materiali oz. mehanske lastnosti), bodo njihovi deleži celotne etažne potresne sile tudi različni, seveda v skladu z njihovimi togostmi. Če relativni etažni pomik i -te etaže v X smeri zaradi etažne potresne sile F_{Xi}

označimo z Δu_i (oz. Δv_i za pomik v Y smeri zaradi etažne potresne sile F_{Yi}), sledi iz pogoja enakosti sil najprej (pomožni ali relativni) etažni pomik (če bi želeli operirati s etažnim pomikom zaradi celotne potresne obtežbe, ki bi bil uporaben še pri MSU, bi morali namesto etažne potresne sile F_{Xi} uporabiti celotno prečno silo, ki deluje v etaži, torej vsoto sile F_{Xi} v opazovani etaži in vseh etažnih sil nad opazovano etažo):

$$\sum F_{Xi} = 0$$

$$F_{Xi} - \sum_{j=1}^{n_{Xi}} F_{Xij} = 0 \rightarrow F_{Xi} = \sum_{j=1}^{n_{Xi}} F_{Xij} = \sum_{j=1}^{n_{Xi}} K_{Xij} \cdot \Delta u_i \rightarrow \Delta u_i = \frac{F_{Xi}}{\sum_{j=1}^{n_{Xi}} K_{Xij}} \quad (5.46)$$

oziroma za Y smer:

$$\sum F_{Yi} = 0$$

$$F_{Yi} - \sum_{j=1}^{n_{Yi}} F_{Yij} = 0 \rightarrow F_{Yi} = \sum_{j=1}^{n_{Yi}} F_{Yij} = \sum_{j=1}^{n_{Yi}} K_{Yij} \cdot \Delta v_i \rightarrow \Delta v_i = \frac{F_{Yi}}{\sum_{j=1}^{n_{Yi}} K_{Yij}} \quad (5.47)$$

kjer so:

- j indeks konstrukcijskega sistema i-te etaže (v smeri X ali Y),
- F_{Xi} etažna potresna sila i-te etaže v smeri X,
- F_{Yi} etažna potresna sila i-te etaže v smeri Y,
- K_{Xij} togost j-tega konstrukcijskega sistema i-te etaže v smeri X,
- K_{Yij} togost j-tega konstrukcijskega sistema i-te etaže v smeri Y,
- Δu_i relativni pomik i-te etaže v smeri X,
- Δv_i relativni pomik i-te etaže v smeri Y,
- F_{Xij} sila j-tega konstrukcijskega sistema i-te etaže v smeri X,
- F_{Yij} sila j-tega konstrukcijskega sistema i-te etaže v smeri Y,
- n_{Xi} število konstrukcijskih sistemov i-te etaže v smeri X,
- n_{Yi} število konstrukcijskih sistemov i-te etaže v smeri Y.

Ker je posamezna sila etažnega nosilnega sistema po definiciji enaka:

$$F_{Xij} = K_{Xij} \cdot \Delta u_i \text{ oziroma } F_{Yij} = K_{Yij} \cdot \Delta v_i$$

nato sledi njena vrednost kot:

$$F_{Xij} = K_{Xij} \cdot \Delta u_i = F_{Xi} \cdot \frac{K_{Xij}}{\sum_{j=1}^{n_{Xi}} K_{Xij}} \quad \text{oziroma} \quad F_{Yij} = K_{Yij} \cdot \Delta v_i = F_{Yi} \cdot \frac{K_{Yij}}{\sum_{j=1}^{n_{Yi}} K_{Yij}} \quad (5.48)$$

Porazdelitev sil na posamezne konstrukcijske sisteme se torej izvede glede na njihove deleže togosti v pripadajoči skupni togosti etaže.

Če togosti K_{Xij} oziroma K_{Yij} niso znane, se lahko pri okvirnih konstrukcijah pri enakih pogojih vpetja stebrov nadomestijo z upogibnimi togostmi (produkti modula elastičnosti E z vztrajnostnim momentom prereza I) prečno na obravnavano smer:

$$F_{Xij} = F_{Xi} \cdot \frac{EI_{Yij}}{\sum_{j=1}^{n_{Xi}} EI_{Yij}} \quad \text{oziroma} \quad F_{Yij} = F_{Yi} \cdot \frac{EI_{Xij}}{\sum_{j=1}^{n_{Yi}} EI_{Xij}} \quad (5.49)$$

Dobljene sile na sisteme je mogoče posredno preveriti z izračunom njihovih rezultatov z izrazoma:

$$F_{Xi} = \sum_{j=1}^{n_{Xi}} F_{Xij} \quad \text{ter} \quad F_{Yi} = \sum_{j=1}^{n_{Yi}} F_{Yij} \quad (5.50)$$

Upoštevanje nosilnosti elementov v obeh smereh pri prevzemu sile v eni smeri (3D analiza)

Etažna potresna sila F_{Xi} oz. F_{Yi} dejansko deluje v masnem središču (torej središču mas ali kar težišču), za katerega se (za konstrukcije, pravilne v tlorisu) najpogosteje kar privzame, da leži v središču plošče etaže, saj so odstopanja pri tlorisno pravilnih konstrukcijah običajno majhna.

Pri uporabi dveh ločenih ravninskih modelov za določevanje period(e) konstrukcije se geometrijsko razlikovanje centra mas in centra togosti (kar povzroča torzijo), ne more neposredno računsko upoštevati, lahko pa se upošteva pri določevanju oz. porazdelitvi posamezne etažne potresne sile po konstrukcijskih sistemih etaže.

Praktična posledica je seveda torzijski vpliv, kar pomeni, da se konstrukcija v vsaki etaži ne bo več zgolj translatorsno premaknila, temveč hkrati tudi torzijsko zasukala. Zaradi tega zasuka etažne potresne sile in njene posledice (torzijskega momenta) ne bodo prevzeli samo konstrukcijski sistemi neposredno v smeri delovanja etažne potresne sile, temveč tudi konstrukcijski sistemi v prečni smeri. Ker bosta na posamezni konstrukcijski sistem tako delovali obe (medsebojni pravokotni) etažni sili, bo njuno delovanje, oziroma natančneje, posledice (učinke oz. efekte) njihovih delovanj, potrebno ustrezno kombinirati.

Pri korak je določitev centra togosti etaže (okoli katerega se bo posamezna etaža zasukala). Njegovi koordinati se izračunata z izrazoma (izhodišče koordinatnega sistema se lahko izbere poljubno, osi pa se običajno orientirata vzdolž pravokotnih stranic etaže):

$$x_{cti} = \frac{\sum_{j=1}^{n_{Yi}} (K_{Yij} \cdot x_{ij})}{\sum_{j=1}^{n_{Yi}} K_{Yij}} \quad \text{in} \quad y_{cti} = \frac{\sum_{j=1}^{n_{Xi}} (K_{Xij} \cdot y_{ij})}{\sum_{j=1}^{n_{Xi}} K_{Xij}} \quad (5.51)$$

kjer sta:

x_{ij} oddaljenost, merjena vzdolž x osi, j-tega konstrukcijskega sistema i-te etaže v smeri Y
 y_{ij} oddaljenost, merjena vzdolž y osi, j-tega konstrukcijskega sistema i-te etaže v smeri X

Če togosti K_{Xij} oziroma K_{Yij} niso znane, se lahko pri okvirnih konstrukcijah nadomestijo z upogibnimi togostmi okoli osi prečne na obravnavano smer.

Ko je center togosti znan, se (zaradi praktičnosti izračuna) vanj prestavi izhodišče koordinatnega sistema.

Zaradi zasuka etaže se pomik posameznega etažnega konstrukcijskega sistema/elementa ne ujema več s pomikom etaže, in je, odvisno od lege konstrukcijskega sistema in zasuka, lahko večji ali manjši.

Pomik centra togosti etaže (tudi sedaj) izračunamo iz pogoja ravnotežja sil, ki pa sedaj dobi nekoliko drugačno obliko (enačbe so zapisane za delovanje etažne potresne sile v smeri osi X):

$$\sum F_{X_i} = 0$$

$$F_{X_i} - \sum_{j=1}^{n_{X_i}} F_{X_{ij}} = 0 \rightarrow F_{X_i} = \sum_{j=1}^{n_{X_i}} F_{X_{ij}} = \sum_{j=1}^{n_{X_i}} K_{X_{ij}} \cdot \delta x_{ij}$$

pri čemer je sedaj δx_{ij} relativni pomik j-tega konstrukcijskega sistema i-te etaže zaradi delovanja etažne potresne sile F_{X_i} v X smeri. Sestavljen je iz (že znanega) translacijskega pomika i-te etaže u_i ter (dodatnega) prispevka zasuka φ_{xi} , ki je sicer enak za etažo kot celoto, vendar na posamezni pomik vpliva preko oddaljenosti konstrukcijskega sistema od centra togosti:

$$F_{X_i} = \sum_{j=1}^{n_{X_i}} K_{X_{ij}} \cdot \delta x_{ij} = \sum_{j=1}^{n_{X_i}} K_{X_{ij}} \cdot (\Delta u_i + y_{ij} \cdot \varphi_{xi})$$

Razvoj člena v oklepaju vodi do:

$$F_{X_i} = \Delta u_i \cdot \sum_{j=1}^{n_{X_i}} K_{X_{ij}} + \varphi_{xi} \cdot \sum_{j=1}^{n_{X_i}} (K_{X_{ij}} \cdot y_{ij})$$

Ker je izhodišče koordinatnega sistema postavljeno v center togosti, je zadnji člen enak nič in tako (ponovno) sledi (že znani) pomik centra togosti etaže i v smeri X:

$$\Delta u_i = \frac{F_{X_i}}{\sum_{j=1}^{n_{X_i}} K_{X_{ij}}} \quad \text{oziroma} \quad \Delta v_i = \frac{F_{Y_i}}{\sum_{j=1}^{n_{Y_i}} K_{Y_{ij}}} \quad \text{za etažno silo v Y smeri.}$$

Čeprav sta izraza identična kot pri upoštevanju nosilnosti elementov zgolj v obravnavani smeri (enačbi (5.46) in (5.47)), je njun pomen nekoliko drugačen, saj sedaj predstavljata zgolj relativna pomika **centra togosti** posamezne etaže (ne pa več tudi pomikov posameznih konstrukcijskih sistemov etaže).

Za izračun pomikov posameznih konstrukcijskih sistemov je potrebno izračunati še zasuk etaže φ_{xi} oz. φ_{yi} , za kar pa je potrebno poznati še ekscentričnosti etažne potresne sile za i-to etažo (kar vpliva na velikost torzijskega momenta). Izračuna se kot:

$$e_{xi} = x_{msi} \pm e_{axi} - x_{cti} \quad \text{oziroma} \quad e_{yi} = y_{msi} \pm e_{ayi} - y_{cti} \quad (5.52)$$

kjer so:

- e_{xi} projektna ekscentričnost, merjena vzdolž x osi i-te etaže za delovanje etažne sile v smeri Y,
- e_{yi} projektna ekscentričnost, merjena vzdolž y osi i-te etaže za delovanje etažne sile v smeri X,
- x_{msi} dejanska (nazivna) x koordinata masnega središča i-te etaže,
- y_{msi} dejanska (nazivna) y koordinata masnega središča i-te etaže,
- e_{axi} projektni premik masnega središča vzdolž x osi i-te etaže zaradi naključne torzije,
- e_{ayi} projektni premik masnega središča vzdolž y osi i-te etaže zaradi naključne torzije,
- x_{cti} x koordinata centra togosti i-te etaže,
- y_{cti} y koordinata centra togosti i-te etaže.

Enačba je zapisana v splošni obliki za poljubno lokacijo izhodišča koordinatnega sistema. V (običajnem) primeru, ko je izhodišče postavljeno v center togosti, sta x_{cti} in y_{cti} enaka 0, in tako sledi zapis:

$$e_{xi} = x_{msi} \pm e_{axi} \quad \text{oziroma} \quad e_{yi} = y_{msi} \pm e_{ayi} \quad (5.53)$$

Projektna (»administrativna«) pomika masnega središča e_{axi} in e_{ayi} tako zagotavljata, da bo na etažo vedno deloval tudi torzijski moment, pa čeprav morda masno središče in center togosti (npr. pri simetričnih konstrukcijah) sovpadata.

Pogoj ravnotežja momentov, zapisan na center togosti (enačbe so zapisane za delovanje etažne potresne sile v smeri osi X), vodi do zasuka etaže i zaradi delovanja etažne sile v smeri x:

$$\varphi_{xi} = \frac{F_{xi} \cdot e_{yi}}{\sum_{j=1}^{n_{xi}} (K_{xij} \cdot y_{ij}^2) + \sum_{j=1}^{n_{yi}} (K_{yij} \cdot x_{ij}^2)} \quad (5.54)$$

Analogno sledi še za delovanje sile v smeri Y:

$$\varphi_{yi} = \frac{F_{yi} \cdot e_{xi}}{\sum_{j=1}^{n_{xi}} (K_{xij} \cdot y_{ij}^2) + \sum_{j=1}^{n_{yi}} (K_{yij} \cdot x_{ij}^2)} \quad (5.55)$$

Opomba: φ_{xi} in φ_{yi} predstavljata geometrijsko enaka zasuka okoli osi Z, ki stoji pravokotno na ravnino, ki jo tvorita osi X in Y. Označbi oz. indeksa x in y označujeta samo smer delovanja potresnega vpliva v etaži i.

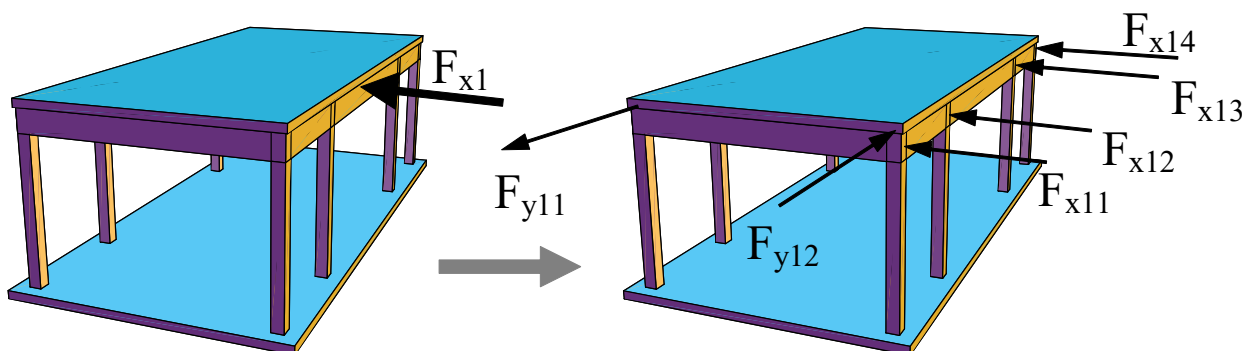
Celotni pomik j-tega konstrukcijskega sistema i-te etaže je tako (za primer delovanja etažne sile v smeri X):

$$\delta x_{ij} = \Delta u_i + y_{ij} \cdot \varphi_{xi} \quad \delta y_{ij} = \Delta x_{ij} \cdot \varphi_{xi} \quad (5.56)$$

pripadajoče sile na j-ti nosilni sistem i-te etaže pa so:

$$F_{Xij} = K_{Xij} \cdot \delta x_{ij} \quad F_{Yij} = K_{Yij} \cdot \delta y_{ij} \quad (5.57)$$

Posledice (učinki) sile F_{xi} , ki v i-ti etaži deluje izključno v smeri x, so tudi sile, ki delujejo na konstrukcijski sistem v smeri y, slika 5.17.



Slika 5.17: Etažni vpliv F_{xi} in njegovi učinki

Dobljene sile je mogoče posredno preveriti z izrazoma:

$$F_{Xi} = \sum_{j=1}^{n_{xi}} F_{Xij} \quad \text{ter} \quad \sum_{j=1}^{n_{yi}} F_{Yij} = 0$$

Iz levega izraza sledi, da se pri 3D porazdelitvi sile, ki deluje v smeri X, povprečna sila na okvirje v smeri X ne spremeni, pojavijo pa se dodatne sile v smeri Y, ki jih pri ravninski analizi ne dobimo.

Za situacijo, ko etažna sila deluje v smeri Y, pa sledi:

$$\delta x_{ij} = y_{ij} \cdot \varphi_{xi} \quad \delta y_{ij} = v_i + x_{ij} \cdot \varphi_{xi}$$

ter ponovno:

$$F_{Xij} = K_{Xij} \cdot \delta x_{ij} \quad F_{Yij} = K_{Yij} \cdot \delta y_{ij}$$

Posledice (učinki) sile F_{yi} , ki v i -ti etaži deluje izključno v smeri y , so tako tudi sile v smeri X . Dobljene sile je mogoče ponovno posredno preveriti z izrazoma:

$$\sum_{j=1}^{n_{xi}} F_{Xij} = 0 \quad \text{ter} \quad F_{Yi} = \sum_{j=1}^{n_{yi}} F_{Yij}$$

Modeliranje torzijskega vpliva pri uporabi metode z vodoravnimi silami (4.3.3.2.4)

Če se lahko uporabi metoda z vodoravnimi silami, mora biti konstrukcija pravilna po višini, lahko pa nastopita dva ločena 2D modela ali 3D model (odvisno od tlorisne pravilnosti).

Obstaja velika razlika med 2D in 3D modelom, ki se nanaša na modeliranje torzijskega vpliva. V 3D se morebitna »naravna« (dejanska oz. nazivna) ekscentričnost lahko neposredno zajame v izračunu, v 2D modelu pa ta »naravna« ekscentričnost nima neposrednega vpliva.

Člen 4.3.2(1)P pa zahteva, da se masno središče v vsaki etaži, ne glede na uporabljeni računski model, »administrativno« premakne iz nazivne lege v vsaki smeri za naključno ekscentričnost, ki znaša (vsaj) 5 % tlorisne dimenzije.

Če je razporeditev vodoravne togosti in mas simetrična (je stavba skoraj zagotovo tlorisno pravilna, kar pomeni, da je mogoče tudi modeliranje dvema ločenima 2D modeloma), imamo po členu 4.3.3.2.4(1) dve možnosti vključitve naključne ekscentričnosti. Uporabimo lahko natančnejšo metodo, npr. tisto po členu 4.3.3.3.3(1), ki je vezana na prostorski model (in modalno analizo s spektri odziva), kjer dodatno obtežbo etaže predstavlja torzijski moment M_{ai} . Ta je izračunan kot produkt etažne sile F_i z naključno

ekscentričnostjo mase e_{ai} v etaži i (izračunano po enačbi (4.3)), kar je logična posledica enačbe (4.3).

Če naključne ekscentričnosti v analizo ne vključimo z dodatnim torzijskim momentom M_{ai} (npr. ker je ne moremo direktno, kadar uporabljamo dva ločena 2D modela), razporeditev vodoravne togosti in mas pa je simetrična, potem je mogoče upoštevati vpliv naključne torzije tako, da se učinki vpliva (notranje sile in pomiki) v posameznih nosilnih elementih povečajo s faktorjem δ po enačbi (4.3.3.2.4(1)):

$$\delta = 1.0 + 0.6 \cdot \frac{x}{L_e} \quad (4.12 \text{ EC8})$$

kjer sta

x razdalja obravnavanega elementa od masnega središča stavbe v tlorisu, merjena pravokotno na smer upoštevane potresne vpliva (potresne obtežbe),

L_e razdalja med dvema skrajnima elementoma, ki prenašata vodoravno obtežbo, merjena pravokotno na smer potresnega vpliva.

Člen 4.3.3.2.4(1) jasno navaja (enostavnejšo) simetrično razporeditev vodoravne togosti in mas. Naslednji člen (4.3.3.2.4(2)) pa navaja zgolj (bolj splošno) uporabo dveh ločenih ravninskih modelov (ne omenja pa simetrije), ter navaja, da v kolikor sta pri analizi (tukaj predpis ne navaja česa: (verjetno) nihajnih časov konstrukcije ali pa porazdelitve etažne potresne sile) uporabljena dva ločena ravninska modela, po eden za vsako glavno vodoravno smer, se lahko učinek torzije določi tako, da se podvoji naključna ekscentričnost e_{ai} po enačbi EC8 (4.3), hkrati pa se faktor 0.6 v enačbi EC8 (4.12) poveča na 1.2

$$e_{ai} = \pm 0.10 \cdot L_i \quad \text{in} \quad \delta = 1.0 + 1.2 \cdot \frac{x}{L_e} \quad (5.58)$$

Za nesimetrične stavbe (z manj »predvidljivim« odzivom) je torej smiselna uporaba višjih vrednosti za modeliranje učinkov torzijskih vplivov.

Opomba: v literaturi je mogoče najti različna tolmačenja člena 4.3.3.2.4 ter poglede na podvojitev naključne ekscentričnosti e_{ai} in hkratnega povečanja faktorja v enačbi EC8 (4.12) na 1.2.

Modeliranje torzijskega vpliva pri uporabi modalni nalizi s spektri odziva (4.3.3.3.3)

Ponovno ločimo med naslednjima modeloma: dvema ločenima ravninskima modeloma in prostorskim modelom.

Kadar se za analizo uporablja prostorski model, se lahko vplivi naključne torzije (ki jo, ne glede na uporabljeni model, zahteva člen 4.3.2(1)P) določijo kot ovojnica (ne pa kombinacija!) vrednosti, dobljenih s statično analizo, kjer obtežbo etaž predstavljajo torzijski momenti okoli vertikalne osi M_{ai} , izračunani kot produkti vodoravnih etažnih sil F_i (po višini razporejenih po členu 4.3.3.2.3) z naključno ekscentričnostjo e_{ai} (po enačbi EC8 (4.3)) mase v etaži i :

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i \quad (4.17 \text{ EC8})$$

Vplive takšne obtežbe, ki sledi iz enačbe EC8 (4.3) je treba upoštevati s pozitivnim in negativnim predznakom, pri čemer moramo upoštevati enak predznak za vse etaže.

Kadar pa sta v analizi uporabljena dva ločena ravninska modela, modeliranje torzijskega vpliva z neposrednimi torzijskimi momenti M_{ai} ni mogoče. Zato člen 4.3.3.3.3(3) slovenskega standarda navaja, da se lahko vplivi torzije upoštevajo tako, da se učinki potresnih vplivov računajo po členu 4.3.3.3.2 (ki ne govori o torziji temveč o kombinaciji odziva v posameznih nihajnih oblikah!) in se uporabijo pravila, navedena v členu 4.3.3.3.2, kar je verjetno napaka. Opomba: v angleškem draftu (Stage 49, iz januarja 2003) jasno piše, da se učinki potresnih vplivov računajo v členu 4.3.3.2.4(2), torej enako kot pri metodi z vodoravnimi silami, kjer podvojimo naključno ekscentričnost e_{ai} po enačbi (4.3) in faktor 0.6 v enačbi (4.12) povečamo na 1.2.

V.12 Razporeditev vodoravne »etažne« potresne sile na nosilne elemente konstrukcijskega sistema etaže

Kadar uporabimo 2D ali 3D računski model (npr. z metodo končnih elementov), potem razporeditev sil na konstrukcijske elemente nosilnega sistema etaže (npr. stebre) sledi iz statične analize po aplikaciji posameznih »etažnih« potresnih sil na sisteme.

Kadar pa se uporablja nadomestni 1D model (navadni ali modificirani/reducirani strižni model, model ekvivalentne konzole), se etažna potresna sila med posamezne konstrukcijske elemente sistema etaže razdeli glede na razmerja upogibnih togosti teh elementov, ki so odvisne od pogojev vpetja.

Če pomike vseh etaž modela hkrati izračunamo s pomočjo togostne matrike, v posamezni etaži apliciramo pripadajočo etažno silo F_i . Kadar pa sile in momente elementov etaže računamo direktno s pomočjo togosti etaž (navadni ali modificirani/reducirani strižni model), pa moramo aplicirati celotno prečno silo na etažo.

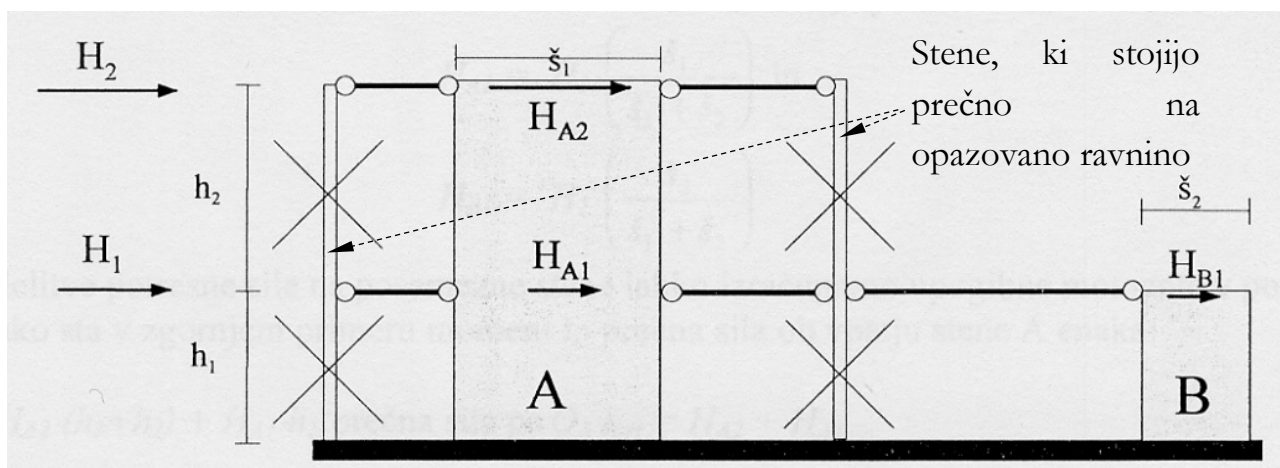
Razdelitev etažnih sil med stebri in stenami

Etažna (prečna) potresna sila se razdeli med posamezne etažne nosilne elemente nosilnega sistema (stebre, stene) obravnavane smeri. Ker imajo stene običajno večji doprinos k horizontalni togosti, se lahko elementi z manjšo horizontalno togostjo (stebri; stene, upognjene okoli šibke osi) pri tem zanemarijo. Če ne uporabljamo modela končnih elementov se razdelitev etažne sile lahko izvede po pravilu upogibnega ali strižnega prenosa, odvisno od dimenzij elementov, pri čemer se razdelitev pri upogibnem prenosu izvede na osnovi razmerja upogibnih togosti oz. površinskih vztrajnostnih momentov, pri strižnem prenosu pa na osnovi razmerja strižnih togosti oz. ploščin prečnih prereзов.

V literaturi [05.20] Kilar navaja, da se upogibni prenos izvede, če je razmerje višina elementa h proti njegovi širini b (označeni s \bar{h} na sliki 5.18 [po 05.20]) večje od 2 (element se takrat upošteva kot upogibni oz. »vitek« po Bernoulli-Eulerjevi hipotezi), strižni prenos pa se izvede, če je razmerje višina h proti širini b manjše ali enako 2.

Za konstrukcijo na sliki 5.18 razdelitev sile H_2 v drugi etaži ni potrebna (ker celotno obtežbo prevzame edina stena), v spodnji etaži, ki mora prevzeti rezultanto sil H_1 in H_2 , pa se razdelitev izvede glede na dejanske dimenzije obeh sten (A in B).

Na sliki 5.18 so stene, ki so upognjene okoli šibke osi (stojijo prečno na opazovano ravnino) in imajo zanemarljiv doprinos k horizontalni togosti v tej smeri, zato prečrtane.



Slika 5.18: Primer porazdelitve etažne sile sistema na nosilne elemente sistema

V primeru delitve po pravilu upogibnega prenosa (če sta izpolnjena pogoja $h_1 > 2 \cdot \check{s}_1$ in $h_2 > 2 \cdot \check{s}_2$) v spodnji etaži slike 5.18 tako sledita sili (ob predpostavki, da sta modula elastičnosti sten različna):

$$H_{A1} = H_1 \cdot \frac{E_1 \cdot I_1}{E_1 \cdot I_1 + E_2 \cdot I_2} \quad \text{in} \quad H_{B1} = H_1 \cdot \frac{E_2 \cdot I_2}{E_1 \cdot I_1 + E_2 \cdot I_2} \quad (5.59)$$

V primeru delitve po pravilu strižnega prenosa ($h_1 < 2 \cdot \check{s}_1$ in $h_2 < 2 \cdot \check{s}_2$) pa sledita sili (če sta strižna modula G_1 in G_2 različna):

$$H_{A1} = H_1 \cdot \frac{G_1 \cdot A_1}{G_1 \cdot A_1 + G_2 \cdot A_2} \quad \text{in} \quad H_{B1} = H_1 \cdot \frac{G_2 \cdot A_2}{G_1 \cdot A_1 + G_2 \cdot A_2}. \quad (5.60)$$

Opomba: v primeru dveh enakih sten A in B obe porazdelitvi seveda vodita do enakih deležev sile v obeh stenah.

V primeru, ko bi stena A izpolnjevala pogoje za strižni prenos, stena B pa pogoje za upogibni prenos, bi seveda bil delež stene A v celotni togosti tako velik, da bi cela etaža obnašala strižno.

Opomba: vse zveze ustrezajo modelu na sliki, ki idealizirano predpostavlja dovolj toge horizontalne diafragme (ki omogočajo prenos horizontalnih sil po vertikalnih elementih), kot tudi relativno veliko upogibno podajnost plošč (ki so predstavljene kot obojestransko členkasto pritrjene na stebre). Ker pa tak model predstavlja približek realnega stanja,

prikazani izrazi ne dajejo točnih porazdelitev etažne sile, temveč zgolj njihove inženirske približke.

V.13 Kombiniranje učinkov (posledic) vodoravnih komponent potresnega vpliva (ne glede na način njihove pridobitve)

Na splošno je treba upoštevati, da vodoravni medsebojno pravokotni komponenti potresnega vpliva delujeta na stavbo sočasno, čeprav sta lahko (običajno) izračunani tudi ločeno. Zato določila standarda (4.3.3.5.1) zahtevajo, da se učinek potresnega vpliva zaradi obeh vodoravnih komponent potresnega vpliva kombinira na predpisani način.

Najprej se za vsako izmed obeh vodoravnih komponent neodvisno izračuna odziv/učinek (npr. pomik) v skladu s 4.3.3.3.2, kar predpis zahteva v členu 4.3.3.5.1(2) a). Če uporabimo modalno analizo s spektri odziva, najprej izračunamo odzive v vseh ustreznih nihajnih oblikah, ki medsebojno neodvisni, nato pa se lahko največja vrednost E_E učinka potresnega vpliva izračuna z enačbo (ki za kombiniranje uporablja pravilo SRSS, čeprav to ni navedeno eksplicitno; hkrati pa člen 4.3.3.3.2 omogoča tudi uporabo metode CQC):

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (4.16 \text{ EC8})$$

kjer sta:

E_E obravnavan kombiniran (»rezultirajoči«) učinek potresnega vpliva (sila, moment, pomik, itd.)

E_{Ei} vrednost tega učinka potresnega vpliva zaradi nihajne oblike i .

Največja vrednost za vsak učinek potresnega vpliva na konstrukcijo se tako oceni po pravilu SRSS (Square Root of the Sum of the Squares, kjer se izračuna kvadratni koren vsote kvadratov opazovane komponente odziva za obe vrednosti komponente). To pravilo na splošno daje konzervativno oceno verjetnih vrednosti drugih učinkov vpliva, ki delujejo sočasno z največjo vrednostjo.

Kadar pa so nihajne oblike oz. nihajni časi zelo podobni in pogoj neodvisnosti dveh nihajnih oblik ($T_j < T_i$):

$$T_j \leq 0.9 \cdot T_i \quad (4.15 \text{ EC8})$$

ni izpolnjen, kar pomeni:

$$0.9 \cdot T_i < T_j < T_i$$

se pri kombiniranju mora uporabiti metoda CQC (Complete Quadratic Combination), ki je v bistvu nadgradnja oziroma posplošitev metode SRSS in daje večje vrednosti kot SRSS.

Najprej se s pomočjo krožnih frekvenc ali nihajnih časov izračunajo koeficienti β_{ij} . Če uporabimo nihajne čase, sledi:

$$\beta_{ij} = \frac{T_j}{T_i} \leq 1$$

Če pa uporabimo krožne frekvence, pa sledi:

$$\beta_{ij} = \frac{\omega_j}{\omega_i} \leq 1$$

Koeficienti β_{ij} so manjši ali enaki 1, z njihovo pomočjo pa izračunamo še koeficiente ρ_{ij} :

$$\rho_{ij} = \frac{8 \cdot \xi^2 \cdot \beta_{ij}^{\frac{3}{2}}}{(1 + \beta_{ij}) \cdot [(1 - \beta_{ij})^2 + 4 \cdot \xi^2 \cdot \beta_{ij}]} \quad (5.61)$$

kjer je ξ količnik dušenja. V literaturi [05.21] je mogoče najti še alternativni zapis enačbe:

$$\rho_{ij} = \frac{8 \cdot \xi^2 \cdot (1 + \beta_{ij}) \cdot \beta_{ij}^{\frac{3}{2}}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi^2 \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij})^2} \quad (5.62)$$

ki vodi do enakih rezultatov.

Če sta količnika dušenja nihajnih časov i in j različna, torej ξ_i in ξ_j , izraz dobi še splošnejšo obliko (z $\rho = T_i / T_j$):

$$\rho_{ij} = \frac{8 \cdot \sqrt{\xi_i \cdot \xi_j} \cdot (\xi_i + \rho \cdot \xi_j) \cdot \rho^{\frac{3}{2}}}{(1 - \rho^2)^2 + 4 \cdot \xi_i \cdot \xi_j \cdot \rho \cdot (1 + \rho^2) + 4 \cdot (\xi_i^2 + \xi_j^2) \cdot \rho^2} \quad (5.63)$$

Kombinirana vrednost nato sledi kot:

$$E_E = \sqrt{\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j} \quad (5.64)$$

kjer sta E_i in E_j vpliva, ki se kombinirata.

Za vse ostale nihajne oblike, ki izpolnjujejo pogoj EC8 (4.15), upoštevamo $\rho_{ij} = 0$ ter $\rho_{ii} = \rho_{jj} = 1$.

Člen 4.3.3.5.1(2) b) pa eksplicitno navaja uporabo pravila SRSS, ko navaja, da se največja vrednost za vsak učinek potresnega vpliva na konstrukcijo lahko nato oceni po pravilu SRSS, vendar lahko pri njegovi uporabi nastopijo praktične omejitve.

Pravila SRSS/CQC torej ni mogoče uporabiti pri dveh (ali več) različno, a hkratno delujočih veličinah. Zato se alternativno opisanemu kombiniranju (4.3.3.5.1(3)) učinek potresnega vpliva zaradi kombinacije vodoravnih komponent potresnega vpliva lahko izračuna z naslednjima kombinacijama (ločeno je potrebno upoštevati obe kombinaciji):

$$\text{a) } E_{Edx} "+" 0.30 \cdot E_{Edy} \quad (4.18 \text{ EC8})$$

$$\text{b) } 0.30 \cdot E_{Edx} "+" E_{Edy} \quad (4.19 \text{ EC8})$$

kjer so:

"+" "kombinirano z",

E_{Edx} učinek potresnega vpliva zaradi delovanja potresnega vpliva vzdolž izbrane vodoravne smeri x konstrukcije,

E_{Edy} učinek potresnega vpliva zaradi delovanja istega potresnega vpliva vzdolž pravokotne vodoravne smeri y konstrukcije,

pri čemer "kombinirano z" ne pomeni nujno seštevanja, saj je pri opisanih kombinacijah potrebno za vsako komponento izbrati tisti predznak, ki ima neugodnejši vpliv na obravnavan učinek (4.3.3.5.1(5)P).

V.14 Navpična komponenta potresnega vpliva (4.3.3.5.2)

Stavbe so relativno »dobro« projektirane za prevzem nepotresnih (večinoma) vertikalnih vplivov in zato navpična komponenta potresnega vpliva običajno ni deležna tako velike pozornosti kot vodoravna komponenta potresnega vpliva, kar pa ne pomeni avtomatično, da je popolnoma zanemarljiva.

Predpogoj za upoštevanje navpične komponente potresnega vpliva je, da je a_{vg} večji kot $0.25 \cdot g$ ($\approx 2.5 \text{ m/s}^2$). Izjema je le, če se uporabi nelinearna statična analiza, kjer se lahko navpična komponenta potresnega vpliva po 4.3.3.5.2(5) v tem primeru zanemari.

Vrednost pospeška a_{vg} je za spekter tipa 1 definirana z razmerjem $a_{vg} / a_g = 0.90$ (preglednica 3.4, 3.2.2.3), kar pomeni, da znaša vertikalna komponenta 90 % horizontalne. Tako pogoj lahko zapišemo kot $a_{vg} = 0.90 \cdot a_g = 0.90 \cdot \gamma_I \cdot a_{gR} > 0.25 \cdot g$, oziroma:

$$\gamma_I \cdot a_{gR} > 0.278 \cdot g.$$

Za običajne stavbe (z $\gamma_I = 1.0$) tako sledi pogoj v obliki $a_{gR} > 0.278 \cdot g$, kar pomeni, da pri običajnih stavbah v RS ni potrebno upoštevanje navpične komponente potresnega vpliva, saj v veljavni karti projektnega pospeška tal za RS ni območja, kjer bi a_{gR} bil večji od 0.25.

Za šolo (faktor pomembnosti γ_I je enak 1.2) v Ljubljani pa sledi: $1.2 \cdot 0.25 \cdot g = 0.3 \cdot g > 0.278 \cdot g$, kar pomeni, da je upoštevanje navpične komponente potresnega vpliva obvezno, če so izpolnjene še ostale zahteve člena 4.3.3.5.2(1). Vertikalna oz. navpična komponenta potresnega vpliva se namreč upošteva, kadar obstajajo:

- vodoravni ali skoraj vodoravni konstrukcijski elementi z razponom 20 m ali več,
- vodoravni ali skoraj vodoravni previsni konstrukcijski elementi daljši kot 5 m,
- vodoravni ali skoraj vodoravni prednapeti konstrukcijski elementi,
- grede, ki podpirajo stebre,
- potresna izolacija.

Pri tem upoštevanja navpične komponente potresnega vpliva ni potrebno izvesti na celotni konstrukciji, temveč se učinki navpične komponente potresnega vpliva lahko določajo na delnem (»lokalnem« oz. izoliranem) modelu konstrukcije. Tak model po členu 4.3.3.5.2(3) zajema elemente, na katere deluje navpična komponenta potresnega vpliva

(kot so npr. tisti, navedeni zgoraj), hkrati pa se (preko robnih pogojev) upošteva togost sosednjih elementov.

Kadar so za te elemente pomembne tudi vodoravne komponente potresnega vpliva, se lahko uporabijo pravila iz člena 4.3.3.5.1(2), smiselno razširjena na tri komponente (dve horizontalni in vertikalna) potresnega vpliva.

V.15 Račun velikosti (projektnih) pomikov za MSU oz. zahtevo po omejitvi poškodb (4.3.4)

Druga temeljna zahteva EC8 se nanaša na omejitev poškodb, ki jo preverimo s pomočjo pomikov v potresnem projektnem stanju. Načeloma so to pomiki, ki morajo upoštevati poškodovanost konstrukcije in kot taki sledijo iz »prave« nelinearne analize, ki pa je običajno ne izvajamo (saj ne poznamo točnega delovanja potresnega vpliva).

Kadar uporabimo linearno elastično analizo (kjer uporabimo t. i. »reducirane sile«), horizontalne pomike, ki jih povzroča (s faktorjem q reducirani) projektni potresni vpliv, izračunamo s pomočjo elastične deformacije konstrukcije z naslednjim poenostavljenim izrazom (4.3.4(1)P):

$$d_s = q_d \cdot d_e, \quad (4.23 \text{ EC8})$$

kjer so:

- d_s pomik točke konstrukcijskega sistema zaradi projektnega potresnega vpliva (ki pa je reduciran s faktorjem q),
- q_d faktor obnašanja za pomike, ki je kar enak faktorju obnašanja q (odvisnega od izbrane stopnje duktilnosti in materiala), razen če ni drugače določeno (po opombi na koncu točke 4.3.4 (1)P velja $q_d > q$, če je osnovni nihajni čas konstrukcije T_1 manjši od T_C , vendar pa način določitve ustreznega drugačnega faktorja ni podan),
- d_e pomik konstrukcijskega sistema, določen z linearno analizo z uporabo projektnega spektra za elastično analizo z reduciranimi silami (potrebno je upoštevati tudi torzijske učinke zaradi potresnega vpliva).

V.16 Predhodna zasnova objekta in preliminarno dimenzioniranje

Seizmično (dinamično) projektiranje zaznamuje pomembna razlika napram klasičnemu statičnemu projektiranju, kjer obtežba, ki deluje na konstrukcijo, ni funkcija togosti in mase konstrukcije ter njunega razmerja oz. kombinacije. Pri potresni obtežbi pa so dinamični akcijski vplivi funkcija togosti (in mase ter njunega razmerja) konstrukcije, ki pa niso avtomatično podane vnaprej. Togosti (in mase, ki se zaradi morebitne spremembe dimenzij nekoliko spremenijo), ki jih projektant šele skuša ugotoviti, da bo z njimi zagotovil ustrezno medpotresno obnašanje konstrukcije, so seveda funkcija izbranih materialov in tudi geometrijskih karakteristik prerezov elementov. Tako so iteracije pri projektiranju običajno neizogibne (razen v primeru zavestne izbire predimenzioniranih, a s tem tudi neekonomičnih elementov).

Izvajanje predhodnih postopkov analize je tako normalni korak v celotni analizi, in cilj predhodne zasnove objekta analize je, da se na enostaven način (z nekaterimi približki) pridobijo okvirne velikosti, torej dimenzije konstrukcijskih elementov, ki so blizu končnih oblik in vrednosti (dimenzij).

Ločimo lahko dve splošni situaciji, odvisni od merodajnosti potresnega vpliva. Na področjih z bolj šibkimi potresi bodo tako ostali vplivi dovolj veliki, da upoštevanje potresne situacije ne bo postavljalo dodatnih konstrukcijskih zahtev za konstrukcijo (npr. spremembo dimenzij prečnih presekov). Analiza potresnega vpliva se izvede zgolj kot dodatna kontrola k ostalim kontrolam.

Na področjih z močnejšimi potresi pa bo verjetno potresni vpliv tisti, ki bo postavljaj merodajne konstrukcijske zahteve (npr. ustrezne dimenzije prečnih presekov) za zagotovitev varnosti. V takih primerih je zato smiselno in primerno ustrezne zahteve protipotresne gradnje in pripadajočega standarda upoštevati že od osnovnih korakov zasnove dalje.

V.17 Vpliv seizmične izolacije

Iz diagrama spektra odziva je očitno, da povečevanje nihajnega časa konstrukcije vodi do manjših (in s tem ugodnejših) projektnih vrednosti pospeška $S_d(T_1)$ in posledično manjših potresnih vplivov. Zvečanje nihajnega časa T_1 lahko dosežemo s povečanjem mase konstrukcije, kar pa ima hkrati tudi negativne posledice (povečanje obremenitev konstrukcije v nepotresnem stanju, kot tudi povečanje sile F_b). Drug način povečanja

nihajnega časa je s kontroliranim zmanjševanjem togosti konstrukcije, kar je na prvi pogled prav tako neugodno, vendar lahko s selektivnim oz. fokusiranim zmanjševanjem togosti vseeno dosežemo pozitivne učinke.

Ideja seizmične izolacije je povečanje nihajnega časa T_1 , kar, glede na veljavni projektni spekter, ugodno vpliva na odziv stavbe med delovanjem potresa. V protipotresnem projektiranju seizmična izolacija tako vpliva na manjšo vrednost iz spektra odziva. V primeru potresnega vpliva je to dejstvo zelo pomembno, ker povečana perioda T_1 stavbe vodi v področje nižje vrednosti spektra odziva in posledično do nižjih vplivov na konstrukcijo.

Druga ugodna posledica, ki jo je mogoče doseči s potresno izolacijo, je povečana sposobnost sipanja energije ter s tem reduciranje potresnih sil, ki jih mora prenašati konstrukcija.

Slaba stran izvedbe izolacije je ekonomski vidik, saj se vrednost investicije poveča. Kljub temu je ta prirastek investicije mogoče racionalno ekonomsko upravičiti, saj je s kvalitetno izvedbo mogoče doseči, da ostane izolirana konstrukcija pri močnem potresu praktično nepoškodovana.

Pri konstruiranju izolirane stavbe najprej izvedemo preddimenzioniranje izolacijskega sistema, ki se izvede pod konstrukcijo, in izbere se okvirni ciljni (želeni) nihajni čas izolirane stavbe.

Če konstrukcijo (z maso M) nad izolatorjem v preliminarnem izračunu poenostavljeno smatramo kot neskončno togo, sledi potrebna togost izolatorja k_i iz znanega izraza za prvo frekvenco:

$$\omega = \sqrt{\frac{k_i}{M}} \rightarrow 2 \cdot \pi \cdot v = \sqrt{\frac{k_i}{M}} \rightarrow \frac{2 \cdot \pi}{T} = \sqrt{\frac{k_i}{M}} \rightarrow \frac{k_i}{M} = \left(\frac{2 \cdot \pi}{T}\right)^2 \rightarrow k_i = M \cdot \left(\frac{2 \cdot \pi}{T}\right)^2$$

Nato sledi klasična analiza celotne konstrukcije z upoštevanjem izolatorja, kjer upoštevamo tako konstrukcijo (z že znanimi modeli) ter togost izolatorja. Ker je bila v zgornjem (okvirnem) izračunu togost konstrukcije zanemarjena, nihajni čas T_1 konstrukcije z izolatorjem ni popolnoma enak izbranemu oz. ciljnemu je pa običajno zelo blizu nihajnemu času sistema z togo konstrukcijo nad izolatorjem, druga frekvenca pa je večja kot prva frekvenca sistema brez izolatorja.

Obstaja več tehnoloških rešitev izolacijskih sistemov, ki so lahko vgrajeni pod konstrukcijo (ležišča), lahko so razporejeni po višini (dušilci, blažilci in omejevalci pomikov), lahko pa se nahajajo tudi na vrhu konstrukcije (npr. Stolp Taipei 101 v Taivanu). Ločimo jih na dve glavni skupini (glede na princip njihovega delovanja): na naprave, ki podaljšajo nihajni čas konstrukcije (zanje je značilna velika podajnost in sipanje dovedene energije v obliki elastične energije) ter na naprave, ki omejujejo nivo sile in sipajo energijo (zanje je značilno elasto-plastično obnašanje z zelo nizko stopnjo utrjevanja). V prvo skupino spadajo razna ležišča (elastomerna, drsna in druga), v drugo pa različni dušilci, blažilci in omejevalci pomikov. Različne naprave potresne izolacije so prikazane v članku Kilar in Koren, Potresna izolacija stavb kot alternativa za gradnjo na potresnih območjih, Gradbeni vestnik, december 2007 [05.22].

Projektiranje potresno izoliranih konstrukcij je v EC8 obravnavano v poglavju 10, kjer je v členu 10.1(1)P eksplicitno navedeno, da je izolacijski sistem, s katerim se zmanjša intenziteta odziva konstrukcijskega sistema za prevzem vodoravne obtežbe pri vplivu potresa, vgrajen pod glavno maso konstrukcije. Vendar je pri definiciji izolacijskega sistema (10.2(1)P): skupina komponent za potresno izolacijo, ki so razporejene po izolacijski ploskvi, dodana opomba, kjer je navedeno, da so te komponente ponavadi vgrajene pod glavno maso konstrukcije.

VI. Preverjanje varnosti

Pri preverjanju varnosti je potrebno upoštevati ustrezni mejni stanji (mejno stanje nosilnosti, MSN, in mejno stanje uporabnosti, MSU, oz. omejitev poškodb) oz. temeljni zahtevi standarda in posebne zahteve iz člena 2.2.4. Pripadajoče zahteve so zbrane v členih 4.4.2 in 4.4.3.

VI.1 Koeficienti varnosti pri preverjanju MSN v potresnem projektnem stanju

Pri preverjanju mejnega stanja nosilnosti je treba pri delnih faktorjih varnosti za material γ_c in γ_s upoštevati možnost zmanjšanja nosilnosti materialov zaradi cikličnih deformacij (5.2.4(1)P).

Zato člen (5.2.4(2)) navaja, da se, če točnejših podatkov ni na voljo, za beton in jeklo uporabita vrednosti delnih faktorjev za material γ_c (priporočena vrednost 1.5) in γ_s (priporočena vrednost 1.15), torej enaki vrednosti kot za trajna in prehodna projektna stanja.

VI.2 Preverjanje varnosti - mejno stanje nosilnosti (MSN)

Upošteva se lahko, da je varnost proti poružitvi (mejno stanje nosilnosti, MSN) pri potresni projektni kombinaciji zagotovljena, če so izpolnjeni naslednji pogoji glede nosilnosti, duktilnosti, ravnotežja, stabilnosti temeljev in dilatacij.

Pogoj nosilnosti (4.4.2.2)

Za vse konstrukcijske elemente (vključno s spoji) in vse ustrezne nekonstrukcijske elemente mora biti izpolnjen (abstraktno posplošeno zapisani) pogoj:

$$E_d \leq R_d, \quad (4.27 \text{ EC8})$$

kjer sta:

E_d projektna (»design«) vrednost učinka vpliva zaradi potresne projektne kombinacije. Če je potrebno se upošteva vpliv teorija drugega reda (kriterij je podan v nadaljevanju). Dovoljena je tudi prerazporeditev momentov v skladu s EC2, EC3 in EC4.

R_d projektna nosilnost elementa (upoštevajoč vse faktorje varnosti). Pri tem se uporabijo računski mehanskih modeli, ki veljajo za specifično vrsto konstrukcijskega sistema (pravila in modeli so navedeni v poglavjih 5 do 9 standarda EC8 [06.1], ki so vezana na posamezne materiale).

P- Δ efekt, vpliv teorije drugega reda in koeficient občutljivosti za etažne pomike

Pri kontroli pogoja nosilnosti je potrebno upoštevati tudi morebitni vpliv teorije drugega reda oziroma P- Δ efekt. Ta efekt (učinek), imenovan tudi kot geometrijska nelinearnost, je povezan s stabilnostjo konstrukcij, in je namenjen modeliranju učinkov (sekundarnih oz. dodatnih momentov) zaradi gravitacijske obremenitve na bočnih (horizontalnih) pomikih večetažnih konstrukcij. Upoštevanje tega učinka povečuje etažne pomike in hkrati zmanjšuje togost ter varnost konstrukcije.

Informacijo o tem, ali je vpliv teorije drugega reda potrebno upoštevati (in tudi kako), poda brezdimenzijski koeficient občutljivosti za etažne pomike (4.4.2.2(2)), pri čemer vrednost koeficienta ne sme preseči 0.3 (4.4.2.2(4)P):

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} \cdot d_r}{V_{\text{tot}} \cdot h} \quad (4.28 \text{ EC8})$$

kjer so:

- P_{tot} celotna sila težnosti v obravnavani etaži in nad njo, ki je upoštevana pri potresni projektni kombinaciji,
- d_r projektni (relativni) etažni pomik, določen kot razlika povprečnih vodoravnih projektnih pomikov d_s na dnu in na vrhu etaže,
- V_{tot} celotna prečna seizmična sila v etaži zaradi potresa,
- h višina etaže.

Ker kontroliramo etažne pomike, se kontrola naredi za celotno konstrukcijo (in ne npr. za posamezni okvir oz. konstrukcijski sistem).

Opomba: po 4.4.2.(2) so torej kontrolira etažni pomik (d_r je projektni **etažni pomik**, izračunan po 4.3.4., kjer pa se navaja pomik **točke konstrukcijskega sistema**). Vendar je pri določanju pomikov d_e po členu 4.3.4 (2)P treba upoštevati torzijske učinke zaradi potresnega vpliva. Pri uporabi prostorskega modela to ni problematično; pri uporabi faktorja δ za modeliranje naključne torzije pa so pomiki d_r za različne konstrukcijske sisteme različni in pojavi se vprašanje, katere upoštevati kot pomik etaže.

Glede na izračunano vrednost koeficienta nastopijo štiri situacije:

- če velja $\theta < 0.1$, vpliva teorije drugega reda ni potrebno upoštevati.
- če velja $0.1 < \theta \leq 0.2$, se vpliv teorije drugega reda lahko upošteva posredno. To storimo tako, da ustrezne učinke potresnega vpliva (pomiki, notranje sile in momenti) povečamo s faktorjem, ki je enak $1/(1 - \theta)$, kar pomeni množenje učinkov s faktorjem med 1.11 in 1.25.
- če velja $0.2 < \theta \leq 0.3$, se vpliv teorije drugega reda mora upoštevati neposredno, torej z upoštevanjem teorije drugega reda.
- če velja $0.3 < \theta$, je tako stanje nedopustno.

Globalna in lokalna duktilnost – splošne zahteve

Potrebno je preveriti (4.4.2.3(1)P), ali ima konstrukcija (globalna duktilnost), kot tudi njeni posamezni deli (lokalna duktilnost) zadostno duktilnost. Pri tem se upošteva predpostavljena stopnja duktilnosti, ki je odvisna od izbranega konstrukcijskega sistema in faktorja obnašanja q . Pri zagotavljanju duktilnosti konstrukcije pa ima veliko vlogo način in zaporedje tvorbe plastičnih členkov, kar pa od konstrukterja zahteva dobro poznavanje nastanka in razvoja tega fenomena.

V večetažnih stavbah (pri enoetažnih stavbah pogoj namreč nima smisla) je treba preprečiti tvorbo plastičnega mehanizma v mehki etaži, saj lahko pojav takšnega mehanizma poveča zahteve po dodatni duktilnosti v mehki etaži (4.4.2.3(3)). Ta zahteva je v EC8 postavljena relativno pozno, saj nekateri neevropski standardi poskusijo mehke etaže prepoznati že med kontrolo pravilnosti po višini.

Za uspešno protipotresno projektiranje je bistvena preprečitev nekontroliranega (nepričakovanega) nastanka plastičnih členkov, kar zahteva dobro razumevanje njihovega nastajanja.

Dober vpogled v kompleksnost problema (in pripadajočih izrazov) pri tvorbi plastičnih členkov že pri enostavni monotoni statični obtežbi nudi opazovanje enoetažnega enoportalnega okvira (kjer so potrebni zgolj štirje plastični členki za tvorbo kinematične verige), obremenjenega z enakomerno zvezno obtežbo, kjer se izvede »mini« pushover analiza. Vpliv vertikalnih vplivov (stalni vplivi, spremenljivi vplivi) ter horizontalnega »potresnega« vpliva (katerega velikost se povečuje s faktorjem α) na gredi se opazuje ločeno po principu superpozicije (torej ločeni razporeditvi momentov zaradi konstantne vertikalne obtežbe in tudi zaradi spreminjajočega oz. naraščajočega horizontalnega vpliva). Tako je očitno, da bo z naraščanjem horizontalne sile (torej s povečevanjem množitelja α) prvi plastični členek nastal vedno (torej neodvisno od velikosti obtežbe q) na koncu stebra, nasprotnem od strani, kjer nastopi horizontalna sila, saj se tam (negativna) upogibna momenta obeh vplivov seštevata.

Nastopita dve možnosti. Če je nosilec upogibno šibkejši od stebra, bo prvi členek nastal na koncu nosilca na stiku stebra in nosilca (kar je v splošnem ugodneje s stališča potresnega inženirstva); če pa je steber upogibno šibkejši od nosilca (po EC8 je to pri enoetažnih stavbah dopustno, v večetažnih stavbah z okvirnim sistemom pa ni), lahko prvi členek nastane tudi na spodnjem (vpetem) koncu stebra.

Po nastanku prvega plastičnega členka v nosilcu se poraja vprašanje, kje bo nastal naslednji. Tvorba naslednjega plastičnega členka na »izrezanem« nosilcu zaradi naraščanja horizontalnega vpliva (preko naraščanja faktorja α) je razvidna iz analize grede, ki obravnava stanje, ko se je prvi členek pojavil na stiku nosilca in stebra.

Lokacija naslednjega plastičnega členka je neposredno odvisna od velikosti navpične obremenitve q . Na koncu nosilca, kjer se je že pojavil plastični členek, nastopi moment plastične nosilnosti (moment popolne plastifikacije prereza) M_b , ki se z naraščanjem horizontalnega vpliva ne spreminja več, naraščajoči rezultirajoči moment na nasprotnem koncu nosilca, označen npr. z M_o , pa je še vedno vsota momentov zaradi konstantne vrednosti vertikalnih vplivov ter naraščajočega horizontalnega (potresnega) vpliva. Lokacijo mesta maksimalnega momenta izračunamo iz ničelne vrednosti prečnih sil in nastopi pri:

$$\frac{q \cdot L}{2} - \frac{M_o + M_b}{L} - q \cdot x = 0 \rightarrow x = \frac{L}{2} - \frac{M_o + M_b}{q \cdot L}$$

Iz izraza je vidno, da velja $x < \frac{L}{2}$, torej v levi polovici nosilca.

- Če velja $\frac{L}{2} < \frac{M_o + M_b}{q \cdot L}$ sledi $x \leq 0$ (kar matematično pomeni levo od levega vozlišča, inženirsko pa je nezanimivo) in maksimalni moment tako nastopi v začetnem vozlišču, kar pomeni, da bo veljalo $M_o = M_b$. Tako sledi tej situaciji pripadajoča obtežba q :

$$\frac{L}{2} - \frac{M_b + M_b}{q \cdot L} \leq 0 \rightarrow \frac{L}{2} - \frac{2 \cdot M_b}{q \cdot L} \leq 0 \rightarrow \frac{L}{2} \leq \frac{2 \cdot M_b}{q \cdot L} \rightarrow q \leq \frac{4 \cdot M_b}{L^2}$$

Mejna (limitna) vertikalna obtežba za nastanek plastičnega členka v levem koncu nosilca je torej $q_{\text{lim}} = \frac{4 \cdot M_b}{L^2}$. Kadar velja $q \leq q_{\text{lim}}$, drugi plastični členek nastopi kar v nasprotnem (drugem) vozlišču. Medtem ko imamo projektanti dokaj malo vpliva na velikost obtežbe q (razen delno preko dimenzij elementov in posledično lastne teže), lahko popolnoma vplivamo na velikost M_b . Z ustreznim dimenzioniranjem prereza (ustrezno vrednostjo M_b) lahko tako dosežemo, da bo drugi plastični členek kontrolirano nastal v levem koncu nosilca.

- Ko pa velja $q > q_{\text{lim}}$ oziroma $M_b < \frac{q \cdot L^2}{4}$, sledi $x > 0$ in drugi plastični členek nastopi znotraj polja nosilca (veljalo bo $M_o < M_b$). Maksimalni moment takrat znaša:

$$M = \left(\frac{q \cdot L}{2} - \frac{M_o + M_b}{L} \right) \cdot x - q \cdot \frac{x^2}{2} = \left(\frac{q \cdot L}{2} - \frac{M_o + M_b}{L} \right) \cdot \left(\frac{L}{2} - \frac{M_o + M_b}{q \cdot L} \right) - q \cdot \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{M_o + M_b}{q \cdot L} \right)^2}{2}$$

$$M_{\text{max}} = \frac{M_o - M_b}{2} + \frac{q \cdot L^2}{8} + \frac{(M_o + M_b)^2}{2 \cdot q \cdot L^2}$$

Pogoj za tvorbo plastičnega členka je seveda $M_{\text{max}} = M_b$, kar iz zgornje enačbe omogoči izračun pripadajočega momenta na levem koncu nosilca kot:

$$M_o = 2 \cdot \sqrt{M_b \cdot q \cdot L^2} - M_b - \frac{q \cdot L^2}{2} < M_b$$

Mesto drugega plastičnega členka je tako mogoče izraziti kot:

$$x = L - 2 \cdot \sqrt{\frac{M_b}{q}}$$

Poglavitni nauk opisane relativno enostavne študije je, da lahko z **ustreznim projektiranjem** (torej z izbiro ustrezne vrednosti M_b) zadržimo (delno, saj med dejanskim potresnim delovanjem nimamo vpliva na obnašanje sile F) kontrolo nad mestom nastanka plastičnega členka in s tem na obliko porušnega mehanizma.

Tipi porušnih mehanizmov zaradi horizontalnih sil

Ločimo tri glavne tipe porušnih mehanizmov zaradi horizontalnih sil: porušitev vseh etaž konstrukcije pod neko etažo (tip 1), porušitev vseh etaž konstrukcije nad neko etažo (tip 2) ter porušitev samo ene etaže konstrukcije (tip 3), pri čemer se globalni porušni mehanizem, torej porušitev vseh etaž, ki je najbolj varen, smatra kot posebni primer tipa 2. Vsi porušni mehanizmi pa predstavljajo nadgraditev osnovne posplošitve mehke etaže.

Iz tipov mehanizmov je jasno, da porušitev nastane, ko pride do plastičnih členkov v stebrih. Najvarnejši je globalni mehanizem, saj je pred porušitvijo »razsipak« bistveno več energije od ostalih treh porušnih mehanizmov. Ta energija se je porabila za tvorbo plastičnih členkov. Šele ko nastanejo plastični členki in porušni mehanizmi v vseh nosilcih, in se energija potresa prične sipati v stebrih, lahko pride do porušitve konstrukcije.

Po EC8 se v splošnem smatra (če za posamezne vrste konstrukcijskih materialov ni postavljen drugačen kriterij), da je tvorba plastičnega mehanizma v mehki etaži v dve ali več etažnih okvirnih konstrukcijah preprečena, če je v vseh vozliščih primarnih in sekundarnih nosilcev s stebri izpolnjen pogoj (4.4.2.3(4)):

$$\Sigma M_{Rc} \geq 1.3 \cdot \Sigma M_{Rb}, \quad (4.29 \text{ EC8})$$

kjer sta:

ΣM_{Rc} vsota projektnih upogibnih nosilnosti stebrov, ki se stikajo v vozlišču. Pri določanju upogibnih nosilnosti je treba upoštevati celotno območje (razpon vrednosti) osnih sil, ki se pojavijo pri potresni projektni kombinaciji in v neenačbi uporabiti najmanjšo vrednost nosilnosti (iz interakcijskih diagramov)

ΣM_{Rb} vsota projektnih upogibnih nosilnosti nosilcev, ki se stikajo v vozlišču. Ko se uporabljajo stiki z delno nosilnostjo, se pri določanju ΣM_{Rb} uporabi nosilnost teh stikov.

Za prostorske okvire mora biti pogoj nosilnosti (4.29) izpolnjen v dveh pravokotnih navpičnih ravninah, ki sta opredeljeni z ravninama okvirov (4.4.2.3(5)). Potresni vpliv povzroča tako pozitivne kot negativne momente okoli vozlišča v nosilcu, zato mora biti pogoj nosilnosti izpolnjen za obe smeri (pozitivno in negativno), pri čemer momenti v stebrih vedno delujejo v nasprotni smeri kot momenti v nosilcih.

Za vrhno etažo kontrola ni potrebna (4.4.2.3(6)) (saj je tudi nesmiselna).

Nosilnost horizontalnih diafragm (4.4.2.5)

Diafragme morajo biti z zadostno rezervno nosilnostjo sposobne prenašati potresne učinke na sisteme za prevzem vodoravne obtežbe (stebre, stene), s katerimi so povezani. Nosilnost diafragme se preveri ob upoštevanju potresnih učinkov v plošči, dobljenih v analizi in pomnoženih s faktorjem dodatne nosilnosti γ_d . Za krhke načine porušitve (npr. strig) znaša ta faktor 1.3, za duktilne (npr. upogib) pa 1.1, v RS pa uporabljamo priporočeni vrednosti.

Projektne določila za betonske plošče pa zahtevajo, da se lahko polna armiranobetonska plošča upošteva kot diafragma (toga v svoji ravnini), če ni tanjša od 70 mm in je armirana v obeh smereh z vsaj najmanjšo količino armature, določeno v EC2 (5.10.(1)). V primeru nepravilnih plošč v stavbah visoke duktilnosti je potrebno kontrolirati mejno stanje nosilnosti diafragme (5.10.(3)P).

VI.3 Preverjanje varnosti - mejno stanje uporabnosti (MSU)

Mejno stanje uporabnosti je povezano z drugo temeljno zahtevo standarda in dovoljenimi poškodbami na meji uporabnosti. Pri poškodbah, večjih od teh, predpisani pogoji za obratovanje niso več izpolnjeni. Potresni vpliv (MSU) se nanaša na referenčno povratno dobo $T_{DLR} = 95$ let. Na velikost potresne obtežbe vpliva tudi faktor pomembnosti objekta γ_I , saj se za stavbe, ki so pomembne za civilno zaščito, ali pa za stavbe, ki vsebujejo občutljivo opremo, lahko zahtevajo dodatna preverjanja mejnega stanja uporabnosti (4.4.3.1(2)).

Zahteva po omejitvi poškodb se matematično formulira s pomočjo omejitve (relativnih) etažnih pomikov. Ti morajo biti pri delovanju potresnega vpliva, ki ima večjo verjetnost dogodka (in manjšo intenzivnost) kot projektni potresni vpliv, ki ustreza "zahtevi po neporušitvi", omejeni v skladu s predpisom. Omejitve etažnih pomikov so odvisne od nekonstrukcijskih elementov stavbe (ki so po 4.3.5 npr. parapeti, zatrepi, antene, strojna oprema, predelne stene, ograje), ki v primeru porušitve lahko ogrožajo ljudi ali vplivajo na glavno konstrukcijo stavbe ali na delovanje kritičnih naprav.

Upošteva se, da je temeljna zahteva po omejitvi poškodb izpolnjena (razen če v poglavjih 5 do 9 predpisa, ki se nanašajo na posamezne materiale nosilne konstrukcije, ni določeno drugače), če so pri delovanju potresnega vpliva, (relativni) etažni pomiki omejeni v skladu s preprostimi pogoji navedeni spodaj (po členu 4.4.3.2):

a) za stavbe, ki imajo na konstrukcijo pritrjene nekonstrukcijske elemente iz krhkih materialov:

$$d_r \cdot v \leq 0.005 \cdot h \quad (4.31 \text{ EC8})$$

b) za stavbe z duktilnimi nekonstrukcijskimi elementi:

$$d_r \cdot v \leq 0.0075 \cdot h \quad (4.32 \text{ EC8})$$

c) za stavbe, pri katerih so nekonstrukcijski elementi pritrjeni na konstrukcijo tako, da deformacije konstrukcije nanje ne vplivajo:

$$d_r \cdot v \leq 0.010 \cdot h \quad (4.33 \text{ EC8})$$

kjer so:

- d_r projektni etažni pomik, določen kot razlika projektnih pomikov d_s na dnu in vrhu etaže (4.4.2.2(2)),
- h višina etaže,
- v redukcijski faktor, ki upošteva manjšo povratno dobo potresa (95 let) kot pri mejnem stanju nosilnosti (kjer je 475 let). Z vpeljavo tega faktorja se posredno izognemo uporabi karte potresne nevarnosti za povratno dobo 95 let, ki bi jo potrebovali za zagotovitev omejitve poškodb.

Pomik d_s je pomik točke konstrukcijskega sistema zaradi projektnega potresnega vpliva, ki se po členu 4.3.4 izračuna kot:

$$d_s = q_d \cdot d_e \quad (4.23 \text{ EC8})$$

kjer je q_d faktor obnašanja za pomike. Predpostavljeno je, da je enak vrednosti, uporabljeni pri določitvi potresne sile F_b , če ni drugače določeno.

Pomik d_e je pomik iste točke konstrukcijskega sistema, določen z linearno analizo z uporabo projektne spektra iz člena 3.2.2.5 (ob upoštevanju vpliva naključne torzije).

Vrednost redukcijskega faktorja v je lahko odvisna tudi od faktorja pomembnosti stavbe. Predpostavljeno je, da ima elastični spekter odziva za MSU enako obliko (ne pa tudi amplitudo) kot elastični projektni spekter odziva za MSN. Priporočeni in v RS tudi veljavni vrednosti redukcijskega faktorja sta:

$v = 0.4$ za kategorijo pomembnosti III in IV in

$v = 0.5$ za kategorijo pomembnosti I in II.

Opomba: Tako kot je zapisano v opombi k členu 4.4.3.2 (2), so za (**pomembnejši**) kategoriji pomembnosti III in IV dejansko dovoljeni **večji** projektni etažni pomiki d_r . Če npr. enačbo (4.33 EC8) zapišemo kot:

$$d_r \cdot v \leq 0.010 \cdot h \rightarrow d_r \leq \frac{0.010 \cdot h}{v}$$

namreč za (manj pomembni) kategoriji pomembnosti I in II (z $v = 0.5$ po predpisu) sledi:

$$d_r \leq \frac{0.010 \cdot h}{0.5} = 0.02 \cdot h$$

medtem ko za (bolj) kategoriji pomembnosti III in IV (z $v = 0.4$ po predpisu) sledi

$$d_r \leq \frac{0.010 \cdot h}{0.4} = 0.025 \cdot h !!$$

kar pomeni, da lahko pri **pomembnejših** stavbah nastopijo večji **relativni** pomiki etaž. Ta nelogičnost za stavbe III in IV omogoča kar 25 % večje vrednosti projektnih etažnih pomikov.

Posebna pravila za stavbe iz različnih materialov

Medtem ko poglavje 4 EC8 vsebuje splošna pravila za preračun stavb, poglavja 5 do 9 vsebujejo posebna pravila za različne konstrukcijske materiale in elemente, ustrezne za stavbe: betonske stavbe (poglavje 5), jeklene stavbe (poglavje 6), sovprežne stavbe (poglavje 7), lesene stavbe (poglavje 8), in zidane stavbe (poglavje 9).

Posebna pravila za stavbe iz različnih materialov lahko delimo na tri sklope:

- pravila za predhodne analize, kamor spadajo geometrijske (omejitve glede dimenzij) in mehanske (npr. izbira trdnostnega razreda betona) zahteve, neodvisne od dejanskih obtežb,
- pravila za določitev velikosti potresnega vpliva (predvsem faktorja obnašanja, kot tudi stopnje duktilnosti in tipa konstrukcijskega sistema),
- pravila za pripravo konstrukcije za prevzem izračunanih potresnih vplivov – dimenzioniranje in konstruiranje detajlov.

Posamezna poglavja s posebnimi pravili so sicer organizirana različno v skladu z različnimi posebnostmi posameznih materialov oz. tipov stavb, vendar imajo skupne točke, pri čemer je vedno najprej definirano področje uporabe. Pri betonskih in lesenih konstrukcijah sledijo izrazi in definicije.

Pri vseh tipih stavb obstaja točka, ki definira načine projektiranja oz. vrste gradnje. V njej se obravnava sposobnost sipanja energije, stopnje (oz. razredi) duktilnosti in z njimi povezani definirani faktorji obnašanja.

Sledijo zahteve glede materiala, ki so lahko vezane tudi na stopnje duktilnosti, kot tudi morebitne geometrijske omejitve.

Podana so tudi boljše merila za projektiranje (npr. detajli uporabe metode načrtovanja nosilnosti) in pravila za konstruiranje (detajliranje), kot tudi morebitne navezave na druge standarde Evrokod.

VII.

Osnove projektiranja potresnoodpornih betonskih stavb

Betonskim stavbam je v EC8 [07.1] namenjeno poglavje 5. Obravnavane so tako armiranobetonske monolitne, na licu mesta betonirane (v predpisu piše lite) stavbe, kot tudi montažne armiranobetonske stavbe (imenovane kot "betonske stavbe"), vendar poglavje ne zajema v celoti betonskih stavb, pri katerih se kot primarni potresni elementi uporabljajo okviri iz gobastih plošč (5.1.1). Poglavje 5 standarda prav tako ne velja za narmirane betonske stavbe.

VII.1 Definicije za betonske stavbe (5.1.2)

Člen 5.1.2 podaja nekatere osnovne definicije. Najprej definira kritično območje kot območje v primarnem potresnem elementu, kjer nastopa najneugodnejša kombinacija notranjih sil (M , N , V , T) in kjer lahko nastane plastični členek. V betonskih stavbah so kritična območja mesta, kjer se sipa energija. Dolžina kritičnega območja je odvisna od vrste osnovnega elementa za prenos potresnega vpliva in je za vsako vrsto opredeljena v standardu.

Definicije, namenjene komponentam oz. elementom sistemov

Greda (nosilec): Konstrukcijski element, ki je v glavnem obtežen (obremenjen) s prečno obtežbo in obremenjen z normirano projektno osno silo $v_d = N_{Ed}/(A_c \cdot f_{cd})$, ki ni večja od 0.1 (pri čemer so vrednosti za tlak pozitivne), pri čemer so grede na splošno vodoravni elementi.

Steber: Konstrukcijski element, ki prevzema gravitacijsko obtežbo z normalnimi napetostmi ali je obremenjen z normirano projektno osno silo $v_d = N_{Ed}/(A_c \cdot f_{cd})$, ki je večja od 0.1 (vrednosti za tlak so pozitivne), pri čemer so stebri na splošno navpični elementi.

Čeprav ni eksplicitno napisano, je definiciji za gredo in steber mogoče tolmačiti tako, da ločnica med gredo in stebrom ni v orientaciji elementa (vodoravno ali navpično), temveč v vrednosti normirane projektne osne sile.

Stena: Konstrukcijski element, ki podpira druge elemente in ima podolgovat prerez ter razmerje dolžine proti širini l_w/b_w , ki je večje od 4, pri čemer je ravnina stene na splošno navpična.

Duktilna stena: Stena, ki je vpeta tako, da se prepreči relativna rotacija med osnovnico in ostalim konstrukcijskim sistemom. Projektira in konstruira se tako, da lahko sipa energijo v območju upogibnega plastičnega členka (ki nastopi tik nad osnovnico), kjer tik nad vpetjem ni odprtini ali večjih prebojev.

Velika šibko armirana stena: Stena s prerezom velikih dimenzij, to je z vodoravno dolžino l_w , ki je vsaj enaka manjši od vrednosti 4.0 m ali dve tretjini višine stene h_w . Za takšne stene se pričakuje, da se pri potresnem projektne stanju zaradi šibkega armiranja ne bodo obnašale duktilno, temveč bodo zmerno razpokane ter se zgolj omejeno plastificirale.

Povezana stena (stena z odprtinami, »Coupled wall«): Konstrukcijski elementi iz dveh ali več posamičnih sten, ki so povezane s pravilno razporejenimi in ustrezno duktilnimi gredami (veznimi prečkami). Te prečke morajo biti sposobne zmanjšati vsaj 25 % vsote upogibnih momentov ob vpetju posameznih sten, če bi te obtežbo prevzele nepovezane.

Definicije, namenjene konstrukcijskim sistemom

Zadnji sklop definicij je namenjen konstrukcijskim sistemom. Zanje velja opomba 1 člena 5.1.2(1), da se lahko odstotki strižnih nosilnosti nadomestijo z odstotki strižnih sil, določenih pri potresnem projektnem stanju. Ugotovitev, za kakšen tip konstrukcijskega sistema gre, mora biti izvedena še pred analizo potresnega vpliva, saj vpliva na določitev faktorja obnašanja q .

Stenasti sistem: Konstrukcijski sistem, ki tako navpično kot vodoravno obtežbo prenaša predvsem z navpičnimi konstrukcijskimi stenami z odprtinami ali brez njih. Če navpično kot vodoravno obtežbo prenašajo tudi drugi navpični konstrukcijski elementi (npr. stebri okvirov) mora biti skupna strižna nosilnost teh sten ob vpetju stavbe večja od 65 % celotne strižne nosilnosti celega konstrukcijskega sistema. V skladu z opombo 1 se zadnji stavek lahko zapiše tudi kot »Strižna sila, ki odpade na te stene ob vpetju stavbe, mora biti večja od 65 % celotne strižne sile celega konstrukcijskega sistema«.

Pri tem sistemu je podana še ena opomba:

Če večino strižne odpornosti sten konstrukcijskega sistema prispevajo stene z odprtinami, se lahko po opombi 2 tak sistem obravnava kot sistem povezanih sten (sten z odprtinami).

Okvirni sistem: Konstrukcijski sistem, ki tako navpično kot vodoravno obtežbo prenaša predvsem s prostorskimi okvirji. Strižna nosilnost teh okvirjev ob vpetju mora biti večja od 65 % celotne strižne nosilnosti celega konstrukcijskega sistema (ali pa prevzamejo več kot 65 % celotne strižne sile konstrukcije).

Mešani (dualni oz. dvojni) sistem: Konstrukcijski sistem, kjer navpično obtežbo nosijo predvsem prostorski okvirji, pri odpornosti proti vodoravni obtežbi pa sodelujejo delno okvirji in delno stene (nepovezane in/ali povezane stene). Predpis navaja dva mešana sistema:

- mešani sistem, ekvivalenten okvirnemu: mešani sistem, v katerem je strižna nosilnost okvirnega sistema ob vpetju stavbe večja od 50 % celotne strižne nosilnosti celega konstrukcijskega sistema.
- mešani sistem, ekvivalenten stenastemu: mešani sistem, v katerem je strižna nosilnost sten ob v petju stavbe večja od 50 % celotne strižne nosilnosti celega konstrukcijskega sistema.

Meja, pri kateri okvirni ali stenasti sistem postane prevladujoči sistem, je tako jasno definirana pri 65 % (in ne pri 50 %). Če nobeden izmed sistemov ne doseže meje 65 % celotne strižne nosilnosti celega konstrukcijskega sistema (in torej ni prevladujoč oziroma dominanten), nastopi torej mešani sistem. Mešani sistem se poimenuje po tistem sistemu, ki ima strižno nosilnost ob vpetju stavbe večjo od 50 % (in manjšo od 65 %) celotne strižne nosilnosti celega konstrukcijskega sistema. Tak sistem je torej enakovreden (ekvivalenten) tistem sistemu, ki prispeva več k strižni nosilnosti.

Čeprav so vrednosti mej jasne, njihov izračun ni enostaven, saj strižna nosilnost posamezne komponente konstrukcijskega sistema zahteva informacijo o armaturi v stebrih okvirih (ki vnaprej seveda ni znana), kot tudi uporabo neelastične analize. Zato predpis navaja (opomba 1), da se lahko v teh definicijah konstrukcijskih sistemov, odstotki strižnih nosilnosti nadomestijo z odstotki strižnih sil, določenih pri potresnem projektne stanju. Tudi ta »rešitev« ni enostavna, saj prinaša dva nova problema. Prvi problem predstavlja izračun odstotkov strižnih sil ob vpetju stavbe, saj je za izračun potresnega projektne stanja potreben potresni vpliv, ki pa formalno še ni znan (in je dejansko odvisen tudi od tega, kakšen bo sistem: okvirni, stenasti ali mešani sistem). Ker pa so zanimivi zgolj deleži sil, je mogoče dejanski potresni vpliv nadomestiti s poljubno izbrano silo. Ta rešitev je uporabna vse dokler se izvaja elastična analiza, kar pa vodi še do drugega problema pri izračunu odstotkov strižnih sil ob vpetju stavbe. Pri elastični analizi je namreč razmerje strižnih sil običajno precej drugačno od razmerja pri neelastični analizi, saj pri večini realnih mešanih konstrukcij pri elastičnem računu zaradi svoje togosti prevladujejo stene, med močnim potresom pa se to razmerje pogosto spremeni. Edina korektna rešitev je torej uporaba neelastične analize.

Opomba 2 pa dodatno definira, da se, če večino strižne odpornosti stenastega konstrukcijskega sistema prispevajo stene z odprtini, lahko sistem obravnava kot sistem povezanih sten (sten z odprtini). Opombi 1 in 2 sta sicer podani pri definiciji stenastega sistema, veljata tudi za ostale definicije.

Torzijsko podajen sistem: Mešani ali stenasti sistem, ki nima najmanjše torzijske togosti, ki je definirana že v kontroli tlorisne pravilnosti. Kot primer torzijsko podajnega sistema standard v opombi 1 definiciji torzijsko podajnega sistema navaja konstrukcijski sistem, sestavljen iz podajnih okvirih in sten, ki so koncentrirane (pre)blizu središča tlorisa stavbe. Priročnik IZS na strani 8-38 pa navaja, da je neposredna kontrola tega kriterija po nepotrebnem zapletena in zato predlaga, da se izpolnjevanje kriterija prevede na izračun period lastnega nihanja prostorskega modela. Če (vsaj) najnižji frekvenci oziroma

najvišjemu nihajnemu času pripadata translacijskima oblikama nihanja v obeh glavnih smereh in sta tako frekvenci nižji od frekvence osnovne oblike torzijskega nihanja, stavba ne predstavlja torzijsko podajnega sistema, saj je torzijsko dovolj toga.

Sistem obrnjenega nihala: Sistem, pri katerem je 50 % ali več mase v zgornji tretjini višine konstrukcije ali pri katerem se energija sipa pretežno ob vpetju enega samega elementa stavbe. V to kategorijo pa ne sodijo enoetažni okvirji, ki imajo vrhove stebrov povezane vzdolž obeh glavnih smeri stavbe in pri katerih v nobenem stebru normirana osna sila v_d ne presega 0.3.

Konstruktivske vrste betonskih stavb

Betonske stavbe so glede na njihovo obnašanje pri potresni obtežbi razvrščene v naslednje konstruktivske vrste (praktično definirane že v definicijah), 5.2.2.1(1)P:

- okvirni sistem
- mešani sistem (mešani sistem, ekvivalenten okvirnemu ali mešani sistem, ekvivalenten stenastemu)
- duktilni stenasti sistem
- sistem velikih šibko armiranih sten
- sistem obrnjenega nihala
- torzijsko podajen sistem.

Razen pri stavbah s torzijsko podajnim konstruktivskim sistemom se lahko betonskim stavbam priredita ena vrsta konstruktivskega sistema v eni smeri ter druga vrsta v drugi smeri.

Ker je v definicijah podana zgolj definicija velike, šibko armirane stene, konstrukcijo betonske stavbe pa lahko tvori tudi sistem velikih šibko armiranih sten, je njegova definicija podana v členu 5.2.2.1(3)P. Sistem velikih, šibko armiranih sten tako v obravnavani horizontalni smeri tvorita vsaj dve veliki, šibko armirani steni (v skladu z definicijo), od katerih imata obe vodoravno dolžino l_w , ki je vsaj enaka manjši od vrednosti 4.0 m ali dve tretjini višine stene h_w , hkrati pa steni skupaj podpirata vsaj 20 % celotne gravitacijske obtežbe v potresnem projektnejem stanju. Zadnji pogoj je, da je ob predpostavki rotacijsko togega vpetja sistema njegova osnovna nihajna doba T_1 manjša ali enaka 0.5 s.

Okvirni in mešani sistem ter duktilni stenasti sistem in sistem velikih, šibko armiranih sten morajo imeti najmanjšo torzijsko togost, ki v obeh vodoravnih smereh zadošča izrazu (4.1b) iz kontrole tlorisne pravilnosti. Okvirni, mešani in stenasti sistemi, ki pa nimajo najmanjše torzijske togosti, se uvrstijo v torzijsko podajne sisteme.

VII.2 Načini projektiranja (5.2)

Sposobnost sipanja (raztrosa) energije in stopnje (razredi) duktilnosti (5.2.1)

Projektiranje potresnoodporne betonske stavbe se mora izvesti tako, da se konstrukciji zagotovi ustrezna sposobnost sipanja energije med delovanjem potresom brez znatne redukcije njene nosilnosti v vodoravni in navpični smeri. Pri potresni projektni situaciji mora projektant zagotoviti ustrezno nosilnost vseh konstrukcijskih elementov, nelinearne deformacije v kritičnih območjih pa morajo biti primerne globalni duktilnosti, predvideni v računih.

Velikost sipanja energije je odvisna od nosilnosti in duktilnosti. Zahtevana nosilnost in sposobnost sipanja energije sta odvisni od tega, v kakšnem obsegu se projektant odloči izkoristiti nelinearni odziv oziroma duktilnost. Enakovredno velikost sipanja potresne energije lahko projektant doseže z različnimi kombinacijami nosilnosti in duktilnosti. Tako se lahko odloči za večjo nosilnost (vrednost na ordinati) s sorazmerno manjšo duktilnostjo (dolžina vodoravnega dela) ali pa obratno, za manjšo nosilnost s sorazmerno večjo duktilnostjo.

Manjšo sposobnost sipanja energije označuje **manjši faktor obnašanja** q . Manjša duktilnost, ki pomeni manjšo sposobnost sipanja energije, vodi do večjih računskih potresnih sil. Posledično to pomeni (manj zahteven) račun z manj zahtevno računsko analizo in manj rigoroznimi (milejšimi) specifičnimi določili po predpisu ter tudi manj zahtevne konstrukcijske detajle (analogija surove moči ali tehnike), ki pa imajo opravičilo v robustnejših prerezih, ki so lahko posledica večjih (manj reduciranih) potresnih sil.

Čeprav teoretično obstaja neskončno enakovrednih kombinacij nosilnost in duktilnosti, predpis predvideva zgolj tri stopnje duktilnosti: nizko (DCL), srednjo (DCM) in visoko (DCH).

Za stavbe, ki niso potresno izolirane, se projektiranje z majhno sposobnostjo sipanja energije in majhno duktilnostjo, ki se označuje s stopnjo duktilnosti DCL (nizka duktilnost), priporoča le na področjih s šibkimi potresi (5.2.1(2)P), ki pa jih na ozemlju RS ni.

Vse druge potresno odporne stavbe, ki ne pripadajo tej skupini (torej s stopnjo duktilnosti L), je treba projektirati tako, da imajo neko sposobnost sipanja energije in globalnega duktilnega obnašanja. Zato se betonske stavbe, projektirane v skladu z zahtevo za sposobnost sipanja energije in globalnega duktilnega obnašanja, glede na njihovo sposobnost sipanja histerezne energije razvrščajo v dve stopnji (razreda) duktilnosti - DCM (srednja duktilnost) in DCH (visoka duktilnost). Obe definirani stopnji ustrezata stavbam, ki so projektirane, dimenzionirane in konstruirane po posebnih določilih za potresnoodporno projektiranje, ki konstrukciji omogočajo razvoj stabilnega mehanizma, povezanega z velikim sipanjem histerezne energije pri ciklični obtežbi, ne da bi utrpela krhke porušitve.

Da bi se skladno s predpisanima stopnjama duktilnosti DCM in DCH zagotovila ustrezna duktilnost, je za **vsako stopnjo duktilnosti posebej** potrebno zadostiti njej specifičnim določilom za vse konstrukcijske elemente. Ustrezno različni razpoložljivi duktilnosti v obeh stopnjah se za vsako stopnjo duktilnosti uporabijo različne vrednosti faktorja obnašanja q . Predpis omogoča celo vpeljavo **dodatnih geografskih omejitev** (ki morajo biti določene v nacionalnem dodatku posamezne države) glede uporabe stopenj duktilnosti M in H, vendar takih omejitev v RS ni.

Z izbiro stopnje duktilnosti DCH se faktor obnašanja q poveča do 50 % (glede na stopnjo duktilnosti DCM) in posledično se potresni vpliv zmanjša do 33.33 %. Zato je pri uporabi stopnje duktilnosti H za zagotovitev enakovredne varnosti potrebno upoštevati dodatne zahteve za posamezne konstrukcijske elemente (kot na primer: dopuščena je manjša tlačna osna sila v prerezih, izračun strižnih sil v stenah je potrebno izvesti bolj natančno, predpisan je najmanjši tlačni trdnostni razred betona,...). Pri tem se je potrebno zavedati, da bodo, kljub večji redukciji potresnih sil kot pri stopnji duktilnosti DCM, med močnim potresom zaradi večje duktilnosti nastale tudi večje poškodbe konstrukcije.

Faktorji obnašanja za vodoravne potresne vplive (5.2.2.2)

Faktor obnašanja q je bil vpeljan z namenom, da se v izračunih upošteva globalna sposobnost sipanja energije konstrukcijskega sistema. S konstrukcijskega vidika so najbolj ugodni takšni tipi konstrukcij, ki omogočajo tvorbo globalnega porušnega mehanizma, pri katerem nastopi čim večje število duktilnih plastičnih členkov na primernih lokacijah (torej nosilcih).

Zgornjo (maksimalno) vrednost faktorja obnašanja q je treba izpeljati za **vsako glavno smer**, kot sledi:

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1.5 \quad (5.1 \text{ EC8})$$

kjer sta:

q_0 osnovna vrednost faktorja obnašanja, ki je odvisna od vrste konstrukcijskega sistema in njegove pravilnosti po višini (vrednosti so podane v posebni preglednici),

k_w faktor, ki upošteva prevladujoč način rušenja pri konstrukcijskih sistemih s stenami (z manj »predvidljivim« obnašanjem). Določi se v odvisnosti od konstrukcijskega sistema:

- za okvirne (v členu 5.2.2.2(11)P piše okvire) in okvirom enakovredne mešane konstrukcijske sisteme znaša faktor 1.0.
- za stenaste sisteme, mešane sisteme enakovredne (v definiciji nastopa dikcija ekvivalentne) stenastim ter torzijsko podajne (v členu 5.2.2.2(11)P piše fleksibilne) sisteme se faktor k_w izračuna po enačbi
- $\frac{1 + \alpha_o}{3} \leq 1$, toda ne manj kot 0.5, kjer je α_o prevladujoče razmerje med višino in dolžino sten v konstrukcijskem sistemu (Opomba: v slovenskem prevodu iz maja 2005 na strani 68 v točki 5.2.2.2(11)P napačno piše, da pri izračunu preko koeficienta α_o faktor k_w ne more biti več kot 0.5 – mišljeno je seveda **manj**).

Če razmerja h_{wi}/l_{wi} posameznih sten »i« v konstrukcijskem sistemu niso pomembno (brez definiranja, kaj je to »pomembno«) različna, se prevladujoče razmerje α_o določi z naslednjim izrazom:

$$\alpha_o = \frac{\sum h_{wi}}{\sum l_{wi}} \quad (5.3 \text{ EC8})$$

kjer sta:

h_{wi} višina stene »i«,

l_{wi} dolžina prereza stene »i«.

Glede besedne zveze »pomembno različna« priročnik IZS (8-41) navaja, da gre inženirsko gledano, predvsem za to, da projektant ugotovi, če so v sistemu nizke stene, ki prispevajo večino nosilnosti. V tem primeru je potrebno faktor obnašanja zmanjšati.

Za stavbe, ki so pravilne po višini, so osnovne vrednosti faktorja obnašanja podane v preglednici EC8 5.1.

Preglednica EC8 5.1: Osnovne vrednosti faktorja obnašanja (q_0) za sisteme, ki so pravilni po višini

Vrsta konstrukcije	DCM	DCH
Okvirni sistem, mešani sistem, sistem povezanih sten (sten z odprtinami)	$3.0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$	$4.5 \cdot \alpha_u / \alpha_1$
Sistem nepovezanih (konzolnih) sten*	3.0	$4.0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$
Torzijsko podajen sistem	2.0	3.0
Sistem obrnjenega nihala	1.5	2.0

* »Sistem nepovezanih (konzolnih) sten« v EC8 dejansko ni definiran, v angleškem draftu pa je napisano stenasti sistem (»Wall System«).

V preglednici manjkajo velike šibko armirane stene.

Čeprav ima na velikost osnovne vrednosti faktorja obnašanja največji vpliv duktilnost materiala, obstajajo še drugi manj očitni vplivi. Ti so npr.:

- rezerve v nosilnosti zaradi dejanskih trdnosti materialov (upoštevanje faktorjev varnosti in »statistična« rezerva pri določitvi f_{ck}),
- rezerve v nosilnosti zaradi izbire armaturnih palic (običajno so površine izbranih palice večje od računsko zahtevanih površin iz dimenzioniranja, nikoli pa niso manjše),
- tipizacija prerezov (pogosto so vsi stebri v vseh etažah enakih dimenzij, ne glede na višino).

Zaradi tega je najmanjša vrednost faktorja obnašanja enaka 1.5 in ne 1.

Osnovne vrednosti iz preglednice 5.1 je mogoče tudi zmanjšati oz. tudi povečati.

Za stavbe, ki po višini **niso pravilne**, se vrednost q_0 v skladu s predpisom tako zmanjša za 20 % (5.2.2.2 (3)), kar posledično pomeni za 25 % večje potresne sile.

Če pa se pri projektiranju, nabavi in gradnji poleg običajnih postopkov kontrole kakovosti uporabi še poseben in formalno voden načrt zagotavljanja kakovosti, se sicer lahko dovoli povečanje vrednosti za q_0 (5.2.2.2 (10)), vendar povečane vrednosti ne smejo preseči vrednosti iz preglednice 5.1 za več kot 10 % po slovenskem nacionalnem dodatku (oziroma 20 % po standardu).

Razmerje faktorjev α_u in α_1 , ki se pojavi v preglednici EC8 5.1, upošteva dodatno nosilnost statično nedoločenih konstrukcij. Faktorja α_u in α_1 , se lahko določita tako, da se konstrukcija obremeni z vsemi projektnimi vplivi (stalni, spremenljivi in vodoravni potresni). Nato se zgolj vodoravni »potresni« vpliv postopoma povečuje (kar se izvede z množenjem z naraščajočim faktorjem α), medtem ko se vsi ostali projektni vplivi zadržijo konstantni. Faktorja α_u in α_1 iz preglednice EC8 5.1 sta nato opredeljena na naslednji način (5.2.2.2.(4)):

α_1 je vrednost faktorja α , s katerim se pomnoži vodoravni »potresni« projektni vpliv, ko se v prvem elementu (stebri, bodisi nosilcu) konstrukcije doseže upogibna odpornost (torej tvori prvi upogibni plastični členek),

α_u je zadnja vrednost faktorja α , s katerim se pomnoži vodoravni »potresni« projektni vpliv (medtem ko se vsi ostali projektni vplivi zadržijo konstantni), ko nastanejo plastični členki v zadostnem številu prereзов za nastop globalne nestabilnosti konstrukcije (plastičnega mehanizma oz. statično predoločene konstrukcije). Faktor α_u se lahko določi z nelinearno-statično potisno (pushover) globalno analizo, ki pa vodoravne sile (po nekem izbranem vzorcu porazdelitve po višini konstrukcije) dejansko aplicira zgolj z ene strani, medtem ko med delovanjem potresnega vpliva delujejo izmenično z obeh strani.

Ker eksplicitni račun faktorja α_u/α_1 z nelinearno potisno analizo ni enostaven in enoličen (zaradi različnih vzorcev porazdelitve sil po višini konstrukcije), pa tudi rezultati niso nujno reprezentativni za potresno stanje, saj ni nedvoumno, kako aplicirati vodoravne »potresne« vplive, predpis dovoljuje, da se lahko za stavbe, ki so pravilne v tlorisu, uporabijo naslednje približne vrednosti za α_u/α_1 (za stavbe, ki niso pravilne v tlorisu, so

vrednosti podane v oklepaju, izračunane pa so - v skladu s predpisom - kot povprečna vrednost med 1.0 in vrednostjo, ki je navedena za stavbe, ki so pravilne v tlorisu):

a) okviri ali mešani sistemi, ekvivalentni okvirnemu:

- enoetažne stavbe: $\alpha_u/\alpha_1 = 1.1$ (oz. 1.05),
- večetažni okviri z enim poljem: $\alpha_u/\alpha_1 = 1.2$ (oz. 1.1),
- večetažni okviri z več polji ali večetažni mešani sistemi, ekvivalentni okvirnemu: $\alpha_u/\alpha_1 = 1.3$ (oz. 1.15).

b) stenasti sistemi in mešani sistemi, ekvivalentni stenastemu:

- stenasti sistemi s samo dvema nepovezanima stenama v vsaki vodoravni smeri: $\alpha_u/\alpha_1 = 1.0$ (oz. 1.0),
- drugi sistemi z nepovezanimi stenami: $\alpha_u/\alpha_1 = 1.1$ (oz. 1.05),
- mešani sistemi, ekvivalentni stenastemu ali sistemi povezanih sten (sten z odprtini): $\alpha_u/\alpha_1 = 1.2$ (oz. 1.1).

Seveda se lahko uporabijo vrednosti faktorja α_u/α_1 , ki so večje od navedenih, a le, če so dokazane z nelinearno-statično potisno globalno analizo. Kljub temu je največja dovoljena vrednost faktorja α_u/α_1 , ki se lahko uporabi v projektiranju omejena na 1.5, tudi če potisna analiza izkaže večje vrednosti (5.2.2.2 (8)). Pri konstrukcijah z veliko potencialnimi mesti za duktilne plastične členke je ta kvocient sicer računsko lahko tudi večji, vendar nanj vplivajo tudi kvaliteta projektiranja in seveda gradnje, in zato je takšna omejitev na 1.5 smiselna.

Ker sistemi velikih, šibko armiranih sten ne morejo povsem izkoristiti sipanja energije v plastičnih členkih, se projektirajo kot konstrukcije srednje stopnje duktilnosti (DCM) (5.2.2.2(13)). Čeprav sistemi velikih, šibko armiranih sten niso eksplicitno navedeni v preglednici 5.1, je mogoče **sklepati**, da se sistemi velikih, šibko armiranih sten kategorizirajo med stenaste sisteme.

VII.3 Merila za projektiranje (5.2.3)

Merilo lokalne nosilnosti (5.2.3.2)

Zaradi zagotovitve čim večje varnosti je treba preprečiti (ali med delovanjem potresnega vpliva vsaj čim dlje zavirati nastanek) krhkih in drugih neželenih porušnih mehanizmov, kot na primer koncentracijo plastičnih členkov v stebrih posamezne etaže večetažne stavbe (zaradi efekta mehke etaže), strižno porušitev konstrukcijskih elementov (sposobnost sipanja energije pri strižnem mehanizmu je majhna), porušitev vozlišč gred in stebrov, plastifikacijo temeljev ali kateregakoli elementa, za katerega se pričakuje, da ostane v elastičnem območju. Takim neželenim poškodbam ključnih elementov (predvsem stebrom) se je mogoče učinkovito izogniti. Postopek se imenuje »metoda načrtovanja nosilnosti« (angl. »Capacity design«), osnovna ideja pa je skrbno načrtovanje ustreznega razmerja nosilnosti med krhkimi (ali ključnimi) in duktilnimi elementi konstrukcije. S tem dokaj neposrečenim imenovanjem (asociira namreč, kakor da se načrtovanje nosilnosti izvede samo tukaj) se tako želi povedati, da mora projektant z ustreznim dimenzioniranjem (t. i. varovalkami, torej izhodiščnimi količinami, na osnovi katerega določimo vrednost »varovanih količin«) doseči **(vnaprej določiti)** mesta za sipanje energije izven najpomembnejših oz. varovanih elementov konstrukcije. Bistvo postopka metode načrtovanja nosilnosti je tak proces načrtovanja, v katerem nosilnost nekaterih izbranih duktilnih konstrukcijskih elementov projektiramo tako, da delujejo kot varovalka za druge, kritične dele konstrukcije oz. projektant odloči, katerim konstrukcijskim elementom v sistemu za prevzem obremenitev bodo med delovanjem potresnega vpliva dovoljene kontrolirane plastifikacije (duktilne komponente) in kateri elementi bodo ostali elastični (krhke komponente). Cilj tega načrtovanja je konstrukciji stavbe, ki vsebuje tako krhke kot duktilne nosilne elemente, zagotoviti splošno duktilno obnašanje, da bi se izognilo porušitvi pri načrtovanem potresu, pri čemer so omogočene kontrolirane (oz. zaželeno) duktilne odpovedi na ključnih predvidenih lokacijah znotraj konstrukcije, hkrati pa so preprečene druge neugodne odpovedi oz. porušitve.

Konstrukter ima torej nalogo, da »dirigira« obnašanje konstrukcije oz. konstrukciji z uporabo »pravila načrtovanja nosilnosti« (angl. »Capacity design rule«) »vsili« želeni mehanizem med potresnim vplivom, kar stori tako, da zagotovi dovolj veliko število mest (za čim večje sipanje energije) na »ugodnih« mestih (načrtovana lokalna porušitev namesto globalne). Tako je potrebno izbrati ugodna razmerja nosilnosti med duktilnimi elementi (varovalkami oz. mesti za sipanje energije) ter neduktilnimi elementi (katerih porušitev je

potrebno preprečiti). Sipanje energije v varovalkah mora tako preprečiti ali vsaj doseči zmanjšanje sipanja energije v pomembnih konstrukcijskih elementih (npr. stebrih).

Projektiranje varovalke se izvede tako, da se projektna obremenitev na izbranih »varovanih« mestih ne povzame iz analize odziva konstrukcije pod potresnim vplivom, ampak se izpeljejo posebne projektne vrednosti. Te vrednosti se izpelje iz ravnotežnih pogojev za stanje, ko v sosednjih območjih nastanejo plastični členki in so v sosednjih območjih tudi izkoriščene morebitne rezerve nosilnosti.

Člen 5.2.3.3(2) tako zahteva, da morajo za okvirne konstrukcijske sisteme in mešane sisteme, enakovredne okvirnim, (ne pa tudi stenaste sisteme ali mešane sisteme, ekvivalentne stenastim) primarni potresni stebri izpolnjevati zahteve načrtovanja nosilnosti iz 4.4.2.3(4):

$$\sum M_{Rc} \geq 1.3 \cdot \sum M_{Rb} \quad (4.29 \text{ EC8})$$

kjer sta:

$\sum M_{Rc}$ vsota projektnih upogibnih nosilnosti stebrov (c – column), ki se stikajo v vozlišču.

$\sum M_{Rb}$ vsota projektnih upogibnih nosilnosti nosilcev (b – beam), ki se stikajo v vozlišču.

Člen 5.2.3.3(2) hkrati navaja naslednji izjemi:

a) v ravninskih okvirnih sistemih (v standardu piše sicer okvirih) z vsaj štirimi stebri približno enakih dimenzij prečnega prereza ni treba izpolniti pogoja v izrazu EC8 (4.29) za vse stebre, ampak le za tri od štirih stebrov.

b) v prvi etaži dvoetažnih stavb, če normirana osna sila $v_d = \frac{N}{A_c \cdot f_{cd}}$ (pri čemer je tlačna osna sila pozitivna) v nobenem stebri spodnje etaže ne presega vrednosti 0.3 (za stebre druge etaže je namreč vseeno, kje se pojavijo plastični členki).

Zahteve člena 5.2.3.3(2) ne veljajo za stenaste sisteme kot tudi za mešane sisteme, enakovredne stenastim. V teh sistemih namreč prevladujejo stene in preprečujejo razvoj plastičnega mehanizma v posamezni etaži.

Člen 5.2.3.3(3) tudi zahteva, da se pri računu upogibne kapacitete gred, ki se uporabljajo pri ovrednotenju izraza $\sum M_{Rb}$ v enačbi EC8 (4.29) upošteva prispevek upogibne armature

v plošči znotraj sodelujoče širine plošče (pasnice T in L nosilcev), ki je določena v 5.4.3.1.1(3). Ta upogibna armatura v plošči (vzporedna gredi) se upošteva, če je sidrana preko mesta, kjer se greda stakne z vozliščem.

Na tak način se zaradi povečanja vrednosti ΣM_{Rb} zahteva po nosilnosti (in posledično armaturi) stebra še poveča.

Modeliranje sodelujoče širine gred okvirnih konstrukcij v računskem modelu konstrukcije

V standardu ni natančno določeno ali se pri računskem (linijskem) modelu stavbe za analizo nihajnih časov pri togosti grede upošteva sodelujoča širina plošče ali ne, torej ali se za grede uporabi prerez T (oz. L) ali pravokotna oblika. Upoštevanje sodelujoče širine plošče je jasno navedeno šele v členu 5.2.3.3(2), vezanem na pravilo načrtovanja nosilnosti, torej izpolnjevanje enačbe EC8 (4.29). Priročnik IZS za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih pa (neuradno) navaja razloge za uporabo pravokotnega prereza namesto T prereza. Ti razlogi so:

- modeliranje pravokotnega prereza je enostavnejše, hkrati pa je za T preze sodelujoča širina za pozitivni moment po točki 5.3.2.1 EC2 (standarda za AB konstrukcije) definirana drugače kot v točki 5.4.3.1.1(3) EC8 (standarda za potresne vplive),
- pri negativnih momentih, kjer je natezna cona v sodelujoči širini T prereza, razpokani betonski prerez ne prispeva ničesar k togosti. Kljub temu je togost T preza nekoliko večja od togosti »enostavnega« pravokotnega prereza, saj v T prerezu zajamemo še armaturo v območju sodelujoče širine plošče. Razmerje togosti za razpokani prerez, ki je predstavljen v standardu IZS, znaša 1.19 (medtem ko razmerje togosti za enak, a nerazpokan prerez, znaša 1.86).
- dejansko razmerje med togostima razpokanega in nerazpokanega prereza pri pravokotnem prerezu znaša 0.33, medtem ko pri T prerezu znaša 0.21. Zato je ujemanje med v analizi uporabljenim razmerjem med togostjo razpokanega in nerazpokanega prereza (ki v skladu s predpisom znaša 0.5) in dejanskim razmerjem pri pravokotnem prerezu večje.

VII.4 Osnove projektiranja za stopnje duktilnosti DCL, DCM in DCH

Projektiranje za stopnjo duktilnosti DCL (v skladu z EN 1992-1-1:2004)

V primerih **nizke seizmičnosti** se projektiranje izvede zgolj z upoštevanjem EN 1992-1-1:2004 brez dodatnih zahtev(5.3.1(1)), razen za razred armature, kjer je treba v primarnih potresnih elementih uporabljati armaturno jeklo razredov B in C.

Pri določitvi potresnih vplivov se lahko uporablja faktor obnašanja q do 1.5 ne glede na konstrukcijski sistem in pravilnost stavbe po višini (5.3.3(1)).

VII.4.1 Zahteve glede materialov za stopnji duktilnosti DCM in DCH

Razred tlačne trdnosti betona v primarnih potresnih elementih za stopnjo duktilnosti DCM ne sme biti manjši od C16/20 ter C20/25 za stopnjo duktilnosti DCH.

Z izjemo zaprtih stremen in prečnih armaturnih vezi je treba v kritičnih območjih primarnih potresnih elementov uporabljati le rebrasto armaturo (z karakteristično mejo elastičnosti f_{yk} ali $f_{0,2}$ med 400 in 600 MPa), kar velja za obe stopnji duktilnosti (DCM in DCH).

Po standardu EN 1992-1-1:2004 obstajajo trije razredi armature: A, B in C (z naraščajočo duktilnostjo), pri čemer razred A ni uporaben v situacijah, kjer se pri projektiranju predpostavi 20% ali večja prerazporeditev momentov. V kritičnih območjih primarnih potresnih elementov je treba pri stopnji duktilnosti DCM (po 5.4.1.1(3)P) uporabljati armaturno jeklo razredov B in C po določilih EN 1992-1-1:2004. Ta zahteva je še strožja pri stopnji duktilnosti DCH, saj je (po 5.5.1.1(3)P) treba v kritičnih območjih primarnih potresnih elementov uporabljati armaturno jeklo razreda C po določilih EN 1992-1-1:2004. Poleg tega zgornja karakteristična (95 % fraktila) vrednost dejanske nosilnosti na meji plastičnosti $f_{yk,0.95}$ ne sme preseči nazivne vrednosti za več kot 25 %.

Pri stopnji duktilnosti DCM se lahko uporabljajo varjene mreže, če ustrezajo zgoraj navedenim pogojem.

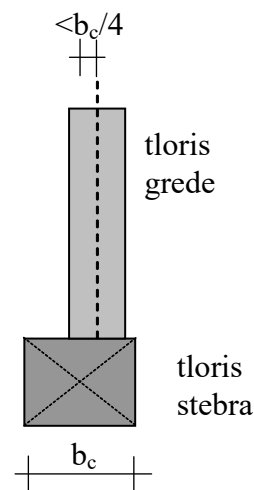
VII.4.2 Geometrijske omejitve elementov (5.4.1.2 in 5.5.1.2)

Za betonske stavbe veljajo nekatere geometrijske omejitve elementov, odvisne tudi od stopnje duktilnosti (DCM ali DCH).

Skupne zahteve za grede (za obe stopnji duktilnosti (5.4.1.2.1))

- minimalna širina grede za DCM ni omejena,
- maksimalna širina grede b_w je omejena,
- ekscentričnost priključka grede na stebel je omejena.

Tako je potrebno omejiti ekscentričnost osi nosilca oz. grede glede na vertikalno os stebra, v katerega se greda vpenja. Taka omejitev omogoči učinkovit prenos cikličnih momentov primarne potresne grede v stebel (in hkrati omejuje neugoden torzijski vpliv grede na stebel). Ta zahteva se smatra kot izpolnjena, če je razdalja med težiščnima osem stebra in grede manjša od $b_c/4$, kjer je b_c največja dimenzija prečnega prereza stebra, normalna na vzdolžno os grede, slika 7.1.



Slika 7.1: Stik grede in stebra

Prav tako je potrebno omejiti fizično širino primarne potresne grede b_w (glede na širino stebra), da se lahko izkoristi ugoden vpliv tlačne sile v stebri na sprejemnost vodoravnih armaturnih palic, ki so položene skozi vozlišče. Zato mora širina primarne potresne grede b_w odgovarjati izrazu:

$$b_w \leq \min \begin{cases} b_c + h_w \\ 2 \cdot b_c \end{cases}$$

kjer je h_w višina grede.

Posebna pravila za grede duktilnosti DCM in DCH, ki podpirajo nezvezne navpične elemente

Konstruktivske stene, ki se spodaj ne nadaljujejo zvezno, se ne smejo podpreti z gredami ali ploščami (temveč samo s stenami) - velja za duktilnosti DCM (5.4.1.2.5) in DCH (5.5.1.2.3(1)P). Zahteva seveda ne velja za predelne stene.

Če primarna potresna greda podpira steber, ki se pod gredo ne nadaljuje zvezno, veljata naslednji zahtevi:

- a) (zaradi izognitvi torzije) osi stebra in grede ne smeta biti ekscentrični,
- b) greda mora biti podprta vsaj z dvema direktnima podporama, kot sta stena ali steber (konzolni elementi torej niso dovoljeni, kot tudi ne grede, podprte z drugo gredo).

Skupna zahteva za dimenzije stebrov (za obe stopnji duktilnosti 5.4.1.2.2(1))

Razen v primerih, ko je izpolnjen pogoj, da je koeficient občutljivost za etažne pomike θ manjši od 0.1 (oz. ko je vpliv teorije 2. reda oz. P - Δ efekt popolnoma zanemarljiv, glej 4.4.2.2(2)), dimenzije prečnega prereza primarnih potresnih stebrov ne smejo biti manjše od ene desetine večje razdalje med prevojno točko («contraflexure point» - ničelna točka momentov) in krajiščem stebra (za upogib v ravnini, ki je vzporedna obravnavani dimenziji stebra).

Za potresno projektno stanje je ta razdalja običajno približno enaka polovici dolžine stebra.

Posebne dodatne zahteve za grede in stebre s stopnjo duktilnosti DCH

Pri projektiranju za stopnjo duktilnosti DCH je potrebno še upoštevati pogoj širine grede (5.5.1.2.1(1)P), ki zahteva, da širina primarnih potresnih gred ni manjša od 200 mm, ter razmerje med višino in širino stojine primarne potresne grede iz EN 1992-1-1:2004.

Pri projektiranju za stopnjo duktilnosti DCH je potrebno še upoštevati pogoj najmanjše dimenzije prečnega prereza primarnega potresnega elementa (5.5.1.2.2(1)P), ki zahteva, da najmanjša dimenzija prečnega prereza primarnega potresnega stebra ne sme biti manjša od 250 mm.

VII.4.3 Projektne notranje sile za izvedbo dimenzioniranja (projektne vrednosti učinkov vplivov), 5.4.2

Projektne osne sile in upogibni momenti v gredah in stebrih v skladu z načrtovanjem nosilnosti

Z izjemo duktilnih primarnih potresnih sten, za katere veljajo posebna določila iz člena 5.4.2.4, je treba projektne vrednosti upogibnih momentov in osnih sil določiti z analizo konstrukcije za potresno projektno stanje v skladu z EN 1990:2001, 6.4.3.4. Pri tem se upoštevajo učinki teorije drugega reda v skladu s 4.4.2.2 in zahteve za načrtovanje nosilnosti iz člena 5.2.3.3(2).

Projektne prečne sile v gredah – elementih, kjer velja $v_d = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd}) < 0.1$ (5.4.2.2)

Medtem ko se projektne vrednosti upogibnih momentov in osnih sil določijo direktno z analizo konstrukcije, pa se prečne sile v gredah, stebrih, duktilnih stenah in šibko armiranih stenah določajo na osnovi drugačnega modela.

Strižna porušitev spada med krhke porušitve, saj ima veliko manjšo histerezo zanko od upogibnega obnašanja, in posledično disipira oz. sipa manjšo količino energije. Zato se, v izogib bolj nevarni krhki strižni porušitvi konstrukcijskih elementov, projektne vrednosti strižnih sil v primarnih potresnih gredah, stebrih, duktilnih stenah in šibko armiranih stenah ne določajo z analizo konstrukcije za potresno projektno stanje, temveč v skladu s posebnimi členi standarda. Pri duktilnih armiranobetonskih elementih je namreč potrebno preprečiti nastanek krhke porušitve tlačnega betona pred plastifikacijo natezne armature oz. nastankom plastičnega člena. Tako je prečna sila t . i. »varovana količina«, upogibni moment pa izhodiščna količina (»varovalka«), na osnovi katerega določimo vrednost »varovane količine« (ki jo tako zavestno ustrezno povečamo in posledično predimenzioniramo ustrezni detajl).

V primarnih potresnih gredah je tako treba velikost prečne sile določiti v skladu s pravili načrtovanja nosilnosti. To se stori tako, da se upošteva ravnotežje (navidezno proste) grede, ki je obremenjena s projektno prečno obtežbo (prispevek lastne teže in spremenljivih vplivov) iz potresnega projektne stanja, kot tudi z momentoma $M_{i,d}$ (indeks $i = 1, 2$ označuje krajna prereza grede, torej levega in desnega) v krajiščih grede. V priročniku IZS (stran 8-44) piše, da sta ta dva momenta pri močnem potresu nasprotnega predznaka (nereducirane potresne sile so namreč mnogo večje od uporabljanih

reduciranih), pri čemer pa sta usmeritvi momentov posledično (zaradi različnih predznakov) enaki.

Momenta $M_{i,d}$ ustrežata stanju, ko se formirajo plastični členki za pozitivno in negativno smer delovanja potresne obtežbe in sta pri močni potresni obtežbi nasprotnega predznaka, pri čemer se upošteva, da se plastični členki formirajo na krajiščih gred (ali pa v navpičnih elementih, ki se stikajo v istih vozliščih, če se to zgodi prej).

Iz čiste mehanike sledi, da vrednost momenta $M_{i,d}$ na koncih ne more preseči maksimalne možne nosilnosti grede ob vozlišču, definirane kot (IZS, 8-45):

$$\gamma_{Rd} \cdot M_{Rdb,i}$$

kjer sta

γ_{Rd} faktor, ki upošteva morebitno večjo nosilnost zaradi utrjevanja jekla (v dimenzioniranju se običajno upošteva enostavnejše elastično-idealno plastično obnašanje, čeprav dejansko med obremenjevanjem pride tudi do utrjevanja jekla), kot tudi zaradi dejanske trdnosti materiala. V primeru gred srednje stopnje duktilnosti DCM se lahko zanj privzame vrednost 1.0 (5.4.2.2.(2)b), v primeru gred visoke stopnje duktilnosti DCH pa se lahko zanj privzame vrednost 1.2 (5.5.2.1(3)), ki vodi do večje računske prečne sile.

$M_{Rdb,i}$ (oz. $M_{Rb,i}$ po standardu) projektna vrednost upogibne nosilnosti grede v krajišču i v smeri upogibnega momenta zaradi potresa pri upoštevanju smeri potresnega vpliva, izračunana s projektnimi vrednostmi za trdnost materiala, ter dejansko količino in razporeditev armature (ob upoštevanju armature znotraj sodelujoče širine plošče).

Standard pa zgornjo enačbo dopolnjuje še z enim členom, ki pa dejansko omogoči tudi redukcijo vrednosti momenta v krajišču, saj dodatni člen nikoli ni večji od 1. Momenti na krajiščih grede se tako lahko določijo kot:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb,i} \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}\right) \quad (5.8 \text{ EC8})$$

$\sum M_{Rc}$ in $\sum M_{Rb}$ sta vsota projektnih vrednosti upogibnih nosilnosti stebrov in vsota projektnih vrednosti upogibnih nosilnosti gred, ki se stikajo v vozlišču, pri čemer vrednost $\sum M_{Rc}$ ustreza osni sili (silam) v stebri v potresnem projektnem stanju za upoštevano smer potresnega vpliva.

Velikost člena $\min\left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}\right)$ je odvisna od konstrukcijskega sistema. Po členu 5.2.3.3(2) mora za okvirne konstrukcijske sisteme in mešane sisteme, enakovredne okvirnim za primarne potresne stebri sicer biti izpolnjena zahteva načrtovanja nosilnosti iz 4.4.2.3(4), podana s pogojem $\sum M_{Rc} \geq 1.3 \cdot \sum M_{Rb}$, kar vodi do $\frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \geq 1.3$. Če so torej stebri upogibno

močnejši kot grede, sledi $\min\left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}\right) = 1$.

Omenjeni pogoj načrtovanja nosilnosti pa ni zahtevan za okvire stenastih sistemov in mešanih sistemov, ekvivalentnim stenastim (kjer se lokalna porušitev etaže kljub morebitnemu nastanku plastičnih členkov v stebrih lahko prepreči s stenami, ki prevzamejo vsaj 50 % etažnih strižnih sil, določenih pri potresnem projektnem stanju).

Tam tako lahko sledi $\min\left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}\right) < 1$.

Levi konec grede na sliki iz EC8 tako prikazuje izraz iz izračun momenta za situacijo, ko velja $\sum M_{Rc} < \sum M_{Rb}$ z $\min\left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}\right) = \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} < 1$ (na primer za mešani sistem, ekvivalenten stenastemu).

Desni konec grede (ki ima napačno označene momente v gredi na desni strani slike), pa prikazuje izraz za izračun momenta za situacijo, ko velja $\sum M_{Rc} > \sum M_{Rb}$ in posledično velja

$$\min\left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}\right) = 1.$$

V krajišču grede »i« se izračunata dve vrednosti prečne sile, to je največja $V_{Ed,max,i}$ in najmanjša $V_{Ed,min,i}$, ki ustrežata največjim pozitivnim in največjim negativnim momentom $M_{i,d}$, ki se lahko pojavijo v krajiščih grede 1 in 2.

Prečna sila zaradi vozliščnih momentov $M_{1,d}$ in $M_{2,d}$ (v levem in desnem vozlišču) se nato izračuna kot:

$$V_{Ed} = \frac{|M_{1,d}| + |M_{2,d}|}{L_b} \quad (7.1)$$

kjer je L_b svetli razpon grede.

Zaradi prečne obtežbe v polju pa potek momentov po gredi med potresnim stanjem dejansko ne poteka linearno. Zato je potrebno prečni sili V_{Ed} v vsakem koncu grede dodati (prišteti ali odšteti) še prečno silo na prostoležečem nosilcu enakega razpona, obteženem s projektno zvezno obtežbo $q + \psi_2 \cdot q$:

$$\begin{aligned} V_{Ed,max} &= V_{Ed} + V_p(q + \psi_2 \cdot q) \\ V_{Ed,min} &= V_{Ed} - V_p(q + \psi_2 \cdot q) \end{aligned}$$

Tudi tukaj je potrebno upoštevati obe smeri potresne obtežbe (usmeritvi momentov $M_{1,d}$ in $M_{2,d}$) in izračunati maksimalno vrednost za obe vozlišči ($i=1,2$). Projektiranje (dimenzioniranje) se nato izvede za maksimalno vrednost »umetno izračunanek« prečne sile.

Pri projektiranju potresnoodpornih konstrukcij se pri dimenzioniranju uporabljajo delni faktorji za material γ_c in γ_s za primere trajnih in prehodnih projektnih stanj v skladu z nacionalnim dodatkom k 818T EN 1992-1-1:2005 oziroma EN 1992-1-1:2004. Ti faktorji se uporabljajo tudi za izračun upogibne nosilnosti.

Pri analizi obtežb (mas v masni matriki) se torej preko ustreznih faktorjev γ za vplive upošteva redkost potresne obtežbe, pri dimenzioniranju pa ne.

Projektne prečne sile v stebrih (elementih, kjer velja $v_d = N_{Ed}/(A_c \cdot f_{cd}) > 0.1$)

Tudi v primarnih potresnih stebrih se za prečne sile ne upoštevajo vrednosti neposredno iz analize konstrukcije. Vrednosti za prečne sile določimo v skladu s pravili načrtovanja nosilnosti in sicer tako, da upoštevamo ravnotežje (navidezno prostega) stebra, ki je obremenjen z momentoma $M_{i,d}$ ($i = 1,2$ in označuje krajna prereza grede) na krajiščih stebra.

Momenta $M_{i,d}$ ustrezata stanju, ko se formirajo plastični členki za pozitivno in negativno smer delovanja potresne obtežbe (in sta momenta pri močni potresni obtežbi nasprotnega predznaka in iste usmeritve), pri čemer se upošteva, da se plastični členki formirajo na krajiščih gred, ki so povezane v istem vozlišču kot steber (ali pa v krajiščih stebra, če se to zgodi prej).

Momenti na krajiščih stebra se tako lahko določijo kot:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i} \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}}\right)$$

pri čemer vrednosti $\sum M_{Rc}$ in $M_{Rc,i}$ ustrezata osni sili (silam) v stebri v potresnem projektanem stanju za upoštevanje smer potresnega vpliva.

γ_{Rd} je faktor, ki upošteva morebitno večjo nosilnost zaradi utrjevanja jekla in objetja betona v tlačni coni prereza. V primeru stebrov srednje stopnje duktilnosti DCM se lahko zanj privzame vrednost 1.1, v primeru gred visoke stopnje duktilnosti DCH se lahko zanj privzame vrednost 1.3.

Vrednosti sta višji kot pri gredah, saj so stebri običajno obremenjeni ne samo s podobnimi momenti kot grede, temveč tudi z znatnimi osnimi silami; poleg tega pa so stebri ključnejši za celovito varnost konstrukcije.

Ker pri »klasičnih« oz. navpičnih stebrih običajno ni zvezne prečne obtežbe (kot je pri gredah $q + \psi_2 \cdot q$), v krajišču stebri »i« ni potrebno izračunati dveh vrednosti prečne sile, torej največje $V_{Ed,max,i}$ in najmanjše $V_{Ed,min,i}$.

Projektne ovojnice upogibnih momentov v duktilnih stenah

Za širino (debelino) duktilne stene velja pogoj, po katerem mora širina stojine b_{wo} (v metrih) zadostiti na slednjemu izrazu (5.4.1.2(1)):

$$b_{wo} \geq \max\left\{0.15 \text{ m}, h_s / 20\right\}$$

kjer je h_s svetla etažna višina v metrih.

Standard zahteva, da se upoštevajo (vsaj z ustreznimi poenostavljenimi metodami) nezanesljivosti v analizi, kot tudi pri neelastičnih dinamičnih učinkih. Zato moramo pri vitkih stenah (stene, ki imajo razmerje med višino in dolžino h_w/l_w večje od 2.0), upoštevati nezanesljivosti pri razporeditvi momenta vzdolž višine vitkih primarnih potresnih sten (5.4.2.4(4)P). To lahko storimo z uporabo naslednjega poenostavljenega postopka, pri katerem najprej poiščemo ovojnico diagrama upogibnih momentov M'_{Ed} iz analize, nato pa ovojnico navpično premaknemo. Predpostavi se lahko linearna ovojnica, če konstrukcija nima po višini pomembnih nezveznosti v masah, togosti ali nosilnosti. Njeno konstruiranje je odvisno od tega, ali funkcija momentov vzdolž stene spremeni svoj predznak.

V primeru, ko je predznak funkcije momentov ves čas enak, ovojnico konstruiramo tako, da najprej enostavno povežemo krajni vrednosti (v primeru monotonega spreminjanja funkcije upogibnih momentov (slika 5.3 v EC8), ki je po EC8 pričakovana za stenasti sistem), nato pa linijo veznico momentov premaknemo za vrednost a_1 tako, da povečamo vrednosti momentov.

V primeru, ko pa se predznak funkcije M'_{Ed} (polna linija) po višini stene spremeni, izračunano funkcijo najprej preslikamo okoli vertikalne osi (črtkana linija), ovojnico pa konstruiramo tako, da zajame vse »originalne« in tudi »preslikane« vrednosti (v primeru nemonotonega spreminjanja funkcije momentov (slika 5.3 v EC8), ki je po EC8 pričakovana za mešani sistem):

Po priročniku IZS (v EC8 tega ni jasno zapisanega), je premik ovojnice diagrama upogibnih momentov a_1 enak polovici ročice notranjih sil z , kar je približno:

$$a_1 = \frac{z}{2} = 0.4 \cdot l_w$$

kjer je l_w dolžina zidu oz. stene.

Projektne ovojnice strižnih sil v duktilnih stenah

V duktilnih stenah pa ne spreminjamo razporeditve zgoj za upogibne momente, temveč tudi za prečne sile. Pri prečnih silah (ne glede na vitkost stene) je treba upoštevati možno povečanje teh sil zaradi plastifikacije ob vpetju primarnih potresnih sten (5.4.2.4(6)P). Tej zahtevi se lahko v skladu s standardom enostavno zadosti tako, da se upoštevajo projektne prečne sile, ki so za 50 % večje od tistih, določenih z analizo (5.4.2.4(7)).

V primerih mešanih sistemov z vitkimi stenami, kjer so prisotne večje nezanesljivosti zaradi višjih nihajnih oblik, pa enostavna premaknitev oz. povečanje prečnih sil za 50 % ni dovolj. Nov diagram za prečne sile (oz. projektno ovojnico) konstruiramo tako, da izračunano originalno vrednost v spodnji tretjini stene vodoravno premaknemo (tako, da jo, jasno, povečamo), nato pa vrednost na tretjini višine linearno povežemo z vrednostjo na vrhu stene, kjer pa mora biti vrednost vsaj enaka polovici »modificirane« vrednosti na dnu stene (slika 5.4 v EC8).

Vodoravni pomik diagrama za stopnjo duktilnosti DCM znaša 50 %, za stopnjo duktilnosti DCH pa se izračuna po enačbi (5.24), v kateri nastopa faktor povečanja ε , izračunan z izrazom (5.25 EC8), ki pa ne sme biti manjši od 1.5.

$$\varepsilon = q \cdot \sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd}}{q} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}\right)^2 + 0.1 \cdot \left(\frac{S_e(T_c)}{S_e(T_1)}\right)^2} \leq q \quad (5.25 \text{ EC8})$$

kjer so:

- q faktor obnašanja, upoštevan v projektu,
- M_{Ed} projektni upogibni moment ob vpetju stene,
- M_{Rd} projektna upogibna nosilnost ob vpetju stene,
- γ_{Rd} faktor povečane nosilnosti, ki upošteva utrjevanje jekla; če ni natančnejših podatkov, se lahko vzame $\gamma_{Rd} = 1.2$,
- T_1 osnovni nihajni čas stavbe v smeri strižnih sil V_{Ed} ,
- T_C zgornja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost,
- $S_e(T)$ ordinata v elastičnem spektru odziva.

Projektne strižne sile v velikih, šibko armiranih stenah (5.4.2.5)

Tudi v velikih, šibko armiranih stenah moramo v skladu s pravilom načrtovanja nosilnosti povečati prečne sile. Vzrok je podoben kot pri gredah: zagotovitev nastopa upogibne plastifikacije pred izčrpanjem mejnega stanja v strigu. Tej zahtevi je zadoščeno, če se v vsaki etaži stene iz (»originalne«) prečne sile V'_{Ed} iz analize določi projektna prečna sila V_{Ed} v skladu z naslednjim izrazom:

$$V_{Ed} = V'_{Ed} \cdot \frac{q+1}{2} \quad (5.10 \text{ EC8})$$

Posebna določila za nizke stene (5.5.2.4.2)

Pri projektiranju za stopnjo duktilnosti DCH standard definira tudi nizke stene, ki so primarne stene z razmerjem višine proti dolžini h_w/l_w , ki ni večje od 2.0. V teh stenah upogibnih momentov iz analize ni treba spreminjati, je po potrebu povečati strižno silo iz analize.

Posebna določila za vozlišča gred in stebrov pri stopnji duktilnosti DCH (5.5.2.3 in 5.5.3.3)

Za vozlišča konstrukcije stopnje duktilnosti DCH se zahteva računsko preverba (izračun) z upoštevanjem pravila načrtovanja nosilnosti.

Vodoravno strižno (prečno) silo V_{jhd} na betonsko jedro vozlišča med primarnimi potresnimi gredami in stebri je treba določiti za najneugodnejše pogoje pri potresnem vplivu. Tako je treba upogibne momente v gredah določiti z načrtovanjem nosilnosti, za stikajoče se elemente pa upoštevati najmanjše združljive vrednosti strižnih sil (5.5.2.3(1)P).

Pri konstruiranju se izhaja iz ravnotežnega stanja v vozlišču, kjer sta upogibna momenta v gredah nasprotnega predznaka (a iste usmeritve), in sta enaka momentoma plastifikacije. Strižna sila v notranjem vozlišču za stanje, ko se greda nadaljuje skozi steber, je tako:

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} - V_c \quad (5.22 \text{ EC8})$$

medtem ko je strižna sila v zunanem vozlišču za stanje, ko se greda zaključuje v stebru, enaka:

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_c \quad (5.23 \text{ EC8})$$

kjer so:

- V_{jhd} horizontalna projektna strižna sila v vozlišču,
- γ_{Rd} faktor povečane nosilnosti (enak vsaj 1.2),
- A_{s1} prerez zgornje (natezne) vzdolžne armature v gredi,
- A_{s2} prerez spodnje (tlačne) vzdolžne armature v gredi,
- f_{yd} projektna vrednost meje plastičnosti za vzdolžno armaturo,
- V_c prečna oziroma strižna sila v stebru nad vozliščem, določena z analizo za potresno projektno stanje.

Prečno silo v vozlišču je treba določiti za tisto smer potresnega vpliva, ki da najneugodnejšo kombinacijo A_{s1} , A_{s2} in V_c v izrazih EC8 (5.22) in EC8 (5.23).

Ko je projektna vrednost horizontalne strižne sile V_{jhd} v vozlišču znana, se za konstruiranje upoštevajo zahteve iz 5.5.3.3.

VII.4.4 Preverjanja mejnih stanj in konstruiranje (dodatna pravila za dimenzioniranje).

Upogibna nosilnost gred

Upogibna nosilnost se določi v skladu z EN 1992-1-1:2004 (za stopnji duktilnosti DCM in DCH). Zgornja (t. i. tlačna) armatura v krajnih prerezih primarnih potresnih gred T in L prerezov se v glavnem razporedi v območju širine stojine. Samo del te armature se lahko postavi zunaj širine stojine, vendar pa znotraj sodelujoče širine pasnice b_{eff} (5.4.3.1.1.(2)).

Sodelujoča širina pasnice b_{eff} se lahko predpostavi v odvisnosti od lege grede (notranji ali zunanji stebri) (5.4.3.1.1.(3)).

a) Pri primarnih potresnih gredah ob zunanjih stebrih, kjer se greda ne nadaljuje skozi steber, se upošteva, da je sodelujoča širina enaka širini stebra b_c , če v prečni smeri ni grede.

Če pa se v prečni smeri nahaja greda, se lahko sodelujoča širina b_{eff} na vsaki stran poveča za $2 h_f$.

b) Pri primarnih potresnih gredah ob notranjih stebrih se (ob predpostavki, da se greda nadaljuje za stebrom, kar pa ni eksplicitno zapisano) lahko navedene sodelujoče širine povečajo za $2 h_f$ na vsaki strani grede, ponovno odvisno od tega, ali se v prečni smeri nahaja greda ali ne.

Konstruiranje za zagotovitev lokalne duktilnosti gred (5.3.2.1.2)

Da se zagotovi, da krhka porušitev tlačne cone betona ne bo nastopila pred plastifikacijo natezne armature, je mogoče izvesti različne ukrepe. Najočitnejši je seveda zmanjšanje obremenitve tlačne cone (bodisi z zmanjšanjem tlačne osne sile ali pa z uporabo tlačne armature in zmanjšanjem količine natezne armature). Alternativa je seveda povečanje kapacitete tlačne cone (povečanje površine tlačne cone, povečanje tlačne trdnosti betona

ali objetje betonskega jedra s stremeni). Pri tem je potrebno posebno pozornost posvetiti t. i. kritičnim območjem.

Kot kritično območje primarne potresne grede standard definira območje na razdalji $l_{cr} = h_w$ za stopnjo duktilnosti DCM oz. $l_{cr} = 1.5 h_w$ za stopnjo duktilnosti DCH (kjer h_w označuje višino grede) od krajnih prerezov ob vozliščih gred s stebri, kot tudi na obeh straneh kateregakoli prereza, ki se lahko pri potresnem projektnem stanju plastificira.

V primarnih potresnih gredah, ki pa podpirajo nezvezne (prekinjene) navpične elemente, se kot kritična obravnavajo območja na razdalji $2 h_w$ na vsaki strani od podprtega navpičnega elementa (5.4.3.1.2(2)) – definicija velja za stopnji duktilnosti DCM in DCH.

Stremena gred v kritičnih območjih 5.4.3.1.2(6) in 5.5.3.1.3(6)

V kritičnih območjih morajo biti predpisana (zaprta) stremena, ki ustrezajo naslednjim pogojem:

a) premer stremen d_{bw} (v milimetrih) ne sme biti manjši od 6 (velja za stopnji duktilnosti DCM in DCH),

b) razmik stremen s (v milimetrih) za stopnjo duktilnosti DCM ne sme biti večji od:

$$s = \min \left\{ \begin{array}{l} h_w / 4 \\ 24 \cdot d_{bw} \\ 225 \\ 8 \cdot d_{bL} \end{array} \right\} \quad (5.13 \text{ EC8})$$

oziroma za stopnjo duktilnosti DCH

$$s = \min \left\{ \begin{array}{l} h_w / 4 \\ 24 \cdot d_{bw} \\ 175 \\ 6 \cdot d_{bL} \end{array} \right\} \quad (5.29 \text{ EC8})$$

kjer sta:

d_{bL} premer najtanjše vzdolžne palice (v milimetrih) in
 h_w višina grede v milimetrih.

c) prvo streme na krajišču grede ne sme biti oddaljeno več kot 50 mm od stebra (velja za stopnji duktilnosti DCM in DCH).

Nosilnost in konstruiranje primarnih potresnih stebrov (5.4.3.2)

Upogibno in strižno nosilnost je treba določiti v skladu z EN 1992-1-1:2004, pri čemer se uporabi izračunana vrednost osne sile iz analize za potresno projektno stanje (velja za stopnji duktilnosti DCM in DCH). Dvoosni upogib se lahko upošteva na poenostavljen način (velja za stopnji duktilnosti DCM in DCH), tako da se preveri vsaka smer ločeno in se pri tem upošteva za 30% zmanjšana enoosna upogibna nosilnost (5.4.3.2.1(2)).

Vrednost normirane osne sile v_d (tlačna je upoštevana kot pozitivna) v primarnih potresnih stebrih ne sme preseči (5.4.3.2(3)P in (5.5.3.2(3)P):

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \leq 0.65 \text{ za stopnjo duktilnosti DCM}$$

$$\text{in } v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \leq 0.55 \text{ za stopnjo duktilnosti DCH.}$$

V stebrih, dimenzioniranih za stopnjo duktilnosti DCM, lahko torej nastane 15.4 % večja osna sila.

Celotni delež vzdolžne armature ρ_l ne sme biti manjši od 0.01 in ne večji od 0.04. V simetričnih prerezi se uporabi simetrična armatura ($\rho = \rho'$). Vzdolž vsake stranice stebra je treba med vogalne armaturne palice postaviti vsaj še eno vmesno palico, da se zagotovi integriteta vozlišč stebrov z gredami.

Podobno kot pri gredah, tudi pri stebrih nastopajo kritična območja. Območja primarnih potresnih stebrov na razdalji do l_{cr} od obeh krajišč stebra je treba obravnavati kot kritična območja. Če natančnejših informacij ni na voljo, se lahko dolžina kritičnega območja (v metrih) izračuna z naslednjim izrazom:

$$l_{cr} = \max \left\{ \begin{array}{l} h_c \\ l_{cl}/6 \\ 0.45 \text{ m} \end{array} \right\} \text{ za DCM, (5.14 EC8), oziroma } l_{cr} = \max \left\{ \begin{array}{l} 1.5 \cdot h_c \\ l_{cl}/6 \\ 0.6 \text{ m} \end{array} \right\} \text{ za DCH, (5.30 EC8),}$$

kjer sta:

h_c večja dimenzija prečnega prereza stebra (v metrih) in

l_{cl} svetla (»clear«) višina stebra v metrih.

Če pa velja $l_{cl} / h_c < 3$ (v predpisu piše l_e , ki pa ni definiran), kar geometrijsko pomeni kratek steber, je treba primarni potresni steber po celi višini upoštevati kot kritično območje in ga je treba temu ustrezno tudi armirati.

Konstruiranje vozlišč gred in stebrov

V preteklosti (IZS EC8-56) se konstruiranju vozlišč ni posvečalo dovolj pozornosti in zato so bila vozlišča armiranobetonskih okvirov pogosto vzrok za porušitve med potresi. V vozliščih so se zato pojavljale napake kot so:

- vozlišča, ki so izpostavljena ekstremnim strižnim obremenitvam, so bila slabo objeta s stremeni,
- vzdolžna armatura stebrov se je pojavljala le v vogalih prerezov stebrov, kar je pomenilo zgolj štiri palice,
- spodnja armatura gred ni bila sidrana v jedro,
- uporabljala se je gladka armatura, ki ni imela dovolj velike sprijemnosti,
- sidrne dolžine so bile prekratke.
- V izogib naštetim napakam EC8:
 - za vozlišča, ki so izpostavljena ekstremnim strižnim obremenitvam, objetost s stremeni jasno definira,
 - vzdolžna armatura stebrov se ne postavlja le v vogale prerezov stebrov, temveč se na vsaki stranici postavi vsaj ena vmesna navpično armaturna palica, kar pomeni vsaj osem palic,
 - uporablja se lahko le rebrasta armatura (5.4.1.1(2)P in 5.5.1.1(2)P), ki ima dovolj veliko sprijemnost (izjema so le zaprta stremena in prečne armaturne vezi),
 - sidranje armature je jasno definirano (5.6.2).

Vozlišča gred in stebrov konstrukcij stopenj duktilnosti DCM (5.4.3.3) in DCH (5.5.3.3)

Za vozlišča konstrukcij stopnje duktilnosti DCM standard podaja le »čiste« konstrukcijske zahteve brez zahtev po računski preverbi.

Na vsaki stranici vozlišča primarnih potresnih gred in stebrov je treba med vogalne armaturne palice v stebru postaviti vsaj eno vmesno navpično armaturno palico (5.4.3.3(3)P).

Vodoravna armatura (stremena) v vozliščih ne sme biti manjša od tiste, ki je v členih 5.4.3.2.2(8)-(11) določena za kritična območja stebrov.

Izjemo, kjer je vodoravna armatura (stremena) v vozliščih lahko manjša od tiste, ki je v členih 5.4.3.2.2(8)-(11) določena za kritična območja stebrov, predstavlja le primer, ko se v vozlišču stikajo grede iz vseh štirih strani (»notranji stebri«) in je torej vozlišče z vseh štirih strani zaprto z gredami. Tako je jedro vozlišča dovolj objeto, da se razdalje med stremeni lahko povečajo. Razdalja se lahko podvoji glede na vrednost, določeno s členi 5.4.3.2.2(8)-(11), vendar je omejena na največ 150 mm (uporabi se lahko manjša izmed obeh vrednosti).

Člen 5.4.3.3(2) zahteva še, da širine gred znašajo vsaj tri četrtine vzporedne dimenzije prečnega prereza stebra.

Za vozlišča konstrukcij stopnje duktilnosti DCH po standardu veljajo vse zahteve, ki veljajo tudi za stopnjo duktilnosti DCM, hkrati pa so dodane dodatne zahteve, kot npr. da pri mehanizmu tlačne razpore tlak v diagonali vozlišča ne sme preseči nosilnosti betona ob prisotnosti nateznih deformacij v prečni smeri, kot tudi glede največje diagonalne natezne napetosti v betonu, ustrezne navpične armature ter razporeditve vodoravnih zaprtih stremen. Večino teh zahtev je potrebno tudi računsko preveriti oz. dokazati.

Duktilne stene

Tudi za duktilne stene so podane zahteve, vezane na izbrano stopnjo duktilnosti, ki jih obravnavajo naslednji členi standarda, vezane na geometrijske omejitve, projektne učinke vplivov (projektne notranje sile), preverjanja mejnih stanj in konstruiranje, upogibno in strižno nosilnost ter konstruiranje za zagotovitev lokalne duktilnosti.

Preverjanja mejnih stanj in konstruiranje duktilnih sten (5.4.3.4)

Stene so dolgo veljale za neduktilne konstrukcijske elemente, vendar se s skrbnim konstruiranjem kritičnih mest zagotovi duktilni upogibni mehanizem. Tako se z ustrezno nosilnostjo in togostjo sten zagotovi odlično obnašanje med potresom.

Širina stojine b_{wo} (v metrih) mora za konstrukcije stopnje duktilnosti DCM zadostiti naslednjemu izrazu (5.4.1.2.3(1)):

$$b_{wo} > \max\{0.15, h_s/20\}$$

kjer je h_s svetla etažna višina v metrih. Pri debelinah objetih robnih elementov sten se upoštevajo še dodatne zahteve glede širine stojine.

Zapisana zahteva za širino stojine velja za duktilne stene stopnje duktilnosti DCM in DCH (5.4.1.2.3(1) in 5.5.1.2.3(2)), kot tudi velike, šibko armirane stene duktilnosti DCM (5.4.1.2.4).

Upogibna in strižna nosilnost duktilnih sten se določa v skladu EN 1992-1-1:2004, razen če ni določeno drugače, pri čemer se uporabi vrednost osne sile neposredno (torej brez »načrtovanja nosilnosti«) iz analize za potresno projektno stanje. Za stene konstrukcij stopnje duktilnosti DCM vrednost normirane osne sile ne sme preseči vrednosti 0.4, za stene konstrukcij stopnje duktilnosti DCH pa 0.35 (5.5.3.4.1).

V računu upogibne nosilnosti prerezov sten je treba upoštevati navpično armaturo v »stojini« stene (5.4.3.4.1(3)P), kot tudi morebitno sodelujočo (v predpisu imenovano tudi efektivno) širino »pasnice« ali »prirobnice« v primeru sestavljenih prerezov (sestavljene prerezi sten iz povezanih ali prekrizanih pravokotnih delov - L-, T-, U-, I- in podobni prerezi).

Sodelujoča širina pasnice se upošteva na vsaki strani stojine in efektivna širina od lica stojine je enaka najmanjši izmed vrednosti (5.4.3.4.1(4)):

- a) dejanske širine pasnice ali prirobnice,
- b) polovične razdalje med sosednjima stojinama stene,
- c) 25 % celotne višine stene nad obravnavanim nivojem.

Robni elementi sten

Pri duktilnih stenah je podana še dodatna zahteva in sicer po zaščiti tlačnega roba stene v kritičnem območju ob vpetju stene (člen 5.4.3.4.2(10) za konstrukcije stopnje duktilnosti DCM ter člen 5.5.3.4.5(8) za konstrukcije stopnje duktilnosti DCH) – t. i. robnih elementov, kjer beton lahko odpade zaradi velikih tlačnih deformacij.

Robni elementi (angl. “confined parts of the wall section”) so robna (oz. krajna) območja prereza stene, za katera veljajo dodatna pravila za njihovo debelino in armiranje (za objetje armature, in zato so v posameznih delih standarda ti deli imenovani tudi »objeti« robni elementi).

Kadar se na koncu stene nahaja pasnica ali prirobnica, objeti robni element ni potreben vzdolž take stene, če ima prirobnica stene debelino $b_f \geq h_s/15$ in širino $l_f \geq h_s/5$, kjer h_s označuje svetlo etažno višino (5.4.3.4.2(7)):

Ker pa je pasnica ali prirobnica prav tako stena, so objeti robni elementi vseeno lahko potrebni, vendar na koncih takih prirobnic, da se prepreči zvoj izven ravnine stene.

Za debelino objetega dela/robnege elementa stene prereza stene (oziroma robnih elementov) so podane drugačne zahteve kot za “običajno širino stojine”.

Debelina b_w objetega dela/robnege elementa stene tako ne sme biti manjša od 200 mm (5.4.3.4.2(10)). Poleg tega debelina b_w ne sme biti manjša od $h_s/15$ (pri tem h_s označuje [svetlo] etažno višino), če dolžina objetega dela l_c ni daljša od $0.2 l_w$ ali b_w (upošteva se večja vrednost). Pri tem je potrebno opozoriti na neskladje besedila in slike, saj po sliki sledi, da dolžina objetega dela l_c ni daljša od dvakratne vrednosti b_w .

Če pa je dolžina objetega dela l_c daljša od večje izmed vrednosti $0.2 l_w$ in b_w , debelina b_w ne sme biti manjša od $h_s/10$ (zanimivost: b_w je odvisen od l_c , ki pa je lahko določen tudi na osnovi b_w).

Dolžina robnege elementa l_c , ki se v vodoravni smeri meri vzdolž stene, zajema razdaljo med najbolj tlačnim vlaknom in mestom, kjer beton še lahko odpade zaradi velikih tlačnih deformacij, hkrati pa ta dolžina ne sme biti manjša od $0.15 \cdot l_w$ ali $1.50 \cdot b_w$, hkrati pa je manjša od dolžine tlačne cone x_u (slika 7.22 [07.1]), saj se izračuna kot:

$$l_c = x_u \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2,c}} \right) \geq \max \begin{cases} 0.15 \cdot l_w \\ 1.5 \cdot b_w \end{cases}$$

kjer je ε_{cu2} tlačna deformacija, pri kateri beton lahko odpade (lahko se upošteva, da znaša 3.5 ‰).

Mejna deformacija tlačnega betona $\varepsilon_{cu2,c}$ se oceni z enačbo $\varepsilon_{cu2,c} = 0.0035 + 0.1 \cdot \alpha \cdot \omega_{wd}$, kjer sta α faktor učinkovitosti objetja, ω_{wd} pa mehanski volumski delež potrebne armature objetja. Spodnja meja produkta $\alpha \cdot \omega_{wd}$ je definirana z enačbo EC8 (5.20), izračun ω_{wd} pa definira člen 5.4.3.4.2(5).

V tem področju se stremena za objetje postavijo do višine h_{cr} (5.4.3.4.2(6)), ki je z enačbama EC8 (5.19a) in EC8 (5.19b) definirana kot (5.4.3.4.2(1)):

$$h_{cr} = \max \left\{ \begin{array}{l} l_w \\ h_w / 6 \end{array} \right. \text{ z omejitvijo } h_{cr} < \begin{cases} 2 \cdot l_w \\ h_s & \text{za } n \leq 6 \text{ etaž} \\ 2 \cdot h_s & \text{za } n \geq 7 \text{ etaž} \end{cases}$$

Pri tem je zanimiva omejitev $h_{cr} < 2 \cdot h_s$, saj je h_s svetla etažna višina.

Pri stopnji duktilnosti DCH velja še dodatni pogoj (poenostavitev) za širino robnega elementa b_w . Načeloma se le ta določi z enakimi zahtevami kot pri duktilnosti DCM – člen 5.4.3.4.2(10). Če pa je stena povezana s (dovolj veliko oz. močno) prirobnico z debelino $b_f \geq h_s/15$ in širino/dolžino $l_f \geq h_s/5$, in je treba robni element razširiti preko lica prirobnice v stojino do največ $3 \cdot b_{wo}$, (kar pomeni $l_c < 3 \cdot b_w + b_f$), potem je dovolj, da se pri določitvi debeline b_w robnega elementa upoštevajo samo zahteve za b_{wo} , podane v členu (5.4.1.2.3(1)) – kar pomeni, da velja kar $b_w = b_{wo}$.

Sidrna dolžina v gredah

Zaradi zagotovitve dovolj dobre sprejemnosti je treba omejiti premer armaturnih palic grede d_{BL} , ki potekajo skozi vozlišča. Omejitev je vezana na širino stebra h_c v smeri armaturnih palic.

Če v zunanjih vozliščih te zahteve ni mogoče izpolniti zaradi premajhne širine stebra h_c , lahko nastopijo težave pri zagotovitvi sidranja vzdolžne armature gred. Predpis zato navaja naslednje možne rešitve:

- a) Greda ali plošča se lahko podaljša v vodoravni smeri zunaj ravnine fasade.
- b) Na armaturo se lahko privarajo čelne palice ali sidrne plošče.

- c) Armatura se lahko sidra z ukrivljanjem. Najmanjša dolžina ukrivljenega dela je $10 d_{bL}$, tik pod krivino pa se postavijo prečne palice, katere morajo imeti dovolj velik premer.

VIII.

Osnove projektiranja potresnoodpornih jeklenih stavb

Pri projektiranju jeklenih stavb zaradi duktilnosti jekla nastopijo nekatere opazne razlike v primerjavi z betonskimi stavbami:

- območja sipanja so sedaj lahko tudi spoji med elementi, natezne vezi in t. i. **potresni členi**,
- jeklo je duktilen material in pozornost je potrebno nameniti temu, da se sipanje energije resnično izvede tam, kjer je to bilo pričakovano oz. projektirano (6.2.2(P)),
- ustrezno pozornost moramo posvetiti ne samo nosilnim elementom (npr. nosilcem in stebrom), temveč tudi stikom.

Pravila, navedena v standardu EN 1998 [08.1], dopolnjujejo (tista) pravila iz EN 1993 [08.2], in za projektiranje jeklenih stavb je treba uporabiti (tudi) EN 1993 [08.2].

Tudi pri jeklenih stavbah obstajata načina projektiranja (smiselno podobna AB stavbam), odvisna od stopnje duktilnosti konstrukcij. Tako ločimo konstrukcije z majhnim sipanjem energije (stopnja duktilnosti DCL) ter konstrukcije s sposobnostjo sipanja energije (stopnji duktilnosti DCM in DCH). Referenčne vrednosti faktorjev obnašanja q so seveda odvisne od stopnje duktilnosti in so podane v preglednici 8.1.

Preglednica 8.1: Referenčne vrednosti faktorjev obnašanja q

Načini projektiranja	Stopnje duktilnosti konstrukcij	Območje referenčnih vrednosti faktorjev obnašanja q
a) Konstrukcije z majhnim sipanjem energije	DCL (nizka)	$\leq 1.5-2$ (zgornja meja je definirana v nacionalnem dodatku posamezne države, priporočena in v RS veljavna vrednost je 1.5). Uporabijo se lahko vsi razredi kompaktnosti prečnih prerezov, razen če je $q > 1.5$
b) Konstrukcije s sposobnostjo sipanja energije	DCM (srednja)	≤ 4 , omejeno tudi z vrednostmi iz preglednice EC8 6.2* Uporabi se lahko 1., 2. ali 3. razred kompaktnosti
	DCH (visoka)	Omejeno samo z vrednostmi iz preglednice EC8 6.2* Uporabijo se lahko samo 1. razred kompaktnosti

* Preglednica EC8 podaja referenčne vrednosti faktorje obnašanja za konstrukcije, pravilne po višini.

Pri načinu a) se lahko notranje sile in pomiki izračunajo z elastično globalno analizo brez upoštevanja pomembnejšega vpliva neelastičnega obnašanja materiala. Pri načinu a) in pri referenčni vrednosti faktorja obnašanja q, večji od 1.5, morajo prečni prerezi nosilnih elementov, ki prevzemajo potresno obtežbo, pripadati 1., 2. ali 3. razredu kompaktnosti.

Pri načinu a) se nosilnost elementov in spojev določa v skladu z EN 1993 brez kakršnihkoli dodatnih zahtev standarda EN 1998. Pri stavbah brez potresne izolacije se projektiranje po načinu a) priporoča samo v primeru nizke seizmičnosti (in takih področij v RS ni).

VIII.1 Zahteve glede materiala (6.2)

V skladu s točko 6.2(1)P je dovoljena uporaba vseh jekel iz EN 1993-1-1: S235, S275, S355, S420, S450, S460, vendar Darko Beg [08.3] navaja, da je v conah disipiranja energije priporočljivo uporabiti le jekla S235, S275 in morda še S355. Z višjimi kvalitetai je namreč težko projektirati z metodo načrtovanja nosilnosti (»capacity design«), čeprav sama jekla izpolnjujejo kriterije za duktilnost.

Tudi pri jeklenih stavbah je namreč potrebno v projektu predvideti mesta sipanja energije ter tudi zagotoviti, da se bodo predvidena mesta sipanja energije tam tudi dejansko razvila. Pri tem se pričakuje, da se med potresno obtežbo območja sipanja plastificirajo, preden ostala območja zapustijo elastično stanje. Območja sipanja energije so lahko locirana v konstrukcijskih elementih in spojih. Plastični mehanizmi tako sedaj niso več zgolj plastični členki, ampak je mogoča tudi plastifikacija nateznih vezi, plastični členki pa se lahko tvorijo tudi v spojih prečka-steber. Takšno stanje se lahko doseže z razporeditvijo lastnosti

materiala, kot sta napetost tečenja in lomna žilavost (odpornost materiala proti napredovanju razpok, angl. »Fracture Toughness«) (6.2(2)P).

Uveljavljen koncept v splošnem projektiranju potresnoodpornih konstrukcij (vseh materialov) namreč predvideva, da so nedisipativni (»varovani«) elementi projektirani na podlagi pričakovane trdnosti materiala disipativnih področij (analogija: pri okvirnih AB konstrukcijah upogibno nosilnost stebrov izračunamo na osnovi upogibne nosilnosti gred), pri čemer se pričakuje, da bo disipacija resnično nastopila tam, kjer je to predvideno.

Pri projektiranju je potrebno upoštevati realno možnost, da je dejanska vrednost meje elastičnosti oz. napetosti tečenja f_y v disipativnih področjih večja od nazivne (nominalne) vrednosti (npr. pri S235 velja $f_{y,povpr} \approx 1.18 \cdot f_{y,nom} = 277$ MPa, kar je formalno več kot pri jeklu S275). Posledično lahko nastopi situacija, ko se plastifikacija oziroma disipacija ne bo zgodila tam, kjer je to predvideno.

Zato se pri kontroli nosilnosti upošteva faktor dodatne nosilnosti γ_{ov} , 6.1.3(2). Faktor predstavlja razmerje med pričakovano (povprečno) in nazivno vrednostjo napetosti tečenja za dani razred jekla. Specifičnega podatka o tej vrednosti ni, in nacionalni organi lahko svobodno izberejo najprimernejšo vrednost (priporočena je konstantna vrednost 1.25).

Nacionalni dodatek za RS predpisuje, da se pri določanju nosilnosti pri stavbah za jeklo uporabijo naslednji delni faktorji:

- nosilnost prerezov: $\gamma_s = \gamma_{M0} = 1.0$
- stabilnost elementov in sistemov: $\gamma_s = \gamma_{M1} = 1.0$
- spoji, mejna nosilnost neto prerezov: $\gamma_s = \gamma_{M2} = 1.25$

Standard podaja tri načine (zahteve), vezane na napetost tečenja jekla (oz. mejo elastičnosti jekla) f_y v območjih sipanja, s katerimi je mogoče zadostiti predvideno obnašanje sipanja energije, 6.2(3). Za območja sipanja (»varovalke«) mora biti zgornja vrednost napetosti tečenja $f_{y,max}$, ki se upošteva v vseh treh načinih, označena v načrtih delavniške dokumentacije (6.2(6)P).

VIII.2 Vrste konstrukcij in faktorji obnašanja (6.3)

Tudi jeklene stavbe morajo biti razvrščene v eno od podanih vrst konstrukcij (pri betonskih konstrukcijah so to bili okvirni sistemi, stenasti sistemi,...). Opredelitev za vrsto se izvede v skladu z obnašanjem primarne nosilne konstrukcije pri potresnih vplivih.

VIII.2.1 Pomični okvirji (angl. »Moment resisting frames«)

Pri pomičnih okvirjih se vodoravne sile prenašajo pretežno z upogibnim delovanjem elementov ob pomoči bolj ali manj togih momentnih spojev. Stebri tako prenašajo vertikalno obtežbo in tudi vodoravne sile. Območja sipanja energije so v nosilcih ali v spojih, ne pa tudi v stebrih (razen na dnu stebrov okvira, na vrhu večetažnih stavb in pri enoetažnih stavbah).

Nosilci / prečke pomičnih okvirjev (6.6.2)

Merilo lokalne duktilnosti jeklenih stavb

V plastičnih členkih nosilcev pomičnih okvirjev je potrebno zagotovi, da osne in prečne sile ne povzročijo zmanjšanja polnoplastične upogibne nosilnosti (momenta M_{PP} oz. M_u) in rotacijske kapacitete. Na napetostno stanje v vsaki točki elementa in posledično na nastanek plastifikacije namreč vplivajo tudi strižne napetosti, hkrati pa prisotnost osne sile spremeni lego nevtralne osi in posledično vrednost momenta M_{PP} oz. M_u .

Zato se uporabi postopek načrtovanja nosilnosti, kjer se za prečne prereze 1. in 2. razreda kompaktnosti preverijo naslednje neenačbe (enačbe EC8 (6.2)-(6.5)):

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1.0 \quad \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0.15 \quad \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0.5 \quad \text{kjer velja } V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$$

kjer so

N_{Ed} projektna vrednost osne sile (zaradi stalnih in potresnih vplivov),

M_{Ed} projektna vrednost upogibnega momenta (zaradi stalnih in potresnih vplivov),

V_{Ed} projektna vrednost prečne sile (zaradi stalnih in potresnih vplivov),

$N_{pl,Rd}$, $M_{pl,Rd}$, $V_{pl,Rd}$ projektne (polno)plastične nosilnosti v skladu z EN 1993,

$V_{Ed,G}$ prečna sila v stebru zaradi neseizmičnih vplivov, ki so vključeni v seizmično projektno stanje,

$V_{Ed,M}$ projektna vrednost prečne sile, izračunana ob predpostavki, da se na obeh koncih A in B nosilca razvijeta plastična členka s polnoplastičnima momentoma $M_{pl,Rd,A}$ in $M_{pl,Rd,B}$, ki imata nasprotna predznaka (a isto usmeritev) – enaka filozofija, kot je že znana iz gred AB konstrukcij, kjer se želi preprečiti krhki lom vozlišča pred plastifikacijo vozlišča. V skladu z opombo v točki 6.6.2(2) je $V_{Ed,M} = \frac{M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B}}{L}$

nejneugodnejši pogoj, ki ustreza nosilcu z razponom L in območjema sipanja na obeh koncih.

Iz enačb je razvidno, da sta dovoljeni vrednosti N_{Ed} in V_{Ed} dokaj konzervativni, kar je posledica prej omenjene zahteve, da osne in prečne sile ne povzročijo zmanjšanja polnoplastične upogibne nosilnosti in rotacijske kapacitete v plastičnih členkih nosilcev pomičnih okvirov.

Za prečne prereze 3. razreda kompaktnosti se zgornje neenačbe za nosilce prevedejo v naslednje neenačbe:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{el,Rd}} \leq 1.0 \quad \frac{N_{Ed}}{N_{el,Rd}} \leq 0.15 \quad \frac{V_{Ed}}{V_{el,Rd}} \leq 0.5 \quad V_{Ed,M} = \frac{M_{el,Rd,A} + M_{el,Rd,B}}{L}$$

Čeprav so sedaj zapisane enačbe podobne prejšnjim, sedaj v imenovalcih nastopajo projektne elastične nosilnosti.

Konstrukterski pristopi za zagotovitev nastanka sipanja energije v nosilcu in ne v spoju

Za zagotovitev nastanka sipanja energije v nosilcu in ne v spoju se uporabljata dve strategiji (ki sta običajno izvedeni ločeno):

- Ojačitev v spoju glede na priključeni nosilec, ki se lahko izvede na dva načina (z odebelitvijo in razširitvijo pasnice, ali pa z ojačenjem pasnice s stranskimi krilci). Tako se mesto plastičnega členka »potisne« stran od stebra. Taka rešitev poveča ceno spoja.
- Lokalna redukcija prereza nosilca v bližini stika z ustreznim zmanjšanjem prereza (npr. Dogbone – redukcija širine pasnice) ali naluknjanjem stojine nosilca – ang. »Reduced Beam Section« (RBS) oz. »Drilled Holes Arrangement« (HDA). Rezultat

je podoben kot pri ojačitvi: povezava oz. spoj je močnejši od nosilca. Ta strategija za povečanje varnosti se je pokazala kot gospodarna in tudi učinkovita rešitev v sipanju energije.

Čeprav se morda na prvi pogled zdi protislovno, da odstranitev dela konstrukcije dejansko izboljšuje učinkovitost obnašanja konstrukcije, se je to v primeru dogbone redukcije izkazalo kot uspešno. Dogbone namreč povzroči le majhno zmanjšanje bočne trdnosti in togosti okvirja, vendar lahko zagotovi veliko povečanje duktilnosti. Izguba majhne količine nosilnosti v zameno za veliko duktilnost tako predstavlja odličen kompromis za potresno odporno projektiranje. Alternativno lokalni redukciji pasnice predstavlja lokalna redukcija stojine.

Dogbone rešitev je mogoče tudi učinkovito kombinirati z ojačitvijo spoja oz. pasnice na obeh straneh ali pa samo na eni (npr. spodnji) strani.

Stebri pomičnih okvirov (6.6.3)

Stebre je treba na tlačno obremenitev preveriti ob upoštevanju najneugodnejše kombinacije tlačne sile in upogibnih momentov. Ker so stebri v splošnem varovani elementi, se v njihovih preverjanjih uporabijo notranje sile N_{Ed} , M_{Ed} in V_{Ed} , izračunane z uporabo načrtovanja nosilnosti na naslednji način (6.6.3(1)P), enačbe EC8 (6.6), s katerimi povečamo prispevke, ki sledijo iz potresnega stanja:

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E}$$

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E}$$

kjer so:

$N_{Ed,G}$ (oziroma $M_{Ed,G}$, $V_{Ed,G}$) tlačna osna sila (oziroma upogibni moment in prečna sila) v stebriu zaradi nepotresnih vplivov, ki so vključeni v seizmično projektno stanje,

$N_{Ed,E}$ (oziroma $M_{Ed,E}$, $V_{Ed,E}$) tlačna osna sila (oziroma upogibni moment in prečna sila) v stebriu zaradi projektних potresnih vplivov,

γ_{ov} faktor dodatne nosilnosti (materiala), odvisen od izbranega načina, s katerimi je mogoče zadostiti predvideno obnašanje sipanja energije, in je odvisen od izbrane »strategije«, člen 6.2(3).

Ω je Ω faktor dodatne nosilnosti prečnega prereza (dejansko predstavlja vpliv disipativnih elementov – nosilcev na nedisipativne elemente – stebre in služi temu, da imamo v nedisipativnih elementih »rezervo« glede na disipativne elemente). V pomičnih okvirih se upošteva kot najmanjša vrednost $\Omega_i = M_{pl,Rd,i}/M_{Ed,i}$ za vse nosilce z območji sipanja; $M_{Ed,i}$ je projektna vrednost upogibnega momenta v nosilcu i za potresno projektno stanje in $M_{pl,Rd,i}$ je pripadajoča plastična upogibna nosilnost.

Za preverjanje nosilnosti oziroma dimenzioniranje stebrov se uporabi standard EN 1993-1-1. V stebrih, pri katerih pa je tvorba plastičnih členkov dovoljena (na dnu stebrov okvira, na vrhu večetažnih stavb in pri enoetažnih stavbah), se pri preverjanju nosilnosti upošteva, da je v teh členkih delujoči upogibni moment enak $M_{pl,Rd}$ (6.6.3(2)).

Za prečno silo V_{Ed} iz globalne elastične analize mora veljati $\frac{V_{Ed}}{V_{el,Rd}} \leq 0.5$.

VIII.2.2 Okviri s centričnimi povezji (»Concentric Bracings Frames«, CBF)

Druga vrsta konstrukcije so okviri s centričnimi povezji. V primerjavi s pomičnimi okvirimi se v okvirih s centričnimi povezji pojavijo dodatni konstrukcijski elementi – diagonalni elementi, kar povzroči delitev prevzemanja posameznih vrst obtežb med posameznimi elementi. V takih okvirih se vodoravne sile namreč prenašajo pretežno z osno obremenjenimi elementi in primarna vloga stebrov je tako prevzem vertikalnih obtežb (njihova vloga za prevzem horizontalnih obtežb pa je znatno reducirana).

Znotraj okvirov s centričnimi povezji ločimo:

- okvire s centričnimi povezji z nateznimi diagonalami – v standardu imenovanimi tudi okviri z diagonalnimi povezji - (kjer presečišče diagonal niso v nivojih vodoravnih elementov in območja sipanja nastajajo samo v nateznih diagonalah – za tlačne diagonale se [verjetno] predpostavi, da se uklonijo, in tako energijo v primeru, da ne pride do njihove plastifikacije, namesto da bi jo sipale, samo začasno konzervirajo in nato vračajo).
- okvire s centričnimi V povezji (kjer so presečišča diagonal v vodoravnih elementih in območja sipanja nastajajo v nateznih in **tlačnih** diagonalah).

Okvire s centričnimi povezji je treba projektirati tako, da plastifikacija nateznih diagonal nastopi pred poružitvijo spojev in pred plastifikacijo ali nestabilnostjo nosilcev in stebrov (6.7.1(1)P). Disipativna področja so tako diagonale.

Eden izmed vodilnih svetovnih proizvajalcev jekla, ArcelorMittal, ponuja tehnološke rešitve za priključitev diagonalnih elementov (»eye-bars« in U stik), s katerimi se doseže dodatna disipacija energije.

Analiza okvirov s centričnimi povezji

Pri gravitacijski obtežbi je treba predpostaviti, da to obtežbo prenašajo samo nosilci in stebri, vpliv diagonal povezij pa se ne upošteva (6.7.2(1)P). Tako očitno zagotovimo, da se diagonale, ki so disipacijski element, »aktivirajo« šele med potresom.

Pri potresnih vplivih je pri elastični globalni analizi diagonale povezij treba upoštevati na enega od naslednjih načinov (6.7.2(2)P):

- v okvirih z diagonalnimi povezji je treba upoštevati samo natezne diagonale (ker se tlačne lahko uklonijo),
- v okvirih z V-povezji je treba upoštevati natezne in tlačne diagonale (pri čemer se tlačne diagonale dimenzionirajo po EN 1993 (6.7.3(6))).

Upoštevanje tako nateznih kot tlačnih diagonal v katerikoli vrsti centričnih povezij pri projektiranju je dovoljeno ob izpolnjevanju vseh treh naslednjih zahtev (6.7.2(3)):

- a) uporabi se nelinearna statična globalna analiza (pushover) ali nelinearna analiza časovnega odziva.
- b) obnašanje diagonal se modelira ob upoštevanju stanja pred uklonom diagonal in po njem.
- c) uporabljeni računski model za simuliranje obnašanja diagonal temelji na rezultatih raziskav.

Geometrijske osnove diagonalnih elementov okvirov s centričnimi povezji

Omejitev vitkosti povezij je odvisna od tipa povezja (6.7.3).

- Relativna vitkost v okvirjih s centričnimi X povezji je omejena z $1.3 < \bar{\lambda} \leq 2.0$ (6.7.3(1)). Spodnja meja vitkosti, ki pomeni manj uklonsko občutljiv element, preprečuje preobremenitev stebrov okvirja pred uklonom tlačne diagonale. Pri diagonalnih elementih z majhno vitkostjo lahko namreč skupen vpliv tlačne in natezne diagonale pred uklonom diagonal presega vplive v območju mejne nosilnosti, ko je tlačna diagonala uklonjena, natezna pa plastificirana. Zgornja meja preprečuje prevelike pomike izven ravnine okvirja pri uklonu, saj bi le ti povzročili velike plastične deformacije v vozliščni pločevini ter posledično porušitev le te zaradi nizkocikličnega utrujanja.
- Relativna vitkost v okvirjih s centričnimi povezji, ki niso tipa X, je omejena z $\bar{\lambda} \leq 2.0$ brez spodnje meje (6.7.3(2)).
- Relativna vitkost v okvirjih z V povezji, je bila [opomba: v angleškem draftu ni preteklika] omejena z $\bar{\lambda} \leq 2.0$ (6.7.3(2)).
- V konstrukcijah z eno ali dvema etažama (v predpisu piše nadstropjema) ni omejitev za $\bar{\lambda}$ (6.7.3(4)).

Diagonalni elementi povezij morajo biti razporejeni na tak način, da ima konstrukcija pri spreminjanju smeri delovanja horizontalne obtežbe podobne deformacijske lastnosti v vseh etažah (v slovenskem prevodu nadstropjih) in v vseh zavetrovanih smereh (6.7.1(2)P). Zato mora v vsakem etaži veljati pogoj:

$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 0.05 \quad (6.11 \text{ EC8})$$

kjer sta A^+ in A^- površini **vodoravnih** projekcij (na vertikalo) prečnih prerezov nateznih diagonal (večji naklon oklepa diagonala z vodoravnim elementom, manj protipotresno učinkovita je), pri čemer imajo vodoravni potresni vplivi pozitivno ali negativno smer:

Nosilci in stebri okvirov s centričnimi povezji (6.7.4)

Ker nosilci in stebri pri okvirih s centričnimi povezji niso področja disipacije energije, so sedaj, za razliko od okvirov s pomičnimi vozlišči, obravnavani enotno. Nosilci in stebri, ki so obremenjeni z osno silo, morajo izpolnjevati naslednjo zahtevo (načrtovanje nosilnosti tako sedaj uporabimo samo za osne sile):

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) = N_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}$$

kjer so:

$N_{Ed,G}$ osna sila v nosilcu ali stebri zaradi nepotresnih vplivov, ki so vključeni v seizmično projektno stanje,

γ_{ov} faktor dodatne nosilnosti (materiala), odvisen od izbranega načina, s katerimi je mogoče zadostiti predvideno obnašanje sipanja energije, in je odvisen od izbrane »strategije«, člen 6.2(3).

Ω faktor dodatne nosilnosti prečnega prereza (dejansko predstavlja vpliv disipativnih elementov oz. diagonal na nedisipativne elemente oz. stebre in nosilce in služi temu, da imamo v nedisipativnih (neduktilnih) elementih »rezervo« glede na disipativne elemente). Upošteva se kot najmanjša vrednost $\Omega_i = N_{pl,Rd,i}/N_{Ed,i}$ od vseh diagonal v zavetrovanem sistemu, kjer je $N_{pl,Rd,i}$ projektna vrednost nosilnosti diagonale i , $N_{Ed,i}$ pa je pripadajoča projektna vrednost osne sile v obravnavani diagonalah za potresno projektno stanje.

Kljub temu, da se upošteva najmanjša vrednost od vseh diagonal, za diagonale znotraj konstrukcije velja omejitev $\Omega_{max}/Q_{min} \leq 1.25$, ki pa je »skrita« v členu 6.7.3(8), kjer je kot razlog za tako omejitev navedena zagotovitev enakomernosti sipanja energije v diagonalah.

VIII.2.3 Okviri s ekcentričnimi povezji (»Eccentrically Braced Frames«, EBF)

Tretja vrsta konstrukcij so okviri z ekscentričnimi povezji (diagonale se ne zaključujejo v stikih nosilcev in stebrov), kjer se vodoravne sile prenašajo pretežno z osno obremenjenimi elementi, vendar se zaradi ekscentričnosti diagonal povezij energija lahko sipa v posebnih elementih ali delih elementov (imenovani potresni členi, ang. »seismic links«) v obliki cikličnega upogiba in/ali cikličnega striga (opomba: pri pomičnih okvirih pa se izvaja načrtovanje nosilnosti ravno za preprečitev sipanja energije s strigom v nosilcih).

Potres leta 2011 v Christchurchu, Nova Zelandija, je »omogočil« praktično preizkušnjo in opazovanje učinkovitosti obnašanja okvirov s ekcentričnimi povezji med potresi. Iz informacij, ki jih je bilo mogoče pridobiti na svetovnem spletu, se je potrdila učinkovitost potresnih členov.

Potresni členi se razvrstijo v tri kategorije glede na vrsto plastičnega mehanizma, ki se razvije v potresnem členu:

- kratki členi, ki energijo sipajo pretežno s strižno plastifikacijo stojine (saj so zaradi svoje kratkosti manj občutljivi na upogib),
- dolgi členi, ki energijo sipajo pretežno s plastifikacijo v upogibu,
- srednje dolgi členi, pri katerih plastični mehanizmi vsebujejo upogib in strig.

Razvrščanje po navedenih kategorijah se izvede glede na njihovo dolžino e , kar definirata člena 6.8.2.(8) in 6.8.2.(9)), glede na to, ali se plastični členek razvije na obeh koncih potresnega člena (enaka momenta na obeh koncih), ali samo v enem samem koncu (različno velika momenta na obeh koncih potresnega člena).

Klasificiranje potresnih členov vpliva na vrednost kota rotacije θ_p (v členu 6.6.4(3) in tudi v legendi standarda imenovane rotacijska kapaciteta) med členom in elementom ob členu (6.8.2.(10)), kot tudi na izvedbo ojačitev potresnih členov – krajši kot je člen, gostejše so ojačitve (6.8.2.(11)), saj kratki členi energijo sipajo pretežno s strižno plastifikacijo stojine.

Pri tistih elementih okvirov s ekcentričnimi povezji, ki ne vsebujejo potresnih členov (stebri, diagonale, če so potresni členi vključeni v nosilce, kot tudi nosilcih, če se potresni členi izvedejo navpično), je pri kontroli tlačne nosilnosti potrebno uporabiti pristop z načrtovanjem nosilnosti (6.8.3). Uporaba pristopa načrtovanja nosilnosti se izvede za osne sile.

Pristop z načrtovanjem nosilnosti se uporabi tudi pri projektiranju spojev potresnih členov, kot tudi elementov, ki vsebujejo potresne člene (6.8.4). Uporaba pristopa projektiranja nosilnosti se izvede za vse notranje sile. Notranje sile se upoštevajo z naslednjim izrazom:

$$E_d \geq E_{d,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_1 \cdot E_{d,E} \quad (6.31 \text{ EC8})$$

kjer so:

- $E_{d,G}$ notranja sila (opomba: tudi upogibne momente lahko klasificiramo kot notranje sile) v spoju zaradi nepotresnih vplivov, ki so vključeni v seizmično projektno stanje,
- $E_{d,E}$ notranja sila v spoju zaradi potresnih vplivov,
- γ_{ov} faktor dodatne nosilnosti (materiala), odvisen od izbranega načina, s katerimi je mogoče zadostiti predvideno obnašanje sipanja energije, in je odvisen od izbrane »strategije«, člen 6.2(3).
- Ω_1 je faktor dodatne nosilnosti potresnega člena.

Aktualni trend izdelave seizmičnih členov predstavljajo vijacenti stiki med potresnim členom in preostankom konstrukcije. Tako ima ekcentrično povezje s snemljivim seizmičnim členom vijacentno povezavo na »momentni« plosči za enostavno odstranjevanje in zamenjavo po večjem potresu. Takšna izvedba detajla stika zmanjšuje možnost nastanka plastičnih členkov izven stika. Prav tako je mogoča hitrejša in enostavnejša zamenjava potresnega člena po morebitnem potresu, kar pripomore k hitrejši vrnitvi stavbe v uporabo.

VIII.2.4 Konstrukcije obrnjenega nihala (6.9)

Pri konstrukcijah obrnjenega nihala (ki so definirane v 5.1.2 poglavja za betonske stavbe) se območja sipanja nahajajo v stebrih: a) območja sipanja ob dnu stebrov, b) območja sipanja v stebrih.

Tudi tukaj uporabljamo princip načrtovanja nosilnosti in projektne vrednosti N_{Ed} , M_{Ed} ter V_{Ed} je zato treba izračunati, kot je navedeno v členu 6.6.3, ki velja za momentne okvire (okvire s pomičnimi vozlišči), saj gre za »mini« okvire s pomičnimi vozlišči.

Ker vsa nosilnost »sloni« na (običajno) enem samem stebri, je njegova relativna vitkost omejena na $\bar{\lambda} \leq 1.5$, brez določene spodnje meje.

Hkrati je strožje omejen tudi koeficient občutljivosti medetažnih pomikov (naveden v 4.4.2.2). Maksimalna vrednost koeficienta občutljivosti medetažnih pomikov za konstrukcije obrnjenega nihala je $\theta \leq 0.20$.

VIII.2.5 Jeklene konstrukcije z betonskimi jedri ali betonskimi stenami

Pri teh konstrukcijah se vodoravne sile prenašajo pretežno s betonskimi jedri ali betonskimi stenami. Pri tem je jeklene elemente treba preveriti v skladu s poglavjem 4 EC8, betonske elemente pa v skladu s poglavjem 5 EC8. Dodatno je treba elemente konstrukcije, pri katerih se pojavi interakcija med jeklom in betonom, preveriti v skladu s poglavjem 7 EC8.

VIII.2.6 Pomični okviri, kombinirani s centričnimi povezji

Območja sipanja nastopijo v okviru (gredah) in nateznih diagonalah.

Mešane konstrukcije s pomičnimi okvirji in z okvirji s povezji, ki delujejo v isti smeri, je treba projektirati z uporabo enotnega faktorja obnašanja q . Vodoravne sile se razdelijo med različne okvire v skladu z njihovo elastično togostjo.

VIII.2.7 Jekleni pomični okviri, kombinirani s polnili.

Pri projektiranju jeklenih pomičnih okvirov, ki so kombinirani s polnili, igra pomembno vlogo način stikovanja polnila z jekleno konstrukcijo.

Pomične okvire, pri katerih so betonska polnila z veznimi sredstvi povezana z jekleno konstrukcijo, je tako treba projektirati v skladu s poglavjem 7 EC8. Če pa so polnila konstrukcijsko ločena od jeklenega okvira ob zgornji in bočnih stranicah, jih je treba projektirati kot jeklene konstrukcije. Kadar pa so polnila sicer v stiku z jeklenim okvirom, vendar z njim niso konstrukcijsko povezana z veznimi sredstvi, morajo zadostiti dodatnim pravilom (6.10.3).

VIII.2.8 Okviri s K-povezji

Poznamo še okvire s K-povezji, kjer se diagonale stikujejo s stebri na sredini višine. Taki okviri nudijo večjo fleksibilnost pri zagotavljanju odprtih na fasadi in hkrati najmanjši upogib gred. Vendar se zaradi možnosti odpovedi stebra, če se priključene diagonale uklonijo, uporaba okvirov s K-povezji na splošno odsvetuje na potresnih območjih, v EC8 pa je celo eksplicitno navedeno, da okviri s K-povezji niso dovoljeni.

IX.

Osnove projektiranja potresnoodpornih sovprežnih stavb iz jekla in betona

Za projektiranje sovprežnih stavb velja standard EN 1994-1-1:2004 [09.1], ki ga dopolnjujejo posebna pravila za projektiranja sovprežnih stavbe iz jekla in betona, ki jih podaja poglavje 7 EC8 [09.2].

Prav tako veljajo pravila iz poglavij 5 in 6 EC8, razen kadar obstajajo spremembe, ki so navedene v poglavju 7 EC8.

Tudi potresnoodporne sovprežne stavbe je treba projektirati glede na enega od treh načinov, ki se razlikujejo glede na sposobnost sipanja energije oz. duktilnost. Tako (ponovno) ločimo konstrukcije z majhnim sipanjem energije (stopnja duktilnosti DCL) ter konstrukcije s sposobnostjo sipanja energije - stopnji duktilnosti DCM in DCH, ki se ločita po območju sipanja energije: ki sta bodisi sovprežni del konstrukcije (stopnja duktilnosti DCM) bodisi jekleni del konstrukcije (stopnja duktilnosti DCH).

Referenčne vrednosti faktorjev obnašanja q so seveda odvisne od stopnje duktilnosti in so podane v preglednici 9.1, ki je skoraj identična kot sorodna preglednica za jeklene konstrukcije (8.1).

Preglednica 9.1: Referenčne vrednosti faktorjev obnašanja q

Načini projektiranja	Stopnje duktilnosti konstrukcij	Območje referenčnih vrednosti faktorjev obnašanja q
a) Konstrukcije z majhnim sipanjem energije	DCL (nizka)	$\leq 1.5-2$ (zgornja meja je definirana v nacionalnem dodatku posamezne države, priporočena in v RS veljavna vrednost je 1.5).
b) ali c) Konstrukcije s sposobnostjo sipanja energije	DCM (srednja)	≤ 4 , omejeno tudi z vrednostmi iz preglednice EC8 7.2*
	DCH (visoka)	Omejeno samo z vrednostmi iz preglednice EC8 7.2*

* Preglednica EC8 podaja referenčne vrednosti faktorjev obnašanja za konstrukcije, pravilne po višini, pri čemer tudi delno povzema vrednosti iz analogne tabele za jeklene konstrukcije.

Sovprežne konstrukcije oz. sisteme bi lahko v grobem delili na »lokalno« (sovprežnost je na nivoju elementov) in »globalno« (sovprežnost je na nivoju sistema) sovprežne.

Med »lokalno« sovprežne konstrukcije spadajo (7.3.1) konstrukcije, že znane iz jeklenih konstrukcij:

- sovprežni pomični okviri: veljajo definicije in omejitve iz 6.3.1(1)a, vendar so pri tem lahko nosilci in stebri jekleni ali sovprežni;
- sovprežni okviri s centričnimi povezji, kjer prav tako veljajo definicija in omejitve iz 6.3.1(1). Stebri in nosilci so lahko jekleni ali sovprežni, diagonale povezja (disipativni elementi) pa morajo biti iz jekla;
- sovprežni okviri z ekscentričnimi povezji: veljajo definicija in konfiguracije iz 6.3.1(1)c in slike EC8 6.4. Elementi, ki ne vsebujejo potresnih členov, so lahko jekleni ali sovprežni. Potresni členi (disipativni elementi) morajo biti narejeni iz jekla in energija se mora sipati le s plastičnim deformiranjem potresnih členov pri upogibni ali strižni obremenitvi;
- konstrukcije obrnjenega nihala: veljajo definicija in omejitve iz 6.3.1(1)d (slika 6.5 v EC8 [09.2]).

Med »globalno« sovprežne konstrukcije/stavbe spadajo sovprežni konstrukcijski sistemi, za katere je značilno, da se obnašajo v glavnem kot armiranobetonske stene. Sovprežni sistemi lahko pripadajo eni od naslednjih vrst:

- vrsta 1 se nanaša na jeklen ali sovprežen okvir, ki deluje skupaj z betonskim polnilom, povezanim z jekleno konstrukcijo,

- vrsta 2 je armiranobetonska stena z jeklenimi elementi, ki so priključeni na betonsko konstrukcijo in delujejo kot vzdolžna robna armatura.
- vrsta 3 so jekleni ali sovprežni nosilci, ki jih povezujeta dve ali več armiranobetonskih ali sovprežnih sten.

Izračun vztrajnostnega momenta prečnega prereza sovprežnega nosilca

Pri sovprežnih nosilcih z betonsko ploščo v tlaku, se vztrajnostni moment prečnega prereza, označen z I_1 , izračuna ob upoštevanju sodelujoče širine betonske plošče (7.4.2(2)). Pri tem se upošteva, da je beton nerazpokan.

Togost sovprežnih prečnih prerezov z betonom v nategu se izračuna ob upoštevanju predpostavke, da betonski del prečnega prereza razpoka in da deluje le jekleni del prečnega prereza – armature betonskega dela prereza (7.4.2(3)).

Pri sovprežnih nosilcih z betonsko ploščo v nategu se vztrajnostni moment prečnega prereza, označen z I_2 , izračuna ob upoštevanju sodelujoče širine betonske plošče (7.4.2(4)).

Celotna sodelujoča širina b_{eff} betonske pasnice, povezane z jekleno stojino, se vzame kot vsota delnih sodelujočih širin b_{e1} in b_{e2} dela pasnice na vsaki strani središčne linije jeklene stojine (7.6.3.(1)). Vrednosti za delne sodelujoče širine na vsaki strani stojine so navedene v preglednici 7.5 (kot b_{e1}), vendar ne smejo presegati dejansko razpoložljivih širin b_1 in b_2 .

Pri poenostavljeni globalni analizi pomičnih okvirov z metodo z vodoravnimi silami ali z modalno analizo s spektri odziva se za izračun togosti sovprežnih elementov lahko vzame nadomestni vztrajnostni moment po celotni dolžini nosilca:

$$I_{\text{eq}} = 0.6 \cdot I_1 + 0.4 \cdot I_2 \quad (7.13 \text{ EC8})$$

ki nadomesti vrednosti I_1 in I_2 .

Togost sovprežnih prečnih prerezov, pri katerih je beton v tlaku, se izračuna z naslednjim razmerjem elastičnih modulov

$$n = E_a / E_{\text{cm}} = 7 \quad (7.1 \text{ EC8})$$

Uporabljeni viri in literatura

- [01.1] Peter Fajfar, Razvoj predpisov za potresno odporno gradnjo v Sloveniji, Gradbeni vestnik, april 2017, <http://www.zveza-dgits.si/gradbeni-vestnik-april-2017>
- [01.2] Matej Fischinger, EC8 - projektiranje potresno odpornih konstrukcij, Gradbeni vestnik, julij 2000, <http://www.zveza-dgits.si/gradbeni-vestnik-7-2000>
- [01.3] Slovenski standard SIST EN 1998-1:2005 Evrokod 8 - Projektiranje potresno odpornih konstrukcij - 1.del: Splošna pravila, potresni vpliv in pravila za stavbe, 2004.
- [02.1] Jure Snoj in Matjaž Dolšek, Ocena potresnega tveganja zidanih stavb: vpliv mehanskih lastnosti zidovja, Gradbeni vestnik, avgust 2017, <http://www.zveza-dgits.si/gradbeni-vestnik-avgust-2017>
- [02.2] Nuša Lazar Sinković in Matjaž Dolšek, Modeliranje števila smrtnih žrtev pri poružitvi stavbe, Gradbeni vestnik, oktober 2018, <http://www.zveza-dgits.si/gradbeni-vestnik-oktober-2018>
- [02.3] Miha Tomažević, Potresno odporne zidane stavbe, TEHNIS, Ljubljana, 2009.
- [02.4] Projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih, Inženirska zbornica Slovenije 2009.
- [03.1] Ton Vrouwenvelder, gradivo za predavanja, TNO Bouw / TU-Delft, 2003.
- [03.2] Slovenski standard SIST EN 1998-1:2005 Evrokod 8 - Projektiranje potresno odpornih konstrukcij - 1.del: Splošna pravila, potresni vpliv in pravila za stavbe, 2004.
- [03.3] Leon Hladnik in Nataša Aleksič, Novozelandski pristop k zmanjševanju števila obstoječih potresno neodpornih stavb, Gradbeni vestnik, februar 2017, <http://www.zveza-dgits.si/gradbeni-vestnik-februar-2017>
- [03.4] Peter Fajfar, Robert Klinc, Marko Polič, Zaznava možnih ukrepov in odgovornosti za zmanjšanje potresne ogroženosti v sloveniji, Gradbeni vestnik, oktober 2014, <http://www.zveza-dgits.si/gradbeni-vestnik-oktober-2014>
- [03.5] Aurelio Ghersi in Pietro Lenza, Edifici antisismici in cemento armato, Dario Flaccovio Editore, 2009.
- [03.6] Mehmed Čaušević, Potresno inženjerstvo (Odabrana poglavja), Školska knjiga, 2001
- [04.1] Slovenski standard SIST EN 1998-1:2005 Evrokod 8 - Projektiranje potresno odpornih konstrukcij - 1.del: Splošna pravila, potresni vpliv in pravila za stavbe, 2004.
- [05.1] Slovenski standard SIST EN 1998-1:2005 Evrokod 8 - Projektiranje potresno odpornih konstrukcij - 1.del: Splošna pravila, potresni vpliv in pravila za stavbe, 2004.

- [05.2] Maja Kreslin, Matjaž Dolšek, Peter Fajfar, Matematično modeliranje in analiza armiranobetonske stavbe po EVROKODU 8, Gradbeni vestnik junij 2006, <http://www.zveza-dgits.si/gradbeni-vestnik-6-2006>
- [05.3] Peter Fajfar, Dinamika gradbenih konstrukcij, Ljubljana : Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo, 1984.
- [05.4] Hans Anton Buchholdt, Structural Dynamics for Engineers, Thomas Telford, 1997
- [05.5] Matjaž Skrinar, Primerjava uporabnosti različnih enostavnih računskih modelov ravninskih okvirjev pri računanju odziva konstrukcije, Zborovanje gradbenih konstruktorjev Slovenije, 2003.
- [05.6] John A. Blume, Nathan M. Newmark, Leo H. Corning, Design of multistory reinforced concrete buildings for earthquake motions. Portland Cement Association, Skokie, Illinois, 1961.
- [05.7] Kiyoshi Muto, Aseismic design analysis of buildings. Maruzen Publishing Co., Ltd., Tokyo, Japan.
- [05.8] Arturo E. Schultz, Approximating Lateral Stiffness of Stories in Elastic Frames, Journal of Structural Engineering, Vol. 118, No. 1, 1992.
- [05.9] Nicola Caterino, Edoardo Cosenza, Methods for the evaluation of damage limit state and stiffness regularity in elevation of frame systems in seismic areas, ERES 2005, WIT press, 2005.
- [05.10] Federico Mazzolani, Vincenzo Piluso, Theory and Design of Seismic Resistant Steel Frames, E&FN Spon, 1996.
- [05.11] Q.F.Wang, D.P. Fang, L.Y. Wang, A storey element for analyzing frame-shear wall structures«, Asian journal of civil engineering (building and housing) Vol. 10, 2, 2009.
- [05.12] Kanat Burak Bozdogan, Učinek elastičnosti temelja na dinamično ponašanje zgrade, Gradjevinar, 2011.
- [05.13] Miha Tomaževič, Potresno odporne zidane stavbe, TEHNIS, Ljubljana, 2009.
- [05.14] Salah El-Din Fahmy Taher, Hamdy Mohy El-Din Afefy, Role of masonry infill in seismic resistance of RC structures, The Arabian Journal for Science and Engineering, Volume 33, Number 2B, 2008)
- [05.15] Wael W. El-Dakhkhni, Mohamed Elgaaly, Ahmad A. Hamid, Three-Strut Model for Concrete Masonry-Infilled Steel Frames, Journal of Structural Engineering, 129(2), 2003.
- [05.16] Vid Lešič, Iztok Peruš, Denis Imamović, Matjaž Skrinar, Vpliv modeliranja opečnih polnil v analizi potresnega obnašanja armiranobetonskih okvirjev, Gradbeni vestnik, marec 2018. <http://www.zveza-dgits.si/gradbeni-vestnik-marec-2018>
- [05.17] Slovenski predstandard Projektiranje potresno odpornih konstrukcij. Del 1-4: Splošna pravila – Utrditev in popravila stavb (2000). SIST ENV 1998-1-4: 2000
- [05.18] Shahram Taghavi, Eduardo Miranda, Response Assessment of Nonstructural Building Elements, PEER 2003/05, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 2003.
- [05.19] SIST EN 1992-1-1:2004, 2.7 Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij.
- [05.20] Vojko Kilar: Potresna obtežba, potresni spektri in poenostavljeni račun pri potresni obtežbi, študijsko gradivo za študente FA, Ljubljana: Univerza v Ljubljani, Fakulteta za arhitekturo, 2003.
- [05.21] Edward L. Wilson, Three Dimensional Static and Dynamic of Structures”, Computers and Structures, Inc. 1995 University Avenue Berkeley, California 94704 USA, 2000, <http://www.edwilson.org/Book/book.htm>
- [05.22] Vojko Kilar, David Koren, Potresna izolacija stavb kot alternativa za gradnjo na potresnih območjih, Gradbeni vestnik, december 2007. <http://www.zveza-dgits.si/gradbeni-vestnik-12-2007>
- [06.1] Slovenski standard SIST EN 1998-1:2005 Evrokod 8 - Projektiranje potresno odpornih konstrukcij - 1.del: Splošna pravila, potresni vpliv in pravila za stavbe, 2004.
- [07.1] Slovenski standard SIST EN 1998-1:2005 Evrokod 8 - Projektiranje potresno odpornih konstrukcij - 1.del: Splošna pravila, potresni vpliv in pravila za stavbe, 2004.
- [08.1] Slovenski standard SIST EN 1998-1:2005 Evrokod 8 - Projektiranje potresno odpornih konstrukcij - 1.del: Splošna pravila, potresni vpliv in pravila za stavbe, 2004.
- [08.2] Slovenski standard SIST EN 1993-1-1, Evrokod 3. Projektiranje jeklenih konstrukcij, 2005.

- [08.3] Darko Beg, Projektiranje jeklenih potresnoodpornih konstrukcij, Predavanje, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, 2004.
- [09.1] Slovenski standard SIST EN 1994-1-1:2005 Evrokod 4: Projektiranje sovprežnih konstrukcij iz jekla in betona, 2006.
- [09.2] Slovenski standard SIST EN 1998-1:2005 Evrokod 8 - Projektiranje potresno odpornih konstrukcij - 1.del: Splošna pravila, potresni vpliv in pravila za stavbe, 2004.

Spletni viri

- [S01.1] "1975 Haicheng earthquake", Wikipedia, The Free Encyclopedia, dostopno na <https://en.wikipedia.org/wiki/1975_Haicheng_earthquake>, [7. 12. 2019].
- [S01.2] "Tektonska plošča", Wikipedia, The Free Encyclopedia, dostopno na <https://sl.wikipedia.org/wiki/Tektonska_plo%C5%A1%C4%8Da>, [16. 1. 2021].
- [S01.3] "Ring of Fire", Wikipedia, The Free Encyclopedia, dostopno na <https://en.wikipedia.org/wiki/Ring_of_Fire>, [7. 12. 2019].
- [S01.4] dostopno na <<http://geology.com/articles/tsunami-geology.shtml>>, [7. 12. 2019]
- [S01.5] "Potres", Wikipedia, The Free Encyclopedia, dostopno na <<https://sl.wikipedia.org/wiki/Potres>>, [7. 12. 2019].
- [S01.6] dostopno na <<http://www.arso.gov.si/potresi/vpra%C5%A1anja%20in%20odgovori/>>, [7. 12. 2019]
- [S01.7] "Albin Belar", Wikipedia, The Free Encyclopedia, dostopno na <https://sl.wikipedia.org/wiki/Albin_Belar>, [7. 12. 2019].
- [S01.8] "Richterjeva potresna lestvica", Wikipedia, The Free Encyclopedia, dostopno na <http://sl.wikipedia.org/wiki/Richterjeva_potresna_levstevica>, [12. 12. 2019].
- [S01.9] dostopno na <<http://www.times.si/read/7ce96acfe1/c0545e8f2e/index.html>>, [14. 3. 2011]
- [S01.10] dostopno na <http://www.thelivingmoon.com/45jack_files/03files/Endangered_Earth_Japan_Earthquake_2011.html>, [16. 3. 2011]
- [S01.11] "Beno Gutenberg", Wikipedia, The Free Encyclopedia, dostopno na <http://en.wikipedia.org/wiki/Beno_Gutenberg>, [16. 12. 2019].
- [S01.12] "Evropska makroseizmična lestvica", Wikipedia, The Free Encyclopedia, dostopno na <http://sl.wikipedia.org/wiki/Evropska_makroseizmi%C4%8Dna_levstevica>, [26. 8. 2019].
- [S01.13] Janez Lapajne, Strokovna beseda seizmologija – makroseizmični pojmi, Uprava Republike Slovenije za zaščito in reševanje, dostopno na <<http://www.sos112.si/slo/tdocs/ujma/2007/319.pdf>>, [26. 8. 2019]
- [S01.14] "Ljubljanski potres 1895", Wikipedia, The Free Encyclopedia, dostopno na <https://sl.wikipedia.org/wiki/Ljubljanski_potres_1895>, [26. 8. 2019].
- [S01.15] dostopno na <http://www.sos112.si/slo/tdocs/ogrozenost_potres.pdf>, [26. 8. 2019]
- [S01.16] dostopno na <<http://courses.quakecentre.co.nz/mod/book/view.php?id=231&chapterid=204>>, [4. 7. 2019]
- [S01.17] dostopno na <https://en.wikipedia.org/wiki/1963_Skopje_earthquake>, [4. 7. 2019]
- [S02.1] dostopno na <<http://cenews.com/article/8547/the-great-east-japan-earthquake>>, [13. 11. 2014]
- [S02.2] dostopno na <<http://www.rtv slo.si/svet/potres-v-indoneziji-v-mestu-palu-najmanj-380-mrtvih/467351>>, [28. 9. 2018]
- [S02.3] dostopno na <<https://www.flickr.com/photos/mirkosim/3418346618/in/album-72157616424744172/>>, [30. 9. 2015]
- [S02.4] dostopno na <<http://www.flickr.com/photos/mirkosim/3417540979/in/set-72157616424744172/>>, [30. 9. 2015]
- [S03.1] dostopno na <<http://www.ce.washington.edu/~liquefaction/selectpiclique/nigata64/tiltedbuilding.jpg>>, [20. 1. 2015]

- [S03.2] dostopno na <http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/karta_mikrorajonizacije_lj.html>, [7. 10. 2015]
- [S03.3] dostopno na <<http://www.fgg.uni-lj.si/kmtal-gradiva/Gradiva%20za%20vec%20predmetov/Skripta%20Janko%20Logar/geoseizmicne%20metode.pdf>>, [29. 9. 2015]
- [S03.4] dostopno na <http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektني_pospesek_tal.html>, [1. 10. 2015]
- [S03.5] Miha Tomaževič in Milica Slokar, Assessment of damage and usability of earthquake-damaged buildings: experience of Slovenia, dostopno na <<http://www.sos112.si/db/priloga/p5639.ppt>>, [18. 12. 2018]
- [S03.6] dostopno na <http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/karta_mikrorajonizacije_lj.html>, [1. 10. 2015]
- [S03.7] dostopno na <<http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/karta%20intenzitete%20MSK64.jpg>>, [7. 10. 2015]
- [S03.8] dostopno na <http://www.arso.gov.si/potresi/podatki/pospesek_1000.html>, [7. 10. 2015]
- [S03.9] dostopno na <http://www.arso.gov.si/potresi/podatki/pospesek_10000.html>, [7. 10. 2015]
- [S03.10] dostopno na <<https://earthquake.usgs.gov/earthquakes/>>, [29. 9. 2015]
- [S03.11] dostopno na <<https://2.bp.blogspot.com/-MN9Lb3EhI4c/T5UupOih0rI/AAAAAAAAAGDQ/C0061jhYuM8/s1600/Europe.jpg>>, [21. 2. 2020]
- [S04.1] dostopno na <<https://debug.pi.gr/default.aspx?ch=739&dir=+1>> [7. 1. 2021]

OSNOVE POTRESNEGA INŽENIRSTVA: UČBENIK

MATJAŽ SKRINAR

Univerza v Mariboru, Univerza v Mariboru, Fakulteta za gradbeništvo, prometno inženirstvo in arhitekturo, Maribor, Slovenija. E-pošta: matjaz.skrinar@um.si

Povzetek Potresno inženirstvo je izredno široko znanstveno in strokovno področje, ki se zadnja leta intenzivno razvija in tako je nemogoče v enem samem delu zbrati vse znanje tega področja. Čeprav so vsebine, ki jih delo obravnava, vezane na aktualni standard Evrokod ENV 1998-1, niso omejene izključno na ta standard, temveč omenjajo tudi nekatere primere tuje dobre prakse. Delo je bilo pripravljeno z mislijo na študente, ki se pripravljajo na izpit iz predmeta Potresno inženirstvo, in pokriva osnovni spekter vsebin tega področja. Obravnava sicer vsa potrebna in zadostna pravila ter zahteve standarda za rešitev nalog na izpitih iz tega predmeta, vendar se je pri tem potrebno zavedati, da je potrebno za probleme, ki jih srečuje inženir v svoji strokovni praksi, poglobiti in razširiti znanja, saj prikazane vsebine predstavljajo dobro zgolj osnovo tematike, ne pa tudi celoto. Jedro gradiva je tako posvečeno pripravi ustreznega računskega modela gradbene konstrukcije stavbe visokogradnje, njegovi analizi za pridobitev podatkov, relevantnih za izračun potresnega vpliva, kot tudi porazdelitvi potresnega vpliva na nosilne elemente konstrukcije.

Ključne besede:

potresno inženirstvo, potresni vpliv, določitev vodoravne sile, ravninske linijske konstrukcije, porazdelitev potresnega vpliva, analiza etažnih pomikov.

BASICS OF SEISMIC ENGINEERING: TEXTBOOK

MATJAŽ SKRINAR

University of maribor, Univerza v Mariboru, Faculty of Civil Engineering, Transportation Engineering and Architecture, Maribor, Slovenia. E-mail: matjaz.skrinar@um.si

Abstract Earthquake engineering is an extremely broad scientific and professional field, which has been intensively developing in recent years, and so it is impossible to gather all the knowledge in this field in a single volume. Although the topics covered in this work are related to the current Eurocode ENV 1998-1 standard, they are not limited exclusively to this standard, as some examples of foreign good practice are also mentioned. The work was prepared with students preparing for the Earthquake Engineering exam in mind and covers the basic spectrum of content in this field. The work discusses all the necessary and sufficient rules and requirements of the standard for solving tasks in the exams in this subject. However, it is necessary to be aware that the problems encountered by the engineer in his professional practice require to deepen and expand this knowledge, as the content shown here represent the firm basis of the subject matter, but not the whole. The core of the material is thus dedicated to the preparation of an appropriate computational model of the building structure, its analysis to obtain data relevant to the calculation of seismic impact, as well as the distribution of seismic impact on the load-bearing elements of the structure.

Keywords:

earthquake
engineering,
seismic
impact,
determination of
horizontal
force,
plane
line
structures,
distribution of
seismic
force,
analysis of
storeys'
displacements.



Univerza v Mariboru

Fakulteta za gradbeništvo,
prometno inženirstvo in arhitekturo

