

GRADBENI VESTNIK

LETNIK 29, ŠT. 9, STR. 173—200
LJUBLJANA, SEPTEMBER 1980

9

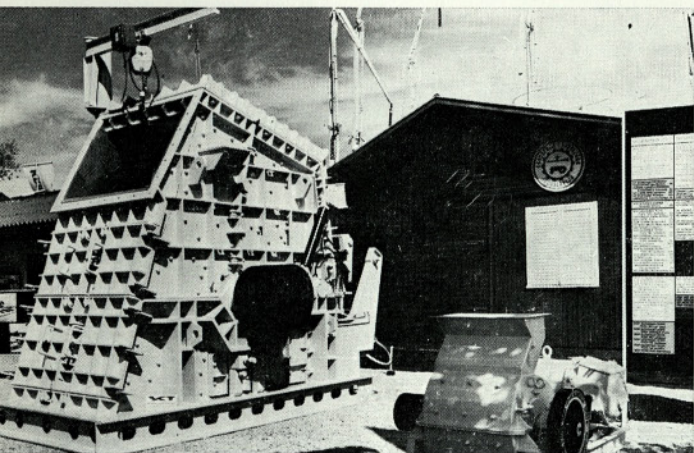
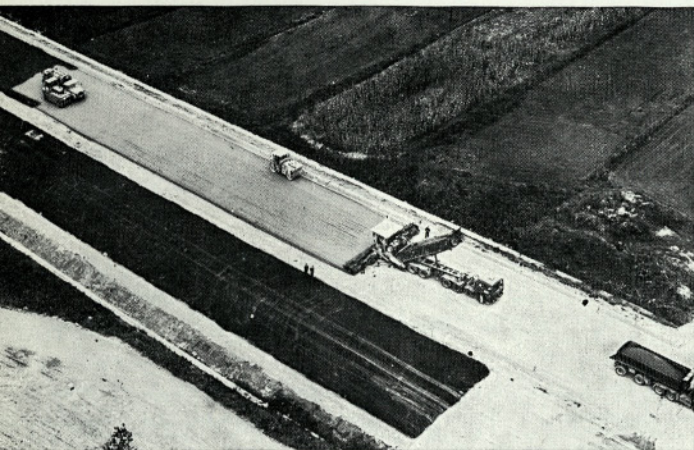


SCT — Slovenija ceste Tehnika gradi zahodno obvoznico Ljubljana—odsek
Celovška—Brezovica—Vič
Izkopna dela v useku Bokalce — 700.000 m³

SCT

slovenija ceste tehnika

n. sol. o., ljubljana, titova 38



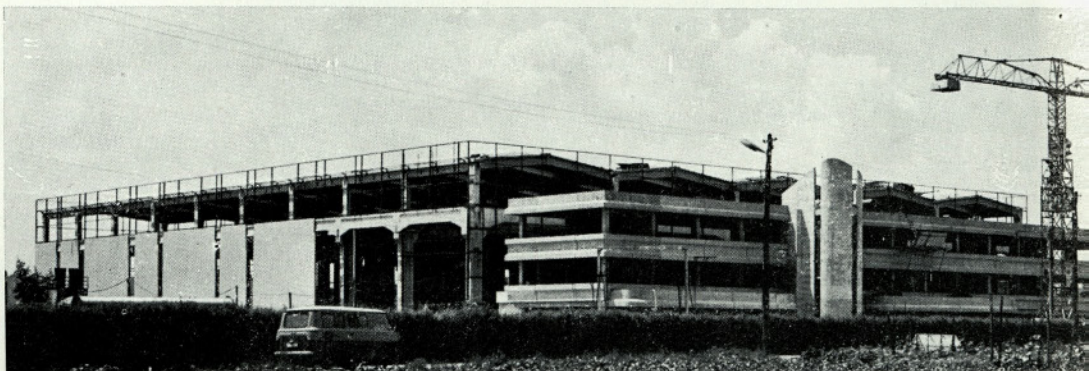
Vgrajevanje sloja cementne stabilizacije na štiri pasovni zahodni obvoznici Ljubljane

Primarni udarni drobilec PUD 1320 x 1500 kapacitete 600 ton/h, izdelek Strojnega inženiringa SCT

Gradnja tovarne preoblikovalne opreme v Litostroju, hala in aneks iz prefabriciranih elementov.

Gradnja stanovanjske soseske VS1 v Trnovem (485 stanovanj).

Foto: Peter Strnad



DEJAVNOST SCT:

- Vse vrste nizkih in visokih gradenj v tuzemstvu in inozemstvu
- Avtoceste, letališča, mostovi in predori
- Industrijski, poslovni, stanovanjski in turistični objekti in kompleksi z infrastrukturo
- Stroji in kompletna oprema za kamnolome, gramoznice in asfaltne baze
- Projekti in inženiring za vso navedeno dejavnost

Vse informacije:

SCT tozd inženiring ljubljana

61000 Ljubljana, Cesta VII. korpusa 1
Jugoslavija p. p. 469

telefon (061) 349 361
telex: yu sct 31493

VSEBINA-CONTENTS**Članki, študije, razprave**
Articles, studies, proceedings

Bubnov Sergej

VPLIV LOKALNIH GEOMEHANSKIH POGOJEV NA SEIZMIČNE
OBREMENITVE 174
THE INFLUENCE OF THE LOCAL SITE CONDITION OF THE
SEISMIC LOADING

Tomažević Miha

RAČUN SEIZMIČNE ODPORNOSTI ZIDANIH ZGRADB 182
CALCULATION OF THE SEISMIC RESISTANCE OF MASONRY
BUILDINGS

Iz naših kolektivov
From our enterprises

SGP PIONIR, Novo mesto 195
SOZD ZGP GIPOSS, Ljubljana 195
SGP SLOVENIJA CESTE-TEHNIKA, Ljubljana 196
SGP PRIMORJE, Ajdovščina 196
SGP GORICA, Nova Gorica 196

Informacije Zavoda za raziskavo
materiala in konstrukcij Ljubljana
Proceedings of Institute for material
and structures research Ljubljana

PREISKAVE IN UPORABA JESENIŠKE ŽLINDRE V GRADBE-
NIŠTVU (tretji del) 197

Grimšičar Anton

Fotografijo za naslovno stran je prispeval Peter Strnad**Glavni in odgovorni urednik: SERGEJ BUBNOV****Lektor: ALENKA RAIC****Tehnični urednik: DUŠAN LAJOVIC****Uredniški odbor: LUDVIK BONAČ, VLADIMIR ČADEŽ, IVO JECELJ, ANDREJ KOMEL, DR. MILOŠ MARINČEK, STANE
PAVLIN, VILI STREL**

Revija izdaja Zveza društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije, Ljubljana, Erjavčeva 15, telefon 23 158. Tek. račun pri SDK Ljubljana 50101-678-47602. Tiska tiskarna Tone Tomšič v Ljubljani. Revija izhaja mesečno. Letna naročnina skupaj s članarino znaša 180 din, za študente 90 din, za podjetja, zavode in ustanove 1000 din. Revija izhaja ob finančni podpori Raziskovalne skupnosti Slovenije.

Vpliv lokalnih geomehanskih pogojev na seizmične obremenitve

UDK 624.131.55:550.34

SERGEJ BUBNOV

1. SEIZMOLOŠKE KARTE IN DOLOČANJE SEIZMIČNIH OBREMENTEV

Seizmične obremenitve oziroma sile, ki delujejo na konstrukcije ob potresu, določamo na podlagi seizmoloških kart. Osnovni podatek seizmološke karte je stopnja intenzitete območja, na katerem se bo gradbeni objekt gradil.

Seizmološke karte so običajno v svetu in pri nas izdelane na podlagi podatkov o potresih, opazovanih v preteklosti. Ti podatki so dokaj nezanesljivi in nepopolni. Zaradi tega nam seizmološke karte pogosto niso dajale zanesljivih in točnih informacij o tem, kakšne intenzitete je treba pričakovati v posameznih potresnih območjih. Kot dokaz lahko omenimo nekaj primerov, ki so razvidni iz naslednjega pregleda:

Potres (mesto in letnica)	Intenziteta na podlagi takrat veljavne seizmološke karte	Dejanska intenziteta
Skopje 1963	VI./IX. MCS	VIII.—IX. MCS
Banja Luka 1969	VII. MCS	VIII. MCS
Breginj (Posočje) 1976	VII. MCS	VIII. MCS
Črnogorsko Primorje 1979	VI./IX. MCS	VIII.—IX. MCS
Kopaonik 1980	VI.—VII. MCS	VIII. MCS
Gemona (Furlanija) 1976	II. kat. (majhna seizmičnost)	IX. MM
Bukarešta 1972	VII. MSK	VIII. MSK

Iz tega pregleda so razvidna odstopanja dejanske intenzitete potresa od intenzitete seizmološke karte. Pri tem je treba upoštevati dejstvo, da po-

Avtor: prof. Sergej Bubnov, dipl. inž. Ljubljana, Štrekljeva 2

večanje intenzitete za eno stopnjo pomeni povečanje seizmičnih obremenitev za 100 %.

Te razlike so nastale zato, ker so seizmološke karte sestavljene samo na podlagi opazovanih potresov, o katerih vemo, da so na tem območju že bili. Naknadna natančnejša raziskovanja zgodovinskih podatkov, ki jih pogosto opravijo šele po kakšnem katastrofalnem potresu, včasih odkrijejo, da so bili na raziskovanem območju v preteklosti tudi močnejši potresi. Tako se je pokazalo, da so bili na območju Furlanije v Italiji katastrofalni potresi že v XI. in XIII. stoletju, ki pa jih v seizmološki karti (oziroma predpisu) niso upoštevali, ker zanje prej niso vedeli.

Intenzitete, ki jih navajajo seizmološke karte, so prikazane s pomočjo določenih lestvic intenzitete (MCS, MSK, MM), ki definirajo neki poprečni učinek potresa na določenem območju brez navedbe natančnejših podatkov o naravi gibanja tal, kot so to pospeški, hitrosti, trajanje in drugi parametri.

A. N. Rustanović je na podlagi analize številnih seizmogramov, registriranih v epicentralnih območjih močnih potresov, prišel do naslednjega sklepa:

»Raznolikost pogojev, v katerih nastajajo potresi, razlike v osnovnih parametrih teh potresov kakor tudi drugi razlogi navajajo na sklep, da ima vsak seizmogram svoje specifične karakteristike in da ne obstajajo določeni modeli gibanja tal za posamezne stopnje intenzitete.«

Poleg tega imajo seizmološke karte, ki jih sedaj uporabljamo pri nas in večinoma tudi drugod v svetu, še to pomanjkljivost, da so deterministične. To pomeni, da ne obravnavajo pojava potresa na probabilističen način, to je, upoštevajoč stopnjo verjetnosti nastanka potresa v določenem časovnem obdobju.

Intenzitete, ki jih prikazujejo seizmološke karte, se nanašajo na tako imenovane »povprečne geološke pogoje tal«. Toda kakor nimamo fiziološko poprečnega človeka, tako tudi nimamo geološko poprečnih tal; kakor je nemogoče določiti učinkovito terapijo konkretnega človeka na podlagi poprečnega, tako tudi ni mogoče določiti dejanske seizmične obremenitve za konkretne geološke pogoje na podlagi podane intenzitete za »poprečna tla«.

2. VPLIV LOKALNIH GEOMETRIJSKIH POGOJEV

2.1. Temeljni elementi lokalnih vplivov

Sleherni potres povzroča na določenem mestu takšno gibanje tal, ki ga ni mogoče predstaviti z nobeno matematično funkcijo. To je posledica dejstva, da se ob potresu iz žarišča širi na vse strani dve vrsti seizmičnih valov: to so longitudinalni, ki se širijo najhitreje in zato prihajajo povsod najprej (zaradi tega se imenujejo P-valovi; prima ondae — prvi valovi), za njimi pa z nekoliko manjšo hitrostjo tako imenovani transverzalni valovi (ki se imenujejo S-valovi; secunda ondae — drugi valovi). Če oddaljenost od epicentra ni posebno velika, prihajajo na določeno mesto S-valovi še v času, ko tam oscilirajo tudi P-valovi, in se z njimi mešajo. Poleg teh tako imenovanih volumenskih valov na istem mestu sočasno nastajata še dva tipa valov, ki jih imenujemo površinski valovi; to so R-valovi (Rayleigh) in L-valovi (Lowe). Vsi ti valovi valovijo sočasno in povzročajo popolnoma kaotično gibanje tal, ki je na vsakem mestu drugačno, v odvisnosti od lokalnih geoloških pogojev, oddaljenosti lokacije od epicentra in od mehanizma potresa v žarišču.

Vpliv tega gibanja tal na gradbene objekte je odvisen tudi od konstrukcijskih karakteristik objekta: dimenzij, togosti konstrukcije, elastoplastičnih lastnosti nosilnih materialov, globine temeljev in drugih dejavnikov.

Ko seizmični valovi na svoji poti srečajo gradbeni objekt, povzročijo njegovo nihanje, pa tudi nihanje samega objekta vpliva na gibanje tal in v določeni meri spreminja nekatere parametre tega gibanja na območju objekta. Ta pojav imenujemo interakcija (neke vrste »feedback«) in ga tudi štejemo med elemente lokalnih vplivov nosilnih tal na nihanje konstrukcije. Pojav interakcije je zelo zapleten in odvisen od številnih prej omenjenih parametrov gibanja tal ter nihanja konstrukcije. Na splošno pojav interakcije načelno zmanjšuje vpliv seizmičnih valov na konstrukcije, čeprav le v neznatni meri; zato se običajno ne upošteva pri dimenzioniranju konstrukcij na seizmične sile.

Veliko pomembnejši je vpliv geološke strukture tal, in to ne samo strukture površinske plasti, temveč tudi debeline te plasti, stratigrafije kot tudi debeline depozita nad osnovno kamnino. (Kot osnovna kamnina se šteje geološka struktura, v kateri je hitrost transverzalnih valov $V_s \geq 800$ m/sek, kar ustreza mehkejšim skalnatim strukturam).

Tako kot ima vsaka konstrukcija svojo lastno nihajno dobo, tako imajo tudi vsaka tla, odvisno od geološke strukture in stratigrafije, svojo karakteristično (prevalentno) nihajno dobo, ki je zelo pomembna za karakteristike nihanja tal na določeni lokaciji pri potresu. Znano je na primer, da trdna tla (skala) nihajo visokofrekvenčno, mehka pa nizkofrekvenčno. To je zlasti pomembno v primeru, ko se lastna nihajna doba konstrukcije približuje

ali izenačuje z nihajnimi parametri tal, ker to lahko povzroči pojav resonance v konstrukciji. Pomembna je tudi debelina aluviuma (depozita) nad osnovno kamnino, zlasti še tam, kjer je razlika v konsistenci oziroma v hitrostih seizmičnih valov osnovne kamnine in depozita velika. Tu lahko nastane pojav resonance oziroma amplifikacije v samih tleh. Ta povzroča povečanje glavnih parametrov seizmičnega nihanja tal, kot npr. maksimalni pospeški in amplitude nihanja, s čimer se bistveno povečujejo tudi seizmične obremenitve.

Zaradi kaotičnosti seizmičnega nihanja tal teh lokalnih vplivov ni mogoče natančno kvantificirati. Zato opredeljujejo v predpisih za gradnjo v seizmičnih območjih lokalne vplive geoloških pogojev s pomočjo tako imenovanih koeficientov tal, ki so nekakšna intuitivna empirična ocena teh vplivov, glede na dosedanje izkušnje pri preučevanju vplivov posameznih potresov na gradbene objekte na lokacijah s podobno geološko strukturo tal.

Veličine teh koeficientov se v raznih predpisih dokaj razlikujejo, kar je posledica nenatančnega načina določanja.

Na splošno velja, da so ti koeficienti povsod manjši za skalnata tla in večji za mehkejša tla.

V nekaterih deželah dolgo časa sploh niso upoštevali lokalnih vplivov tal z utemeljitvijo, da za kvantifikacijo teh vplivov ni na razpolago dovolj podatkov. Čeprav je to res, pa je le očitno, da so ti vplivi zelo pomembni, kar nam zlasti potrjujejo izkušnje črnogorskega potresa.

Zaradi tega moramo te vplive na primeren način upoštevati, ko določamo seizmične obremenitve na gradbene objekte.

2.2. Lokalni vplivi v predpisih posameznih držav

2.2.1. Lokalni vplivi v predpisih ZSSR

Predpisi Sovjetske zveze iz leta 1964 (4) ne vsebujejo parametrov, ki bi zajemali vpliv lokalnih geoloških pogojev pri določanju seizmičnih obremenitev, ker se ti vplivi zajemajo s pomočjo seizmične mikrorajonizacije, za kar obstaja natančno navodilo (instrukcija).

Sami predpisi temeljijo na seizmičnih koeficientih, katerih vrednosti so 0,025, 0,05 in 0,10 za VII., VIII. ter IX. stopnjo MSK-64 lestvice. Glede na to, da so vrednosti za dinamični koeficient β v sovjetskih predpisih precej visoke, so celotne seizmične sile, za katere se dimenzionirajo konstrukcije, v sovjetskih predpisih večje od naših.

Seizmična mikrorajonizacija v sovjetskih predpisih nadomešča seizmološko karto, ker so v karti seizmične mikrorajonizacije določene stopnje intenzitete MSK-64 lestvice ob upoštevanju lokalnih geoloških vplivov za vsako lokacijo posebej.

Osnove za izdelavo kart seizmične mikrorajonizacije je prvi podal prof. S. V. Medvedev, ki je v ZSSR in v svetu prvi opozoril na velik pomen lokalnih geoloških in hidrogeoloških pogojev za določa-

nje seizmičnih obremenitev in tudi prvi podal nekatere kvantifikacije teh vplivov na podlagi številnih raziskovanj vplivov potresov na gradbene objekte v centralni Aziji in na Kitajskem (5). Formula Medvedeva je znana že skoraj 20 let in so jo veliko uporabljali ne samo v Sovjetski zvezi, temveč tudi v drugih državah, prav tako tudi pri nas. S pomočjo te formule se določa povečanje ali pa zmanjšanje osnovne stopnje intenzitete v odvisnosti od lokalnih geoloških pogojev (do globine 10 m) in nivoja podtalnice. Pri tem je odločilna tako imenovana seizmična togost (impedanca) tal, ki je zmnožek volumenske teže tal (v g/cm^3) in hitrosti širjenja longitudinalnih valov (v km/sek) v teh tleh.

Formula Medvedeva je striktno vezana na sovjetske predpise za gradnjo v seizmičnih območjih, zato njena uporaba v drugih državah, kjer veljajo drugačni predpisi za gradnjo v seizmičnih območjih, pogosto povzroča težave v zvezi s kvantifikacijo teh vplivov v smislu določb teh predpisov.

V zadnjih dvajsetih letih je formula Medvedeva utrpela nekatere korekcije in dopolnitve, vendar so ostala osnovna načela glede lastnosti in pomena vplivov lokalnih geoloških pogojev na velikost seizmičnih obremenitev v veljavi.

Najpomembnejša dopolnitev formule Medvedeva v zadnjih letih velja za kvantifikacijo resonančnih pojavov v tleh kot funkcijo razmerja seizmičnih togosti depozita — aluviuma in podlage — osnovne kamnine (m_i) ter razmerja debeline depozita in dolžine transverzalnega vala (S_i).

Razmerje seizmične togosti depozita in podlage je:

$$m_i = \frac{V_i \cdot \rho_i}{V_o \cdot \rho_o}$$

kjer je:

V_i — hitrost transverzalnih valov v depozitu;

V_o — hitrost transverzalnih valov v podlagi;

ρ_i — volumenska teža depozita;

ρ_o — volumenska teža podlage.

Razmerje debeline depozita in dolžine transverzalnega vala je:

$$S_i = \frac{H}{V_i \cdot T_i}$$

kjer je:

H — debelina depozita v m;

V_i — hitrost transverzalnega vala v m/sek;

T_i — prevalentna perioda depozita v sek.

Oba parametra m_i in S_i sta brezdimenzionalna.

Na podlagi teh parametrov so določeni prirastki stopnje intenzitete zaradi pojava resonance v tleh ($I_{\text{res.}}$) za različne vrednosti m_i in S_i , kot je to razvidno iz naslednje tablice:

Prirastki intenzitete v MSK stopnjah ($I_{\text{res.}}$):

m_i	S_i					
	0,0 in 0,5	0,1 in 0,8	0,2 in 0,7	0,25 in 0,75	0,3 in 0,8	0,4 in 0,9
0,1	0,0	0,2	1,2	2,5	1,2	0,2
0,2	0,0	0,2	1,1	1,7	1,1	0,2
0,3	0,0	0,2	0,9	1,3	0,9	0,2
0,4	0,0	0,2	0,8	1,0	0,8	0,2
0,5	0,0	0,2	0,6	0,7	0,6	0,2
0,6	0,0	0,1	0,5	0,5	0,5	0,2
0,7	0,0	0,1	0,3	0,4	0,3	0,1
0,8	0,0	0,1	0,2	0,2	0,2	0,1
0,9	0,0	0,0	0,0	0,1	0,1	0,0

Iz te tablice je razvidno, da pri enakih vrednostih za S_i , ki se med seboj razlikujeta za 0,5 (brezdimenzionalna vrednost), nastanejo enaki prirastki seizmične intenzitete. Največji prirastki se pojavljajo pri vrednosti $m_i = 0,1$, to je v primeru največje razlike togosti depozita in podlage; najmanjši pa za vrednosti $m_i = 0,9$, ko se togost depozita bliža togosti podlage.

Glede na vrednost S_i nastajajo največje vrednosti prirastkov pri vrednostih $S_i = 0,25$ in $0,75$.

Kot je videti, pojav resonance lahko poveča intenziteto celo do 2,5 stopnje v najneugodnejšem primeru.

Če temu dodamo še prirastke intenzitete zaradi geoloških pogojev in nivoja podtalnice, potem lahko v najneugodnejšem primeru dobimo prirastek intenzitete celo do 5 stopenj, kar bi v območjih z osnovno intenziteto VIII. in IX. stopnje pomenilo celotno intenziteto XIII. ali XIV. stopenj, ki v lestvici intenzitet sploh ne obstajajo.

Zato povzroča uporaba takšnih rezultatov v predpisih za gradnjo v seizmičnih območjih, v katerih je maksimalna intenziteta le IX. stopnja, težave. Vendar pa ti podatki kažejo, da so vrednosti prirastkov intenzitete zaradi različnih lokalnih geomehanskih vplivov zelo velike.

Po formuli Medvedeva za določanje prirastka intenzitete zaradi hidrogeoloških pogojev (nivoja podtalnice) se dobijo dokaj visoke vrednosti prirastkov. To je najbrž posledica dejstva, da pri visokem nivoju podtalnice včasih nastane pojav likvifikacije, ki povzroča velike poškodbe gradbenih objektov. Ta pojav likvifikacije pa je treba obravnavati ločeno. Zato je bila formula za izračun prirastkov intenzitete zaradi nivoja podtalnice pozneje korigirana tako, da so bili ti prirastki zmanjšani.

Prikazovanje vpliva lokalnih geoloških in hidrogeoloških pogojev na seizmične obremenitve samo s povečanjem oziroma zmanjšanjem osnovne stopnje intenzitete v celoti ustreza dikciji sovjetskih predpisov za gradnjo v seizmičnih območjih, ki obravnavajo samo cele stopnje intenzitete, in sicer do največ IX. stopnje MSK lestvice. Problem

postane zapleten, če celotni izračunani prirastek presega maksimalno stopnjo intenzitete, ki jo vsebujejo predpisi.

Vendar pa v bistvu visoki prirastki intenzitete, ki jih dajejo formule Medvedeva, niso neupravičeni; če upoštevamo, da se s sleherno stopnjo intenzitete seizmični koeficient (oziroma vrednost pospeškov) povečuje za 100 %, potem bi povečanje stopnje intenzitete za 5 stopenj ustrezalo petkratnemu povečanju pospeškov v najneugodnejšem primeru.

Izkušnje črnogorskega potresa kakor tudi drugih potresov, ki smo jih preučevali v zadnjih letih, kažejo, da je tako veliko povečanje pospeškov in z njimi tudi seizmičnih sil v najneugodnejših geoloških ter hidrogeoloških razmerah možno in realno.

V okviru Sveta za ekonomsko sodelovanje (SEV) so bila v letu 1979 izdana priporočila (»rekomendacija po standardizaciji«) za gradnjo v seizmičnih območjih. V teh priporočilih, podobno kot v sovjetskih predpisih, se omenjajo seizmični koeficienti za VII., VIII. in IX. stopnjo MSK-64 lestvice z opombo, da se ti koeficienti natančneje določijo na podlagi posebnih raziskovanj lokalnih seizmoloških in geomorfoloških pogojev s pomočjo karte seizmične mikrorajonizacije.

Če teh kart ni na razpolago, se priporoča, da se lokalni geomehanski pogoji upoštevajo s pomočjo spremembe vrednosti dinamičnega koeficienta, in sicer:

— za skalnata tla in dobro uležana gramozna tla ter za plasti terciarnih in starejših formacij se vrednost koeficienta β zmanjšuje za 20 %, razen za zidane in montažne stavbe;

— za tla iz ilovice, peska in druge podobne formacije z zmanjšano konsistenco ($I_e < 0,5$), publico z visoko stopnjo vlažnosti ter pri tleh z visokim nivojem podtalnice se vrednost koeficienta β povečuje za 60 %.

2.2.2. Upoštevanje lokalnih vplivov v ZDA

V ZDA dolgo časa sploh niso upoštevali vplivov lokalnih geoloških pogojev na seizmične obremenitve. Ameriški predpis za gradnjo v seizmičnih območjih iz leta 1970 (Uniform Building Code) ni vseboval nikakršnih podatkov o seizmičnih karakteristikah nosilnih tal.

Potres v Caracasu 1967. leta in zlasti potres v San Fernandu 1971. leta, katerega posledice so ameriški strokovnjaki (Seed, Whitman) natančno preučevali, sta pokazala, da litologija in stratigrafija nosilnih tal bistveno vplivata na obseg poškodb gradbenih objektov. Visoke stavbe na aluvialnih depozitih v Caracasu so bile veliko bolj poškodovane kot enake stavbe, zgrajene na skali. Poškodbe so bile zlasti velike tam, kjer se je prevalentna perioda nihanja tal ujemala oziroma približevala lastni nihajni dobi konstrukcije.

Glede na te izkušnje so v Kaliforniji 1974. leta izdali nove predpise (ki še vedno veljajo), kjer se vplivi lokalnih geoloških pogojev pri določanju

seizmičnih obremenitev upoštevajo s pomočjo koeficienta S .

Vrednost tega koeficienta se določa kot funkcija razmerja lastne nihajne dobe konstrukcije (T) in prevalentne periode nihanja tal lokacije (T_s), in sicer:

$$\text{za razmerje } \frac{T}{T_s} \leq 1,0 : S = 1,0 + \frac{T}{T_s} - 0,5 \left(\frac{T}{T_s} \right)^2$$

$$\text{za razmerje } \frac{T}{T_s} > 1,0 : S = 1,2 + 0,6 \frac{T}{T_s} - 0,3 \left(\frac{T}{T_s} \right)^2$$

Vrednost T se določa na podlagi ustrezne analize, s tem da ne sme biti manjša kot $T = 0,3$ sek.

Vrednost T_s se določa s pomočjo geotehnične raziskave lokacije, s tem da ne sme biti manjša kot 0,5 sek in ne večja kot 2,5 sek.

Če ni na razpolago geotehničnih podatkov o lokaciji, se vzame vrednost za $S = 1,5$.

Kot izjema se navaja primer, ko se z ustrezno analizo ugotovi, da vrednost lastne nihajne dobe konstrukcije presega vrednost 2,5 sek. V tem primeru je treba tudi za T_s vzeti vrednost 2,5 sek.

Če analiziramo omenjeni formuli, potem lahko ugotovimo, da znaša v primeru enakih vrednosti za T in T_s , to je v primeru maksimalne resonance, koeficient $S = 1,5$. V primeru največje razlike teh vrednosti, ko je $T = 2,5$ sek, $T_s = 0,5$ sek (to je v primeru najmanjše resonance), daje ustrezna formula negativno vrednost koeficienta S , kar pomeni, da je v tem primeru vrednost koeficienta $S = 1,0$.

Te formule so gotovo pomanjkljive v tem, da so diskontinuirne. Poleg tega se prevalentne periode gibanja tal T_s običajno določajo na podlagi mikrotremorjev, vendar je znano, da prevalentne periode mikrotremorjev niso identične s prevalentnimi periodami močnih potresov. Kljub temu je treba načelno tak pristop šteti kot pravilen, čeprav se je treba zavedati, da se na ta način vpliv lokalnih geoloških pogojev omejuje le na pojav resonance, brez upoštevanja litologije, stratigrafije in hidrogeoloških pogojev tal.

Pri črnogorskem potresu, še zlasti pa furlanskem, je bil vpliv resonance nesporno zelo pomemben dejavnik, ki je bistveno povečal seizmične obremenitve. Stavbe, zgrajene na aluvialnih depozitih ob pobočjih hribov, so bile znatno bolj poškodovane kot stavbe, ki so bile temeljene na skali, in to v istem območju.

Maksimalno povečanje vpliva lokalnih geomehanskih pogojev v primeru ameriških predpisov še vedno ni 50 %, kot bi to lahko sklepali na podlagi prej omenjene omejitve vrednosti $S_{\max} = 1,5$, ker je vrednost koeficienta S še enkrat omejena z vrednostjo zmnožka $C \times S$, ki ne sme biti večji od 0,14. Sama vrednost koeficienta C pa ne sme biti večja od 0,12.

C je koeficient, ki se določa na podlagi posebne formule, odvisno od vrste objekta in vrednosti T .

Celotna horizontalna seizmična sila, ki deluje na konstrukcijo (v višini tal), se določa po teh predpisih na podlagi naslednje formule:

$$V = ZIKCSW$$

kjer je:

V — celotna horizontalna sila (v višini tal);

Z — seizmični koeficient ($Z_{\max} = 1,0$);

I — koeficient kategorije objekta;

K — koeficient duktilnosti konstrukcije;

C — koeficient po formuli $C = \frac{1}{15 \sqrt{T}}$; $C_{\max} = 0,12$;

S — koeficient lokalnih vplivov;

W — celotna teža objekta.

Leta 1978 je Ameriški svet za tehnologijo (ATC) v sodelovanju z Zvezo gradbenih inženirjev konstruktorjev Kalifornije v okviru Nacionalnega inštituta za standarde in Nacionalnega sklada za znanost izdal obsežno publikacijo (505 strani) z naslovom Začasne smernice za izdelavo seizmičnih predpisov za stavbe (3).

Ta material je eden izmed najbolj popolnih zbornikov s področja seizmičnega gradbeništva v svetu; v njem so zbrana sodobna spoznanja s tega področja v obliki osnutka predpisa za gradnjo v seizmičnih območjih. V teh predpisih so upoštevani tudi lokalni vplivi nosilnih tal s pomočjo koeficientov S, vendar nekoliko drugače kot v še sedaj veljavnih ameriških predpisih, čeprav je princip podoben.

Pojav resonance je še vedno osnovni faktor, ki se upošteva, vendar ne kot funkcija razmerja $\frac{T}{T_s}$ temveč s pomočjo koeficientov, ki so vezani na določene geološke profile tal, kjer je podana geološka struktura in debelina depozita.

Profil S_1 zajema naslednja dva profila:

1. Vse skale, vključno s škrljavci in kristalini, s hitrostjo transversalnih valov, večjo kot 800 m/sek;

2. uležana tla, debeline manj kot 60 m, nad trdno formacijo (omenjeno pod (1)), ki jih sestavljajo stabilne plasti peska, gramoz ali trde gline.

Profil S_2 zajema tla iz materialov z manjšo kohezijo oziroma lokacije, kjer je debelina depozita večja od 60 m, če je depozit sestavljen iz materialov kot pri profilu S_1 pod (2).

Profil S_3 zajema tla iz mehke ali srednje trde gline in peska, katerih plasti so debelejšje kot 10,0 m, brez vložkov plasti nekohezivnega materiala.

Če ni na razpolago ustreznih geoloških raziskovanj, je treba jemati koeficient, ki velja za profil S_2 .

Vrednosti koeficienta S so naslednje:

$$\text{profil tal: } S_1 \ S_2 \ S_3 \\ S: 1,0 \ 1,2 \ 1,5$$

Celotna seizmična sila v višini tal se določi po formuli:

$$C_s = \frac{1,2 \cdot A_v \cdot S}{R \cdot T^{2/3}}$$

kjer je:

A_v — koeficient pospeška, ki velja za dejansko hitrost (od 0,05 do 0,40);

S — koeficient vrste tal;

R — redukcijski koeficient konstrukcije (od 1,5 do 7,0);

T — lastna nihajna doba konstrukcije.

Določevanje vrednosti koeficienta S na podlagi prej omenjenih treh karakterističnih profilov je dokaj problematično in bo v praksi (seveda, če bo ta osnutek sprejet) zahtevalo veliko naknadnih pojasnil.

Kljub temu pa ta osnutek kaže, da se je odnos ameriških strokovnjakov od leta 1970 do danes glede kvantifikacije vplivov lokalnih geomehanskih pogojev na seizmične obremenitve bistveno spremenil. V predpisih iz leta 1970 ni bilo nikakršnih parametrov, ki naj bi zajemali te vplive; v predpisih iz leta 1974 se pojavljajo prvi koeficienti S, katerih vrednosti glede na omejitve niso velike, v letu 1978 pa so že dokaj pomembni in lahko povečajo seizmične obremenitve tudi do 50 %.

2.2.3. Upoštevanje lokalnih geomehanskih vplivov na Japonskem

Japonski predpisi za gradnjo v seizmičnih območjih so vedno dajali pomemben poudarek vplivu lokalnih geoloških pogojev na seizmične obremenitve. Ti vplivi so zlasti močno upoštevani v predpisih za gradnjo hidrotehničnih objektov in podzemnih instalacij, kjer te vplive opredeljujejo v odvisnosti od geološke strukture tal in od vrste ter pomena konstrukcije. V predpisih iz 1968. leta (4) so predpisani koeficienti tal za razne vrste objektov in razne vrste tal. S temi koeficienti je treba pomnožiti seizmične koeficiente za ustrezna območja za določitev seizmičnih sil, kot sledi iz naslednje tablice:

Vrsta nosilnih tal	Objekti za prečiščevanje vode, odprti kanali	Vodni stolpi in akvadukti	Podzemni vodovodi
skala in dobro konsolidinar gramoz	0,4	0,5	0,3
diluvialni depoziti	0,7	0,7	0,7
aluvialni depoziti	1,0	1,0	1,0
mehka tla	2,0	2,0	2,0

Zmnožek koeficienta tal in seizmičnega koeficienta ne sme biti manjši od 0,1 in ne večji od 0,3. V posameznih primerih je lahko tudi večji od 0,4.

Kot je razvidno, kažejo, ti koeficienti, da lahko za omenjene vrste objektov vpliv lokalnih geoloških pogojev poveča seizmične sile za trikrat; v posameznih primerih pa tudi več kot za štirikrat, odvisno od vrste tal in vrste konstrukcije. Ti koeficienti so vezani le na geološko strukturo tal, ne glede na debelino depozita, kar pomeni, da pojav resonance ni upoštevan.

V novejših predpisih za gradnjo pristaniških objektov iz 1975. leta (7) upoštevajo tudi debelino depozita, in sicer na naslednji način:

Koeficienti lokalnih geoloških pogojev:

Vrsta tal	Koeficienti
1. vrsta	0,8
2. vrsta	1,0
3. vrsta	1,2

Klasifikacija vrste tal se določa na podlagi naslednjih kriterijev:

Debelina kvartarnega depozita	Gramoz	Pesek ali glina	Mehka tla
manj kot 5 m	1. vrsta	1. vrsta	2. vrsta
od 5 do 25 m	1. vrsta	2. vrsta	3. vrsta
več kot 25 m	2. vrsta	3. vrsta	3. vrsta

Kot je razvidno, se tukaj seizmični koeficienti povečujejo s povečanjem debeline depozita, medtem ko so koeficienti v primerjavi s prešnjimi manjši in se gibljejo nekako v mejah podobnih koeficientov, ki jih vsebujejo naši predpisi.

Za stavbe obstajajo posebni predpisi z ustrezno seizmološko karto Japonske, v kateri so lokalni vplivi že upoštevani. Sicer pa so seizmični koeficienti za stavbe določeni v odvisnosti od višine stavbe in vrste materiala konstrukcije ter se gibljejo med 0,2 g in 0,3 g.

2.2.4. Lokalni vplivi tal v naših predpisih

V trenutno še vedno veljavnih jugoslovanskih predpisih, ki so začeli veljati 1964. leta, je vpliv lokalnih geoloških pogojev upoštevan s pomočjo seizmičnih koeficientov, ki se razlikujejo glede na vrsto nosilnih tal. Tla so v predpisih kategorizirana v 3 skupine, in sicer:

- dobra tla: trdna skala in homogena gramozna tla;
- srednja tla: homogena peščena tla, prekonsolidirana glinasta in lapornata tla, zmerno heterogena glinasta in peščena ter gramozna tla;
- slaba tla: heteroga tla, mehki lapori in gline.

Vrednosti seizmičnih koeficientov v seizmičnih območjih VII., VIII. in IX. stopnje so glede na vrsto tal naslednje:

Vrsta tal	Seizmične stopnje		
	VII.	VIII.	IX.
dobra	0,02	0,04	0,08
srednja	0,025	0,05	0,10
slaba	0,03	0,06	0,12

To pomeni, da veljajo za seizmične koeficiente glede na vrsto tal naslednji faktorji povečanja:

- dobra tla: 1,0
- srednja tla: 1,25
- slaba tla: 1,50.

Ti koeficienti so bili povsem avtentično opredeljeni že v slovenskih predpisih za gradnjo v seizmičnih območjih, ki jih je Izvršni svet SRS sprejel že leta 1962. Zanimivo je, da so ti koeficienti, ki smo jih samostojno določili že pred skoraj 20 leti, praktično identični s koeficienti, ki so navedeni v najnovejšem predlogu ameriških predpisov iz leta 1978: $S_1 = 1,0$; $S_2 = 1,20$; $S_3 = 1,50$.

Ameriški predpisi navajajo le bolj natančno kategorizacijo tal, kjer so poleg geološke strukture upoštevane tudi debeline plasti.

V novih predpisih, ki jih pripravljamo sedaj, bo treba predvsem bolj precizno klasificirati tla v posameznih kategorijah, v skladu z mednarodno klasifikacijo geoloških struktur. Tako kot doslej bomo upoštevali tri vrste tal.

Prvotni namen, da bi za vsako vrsto tal določili specifičen spekter odziva, ki bi ustrezal našim specifičnim seizmotektonskim pogojem, se ni mogel uresničiti zaradi velike heterogenosti seizmotektonskih in geomehanskih pogojev na območju Jugoslavije, kakor tudi zaradi pomanjkanja registracij močnih potresov v različnih predelih naše države.

Ob črnogorskem potresu je bilo registriranih več akceleroگرامov v različnih geoloških strukturah, vendar so ti podatki uporabni le na območje, na katerem so bili registrirani, pa tudi z gotovimi omejitvami, glede na že omenjeno stohastičnost seizmičnih pojavov.

Glede na to, da morajo predpisi veljati za celotno območje Jugoslavije, bo treba določiti neke sintetične spektre, upoštevajoč pri tem naše lastne izkušnje, ki smo jih pridobili ob naših registriranih potresih, zlasti od Skopja dalje in še posebej črnogorskega potresa, kakor tudi izkušnje drugih dežel.

Novi predpisi bi morali upoštevati tudi pojav resonance tako v tleh kot v konstrukciji. Zato bi bilo treba kategorije tal opredeliti ne samo glede na geološko strukturo zgornje nosilne plasti, temveč tudi glede na stratigrafijo posameznih plasti oziroma glede na debelino depozita in njegove dinamične karakteristike.

2.2.5. Mednarodna dejavnost v zvezi z unifikacijo predpisov za gradnjo v seizmičnih območjih

Zadnja leta teče v svetu več akcij, ki so v zvezi z unifikacijo oziroma harmonizacijo predpisov za gradnjo v seizmičnih območjih.

Iniciativo za te akcije je dalo Evropsko združenje za seizmično gradbeništvo (EAEE), ki je leta 1976 predložilo Evropski ekonomski komisiji (ECE) Združenih narodov v Ženevi osnutek unificiranih predpisov za gradnjo v seizmičnih območjih, katerega je pripravila posebna delovna skupina EAEE.

Ta osnutek je bil diskutiran na meddržavnem sestanku Evropske ekonomske komisije v mesecu aprilu 1978. leta v Beogradu. Nanj so predstavniki 17 držav podali številne pripombe in sugestije, kar bo zahtevalo predelavo tega osnutka. Nosilec naloge je še vedno EAEE, ki se je obvezalo, da bo novi osnutek pripravilo do 1982. leta, vendar ne v obliki modelnega predpisa, temveč bolj kot načela in navodila za gradnjo v seizmičnih območjih.

V to akcijo so se med tem časom vključile tudi druge mednarodne strokovne organizacije, in sicer:

- Mednarodna organizacija za standarde (ISO),
- Komite za varnost konstrukcij (JCSS),
- Evro-mednarodni komite za beton (CEB),
- Mednarodno združevanje za seizmično gradbeništvo (IAEE).

Dejavnosti teh organizacij v zvezi z izdelavo osnutka predpisa za gradnjo v seizmičnih območjih se sedaj bližajo koncu. EAEE spremlja vse te dejavnosti in v njih tudi sodeluje z namenom, da novi osnutek mednarodnega predpisa ne bi povzročil toliko pripomb in sugestij kot prvi.

Kar zadeva seizmične obremenitve, osnovni pojmi še vedno niso usklajeni. Zanimiv je predlog Mednarodne organizacije za standarde (ISO), v okviru katere delovna skupina, sestavljena predvsem iz japonskih strokovnjakov, predlaga, da se konstrukcije v seizmičnih območjih projektirajo za dve fazi obremenitev: za zmerni potres po teoriji elastičnosti in za močan potres po teoriji mejnih stanj po teoriji plastičnosti. Takšen pristop je v bistvu pravilen (dvofazni postopek dimenzioniranja poznamo pri prednapetem betonu), vendar je mogoče le, če imamo na razpolago za vse lokacije v deželi podatke o zmernem in močnem potresu, glede na katere je treba dimenzionirati konstrukcijo.

Na Japonskem, kjer imajo veliko potresov in tudi dosti podatkov, je takšen pristop verjetno mogoč. V drugih deželah, ki imajo malo seizmičnih registracij, je takšen pristop problematičen.

Predlog ISO ne navaja kriterijev za »zmeren« in »močan« potres.

Kar zadeva vpliv lokalnih geoloških pogojev, navaja osnutek ISO koeficient R , ki je odvisen od lastne nihajne dobe konstrukcije (T) in kritične periode tal (T_c), odvisne od geoloških pogojev, katere vrednosti so naslednje:

- 0,3—0,5 za trdna tla
- 0,5—0,8 za srednja tla
- 0,8—1,2 za mehka tla,

če je:

$$T \leq T_c : R = 1,0$$

$$T > T_c : R = \frac{T_c}{T}$$

Najdlje so v pripravah novih predpisov za gradnjo v seizmičnih območjih prišli v okviru Evromednarodnega komiteja za beton (CEB). Na sestankih v Rimu v maju 1979. leta, v Lizboni v novembru 1979. leta in v Laussani v januarju 1980. leta so pripravili precej obsežen tekst predpisa, ki je bil obravnavan na kongresu CEB v juniju 1980. leta v Budimpešti.

Seizmične obremenitve v tem tekstu so zelo natančno opredeljene. Sprejet je sodoben probabilistični pristop pri določanju seizmičnosti območja. Omenjena je tudi MSK lestvica, vendar se predlaga, da se maksimalni pospešek ob podatku o dolžini trajanja uporablja kot najbolj reprezentativen podatek, ki opredeljuje nihanje, povzročeno s potresom, v primeru, kjer so takšni podatki na razpolago. Pri tem se maksimalni pospešek ne upošteva s svojo polno vrednostjo, temveč se uporablja kot orientacijski podatek za določanje seizmičnih obremenitev s pomočjo »idealiziranih« spektrov odziva.

Seizmična območja so razdeljena v tri skupine:

- območje O majhne intenzitete
- območje M zmerne intenzitete
- območje H močne intenzitete.

Natančnejših definicij seizmičnosti omenjenih območij ta predpis ne vsebuje.

Kar zadeva vpliv lokalnih pogojev, se načelno ugotavlja, da ima vsaka lokacija svoj spekter odziva, lahko tudi več spektrov, odvisno od lokacije in moči posameznih žarišč, ki lahko vplivajo na način nihanja tal na ustrezni lokaciji. Konkretno se vpliv lokalnih pogojev upošteva na enak način kot v predlogu ameriških predpisov (3) z isto razdelitvijo tal v tri kategorije (profile) in z istimi vrednostmi koeficientov S_1 , S_2 ter S_3 .

Način določanja seizmičnih obremenitev v predpisu CEB je zasnovan na sodobnih spoznanjih s področja inženirske seizmologije, vendar se bodo v praksi pojavili problemi zaradi pomanjkanja seizmoloških podatkov, na katerih je ta način zasnovan. Zato predpis prepušča določanje nekaterih parametrov za seizmične obremenitve posameznim deželah.

Sprejetje tega predpisa, ki je v marsičem sodobnejši in boljši tudi od osnutka naših novih predpisov ter tudi od predloga ameriških predpisov, bo gotovo prispevalo k nadaljnjemu razvoju seizmičnega gradbeništva in zlasti inženirske seizmologije.

EAEE bo moralo upoštevati ta predpis pri izdelavi svojega predloga unificiranih oziroma harmoniziranih predpisov za gradnjo v seizmičnih območjih.

3. IZKUŠNJE ČRNOGORSKEGA POTRESA

Potres, ki je sredi aprila 1979. leta zajel Črnogorsko Primorje z večjim številom močnih sunkov, od katerih je bil najmočnejši 15. aprila ob 7. uri 19 minut, je povzročil veliko rušenj in poškodb

gradbenih objektov ne samo v priobalnem pasu, temveč tudi v notranjosti Črne gore.

Analiza poškodb je že pri prvih pregledih pokazala, da sta bila obseg in vrsta poškodb v veliki meri odvisna od specifičnih lokalnih geoloških pogojev tal, na katerih je objekt stal.

Na posameznih lokacijah so se pokazali znani pojavi vpliva lokalnih geomehanskih pogojev na seizmične obremenitve, kot so:

— resonanca v konstrukcijah zaradi podobnih dinamičnih parametrov konstrukcije in tal;

— resonanca oziroma amplifikacija seizmičnih nihanj v tleh v aluvialnem depozitu nad osnovno kamnino;

— vpliv nivoja podtalnice, zlasti v priobalnem območju;

— vpliv geološke sestave in nosilnosti zgornjih plasti tal;

— pojav likvifikacije v peščenih, z vodo prepojenih tleh;

— rušenje nestabilnih področij;

— vpliv geomorfologije na širjenje potresnih valov.

Strokovna komisija UNESCO, ki je po potresu obiskala potresno območje, je v svojem poročilu zapisala, da so posledice črnogorskega potresa pravi leksikon vplivov različnih lokalnih geomehanskih pogojev na poškodbe gradbenih objektov ob potresu.

Natančna specifikacija in razmejitev posledic posameznih vplivov zaenkrat še nista mogoči, ker so za to potrebne obsežne geotehnične raziskave posameznih lokacij in analiza nosilnosti konstrukcij na teh lokacijah pred potresom. Za izvršitev te naloge je treba angažirati večje število kompetentnih strokovnjakov s področij seizmologije, inženirske seizmologije, geomehanike in seizmičnega gradbeništva, kar bo zahtevalo določen čas in ustrezna finančna sredstva.

Črnogorski potres je bil na več mestih registriran s pomočjo akceleroگرامov. Ti akceleroگرامi bodo zelo koristni pri preučevanju vpliva lokalnih geoloških pogojev na konstrukcije. Sicer pa se moramo zavedati, da bo kak drug potres na tem območju lahko povzročil tudi drugačne registracije.

Zato bo treba pri preučevanju teh vplivov upoštevati tudi druge izkušnje, pridobljene v drugih deželah.

Globalno lahko sedaj ugotovimo naslednje:

— Poškodbe stavb se zmanjšujejo, če se lokacije bližajo skalnatim pobočjem hribov, kjer so

temelji stavb na skali, kot je to razvidno na primer v Kotoru.

— Velike poškodbe in rušenja v ladjedelnici v Bijeli, hotela Fjord v Kotoru in številnih drugih objektov ob obali so nastale zaradi pojava likvifikacije v z vodo prepojenem obalnem pasu.

— Na Slovenski plaži v Budvi so bile dinamične karakteristike konstrukcij z »mehkim« pritičjem očitno blizu dinamičnih karakteristik nosilnih tal.

— Pri številnih objektih temelji objektov niso bili pravilno zgrajeni glede na globino temeljenja in njihovo konstrukcijo.

Črnogorski potres je pokazal, da lokalni geomehanski pogoji tal bistveno vplivajo na velikost seizmičnih sil in obremenitev. Natančnih podatkov, ki naj bi kvantificirali te vplive, zaenkrat še nimamo.

Treba bi bilo izvršiti geomehanske raziskave posameznih lokacij in analizirati nosilnost konstrukcij na teh lokacijah, tako da bi s pomočjo akceleroگرامov, ki so bili registrirani med potresom, lahko bolj natančno opredelili velikost teh vplivov. Pri tem moramo upoštevati dejstvo, da obstoječe registracije veljajo za nedavni potres. Drugi potres z drugačnim žariščem in drugim mehanizmom v istem širšem območju bo imel drugačne registracije. Glede na ta stohastični značaj potresnih pojavov je treba obseg raziskovanja določiti v realnih mejah. Glede na izkušnje črnogorskega potresa je treba v naših novih predpisih za gradnjo v seizmičnih območjih vplive lokalnih geomehanskih pogojev na seizmične obremenitve čimbolj natančno upoštevati, v skladu z našimi in mednarodnimi izkušnjami na tem področju.

Bibliografija

1. Rustanović D. N.: Kolebanija poverhnosti zemli v epicentralnih zonah silnih zemljetrjasenij. Moskva, 1975.
2. Bubnov S.: Seizmično gradjenje. Zaštita od zemljotresa. Gradjevinski kalendar. Beograd, 1980.
3. Tentative provisions for the development of seismic regulations for buildings. ATC. Washington, 1978.
4. Earthquake Resistant Regulations, a World List. Tokyo, 1973.
5. Medvedev S V.: Inženernaja seizmologija. Moskva, 1962.
6. Seed B. H. et al.: Soil structure Interaction Effects in the Caracas Earthquake of July 29. 67 Proceedings, 5WCEE. Rome, 1973.
7. Earthquake Resistant Regulations, a World List. Supplement. Tokyo, 1976.

UDK 624.131.55:550.34

GRADBENI VESTNIK, Ljubljana 1980 (29)
št. 9 str.

Prof. Sergej Bubnov, dipl. ing.

VPLIV LOKALNIH GEOMEHANSKIH POGOJEV NA SEIZMIČNE OBREMNITVE

Seizmološke karte, izdelane na podlagi opazovanih potresov (ne pa pričakovanih) za »srednja tla«, ne dajejo dovolj zanesljivih podatkov za določanje seiz-

UDC 624.131.55:550.34

GRADBENI VESTNIK, Ljubljana 1980 (29)
No. 9 pp.

Prof. Sergej Bubnov, dipl. ing.

THE INFLUENCE OF THE LOCAL SITE CONDITION ON THE SEISMIC LOADING

Seismological maps are usually compiled on the base of the occurred (not expected) earthquakes for the "average soil conditions". The date of these maps are

mičnih obremenitev. Velik pomen imajo lokalni geomehanski pogoji, kot so: geološka struktura tal, pojav resonance in amplifikacije, nivo podtalnice, možnost pojava likvifikacije, globina temeljev.

Prikazano je, kako lokalne geomehanske pogoje upoštevajo v predpisih ZSSR, ZDA, Japonske in v naših predpisih.

Omenjene so mednarodne aktivnosti v zvezi z unifikacijo in harmonizacijo predpisov za gradnjo v seizmičnih območjih, zlasti glede na problem lokalnih geomehanskih vplivov.

Črnogorski potres je potrdil dejstvo, da neugodni lokalni geološki pogoji lahko povečajo seizmične obremenitve za nekajkrat, glede na ugodne pogoje na istem območju.

Prikazana je odvisnost obsega poškodb od dinamičnih karakteristik tal in konstrukcij pri črnogorskem potresu.

not enough reliable for the definition of seismic loading. The influence of the geological local site conditions especially the lithology and stratigraphy, resonance and amplification phenomena, ground water level and other site conditions, are very important.

The treatments of the local site conditions in the regulations of USSR, USA, Japan and Yugoslavia are presented.

The international activities connected with the unification and harmonization of the regulations for desing and construction in seismic region are noted, especially concerning the influence of the local site conditions.

Montenegro earthquake has confirmed the fact, that the unfavorable site conditions could increase the seismic loading for many times, in relation to the favorable conditions in the same region.

The dependance of the intenseness of the damage upon the dynamic characteristics of the soil and structure during the Montenegro earthquake is presented.

Račun seizmične odpornosti zidanih zgradb

UDK 699.841:620.17

MIHA TOMAŽEVIČ

1. UVOD

Študije obnašanja zidanih zgradb med potresi v Skopju 1963., Banjaluki 1969., na Kozjanskem 1974., v Furlaniji 1976. in Črni gori 1979. leta so pokazale, da dva bistvena pogoja vplivata na njihovo seizmično odpornost — zasnova konstrukcije in kvaliteta uporabljenih materialov. Dobro zasnovane zgradbe z enakomerno razporejenimi nosilnimi zidovi v obeh smereh, med seboj povezanimi s togimi stropnimi konstrukcijami, ki so bile istočasno zgrajene iz kvalitetnih materialov, so brez posebnih poškodb prestale tudi močne potrese, pa čeprav niso bile projektirane in zgrajene po protipotresnih predpisih (sl. 1). V nasprotnem primeru pa so bile zgradbe, ki niso istočasno izpolnjevale obeh pogojev seizmične odpornosti, težko poškodovane ali so se celo porušile (sl. 2).

Tako opazovanja obnašanja zidanih zgradb med močnimi potresi kot tudi laboratorijske preiskave zidnih elementov pod vplivom cikličnih horizontalnih obtežb pri istočasno delujoči konstantni verti-

Članek je bil podan kot referat na posvetovanju »Iskustva i uslovi za projektovanje i gradjenje posle zemljotresa u SR Crnoj Gori« v Njivicah, 28. do 30. maja 1980.

Avtor: mag. Miha Tomažević, dipl. ing. gradb. Zavod za raziskavo materiala in konstrukcij, Ljubljana, Dimičeva 12



Slika 1. Skopje 1963: nosilni zidovi zgradbe niso bili teže poškodovani

kalni obtežbi so pokazale, da se zidni elementi rušijo na dva ekstremna načina:

— zaradi izčrpanja upogibne odpornosti, ko se na tlačnih robovih zidnega elementa pojavijo vertikalne razpoke (sl. 3). Referenčna napetost na meji porušitve, ki jo uporabljamo pri računu upogibne odpornosti zidu (momentne odpornosti), je »tlačna trnrost zidu«;

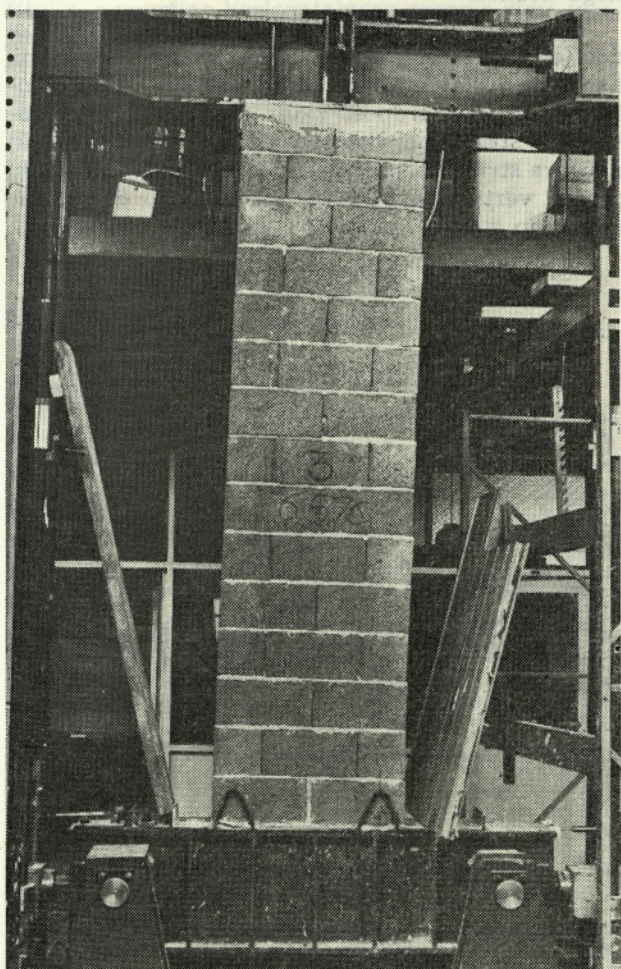
— zaradi izčrpanja strižne odpornosti, ko se v zidu pojavijo tipične diagonalne razpoke (sl. 4). Referenčna napetost na meji porušitve, ki jo upo-



Slika 2. Skopje 1963: zgradba z nosilnimi zidovi le v prečni smeri se je porušila

rabljamo pri računu strižne odpornosti zidu, je »natezna trdnost zidu«.

Če hočemo oceniti varnost zgradbe v celoti, moramo preveriti tako upogibno kot tudi strižno



Slika 3. Momentna porušitev zidnega elementa v laboratoriju

odpornost vsakega posameznega zidu v kritični etaži. Pri tem moramo seveda upoštevati mejna rušna stanja, ne pa računati z dopustnimi napečnostmi.

Da bi lahko z računom ocenili varnost zgradbe, moramo na eni strani poznati:

a) momentno in strižno odpornost vsakega posameznega zidu v obravnavani etaži;

b) razporeditev horizontalne vztrajnostne sile na posamezne zidove v etaži — od področja proporcionalnosti pa do mejnega, rušnega stanja: poznati moramo deformabilnostne karakteristike vsakega posameznega zidu v etaži;

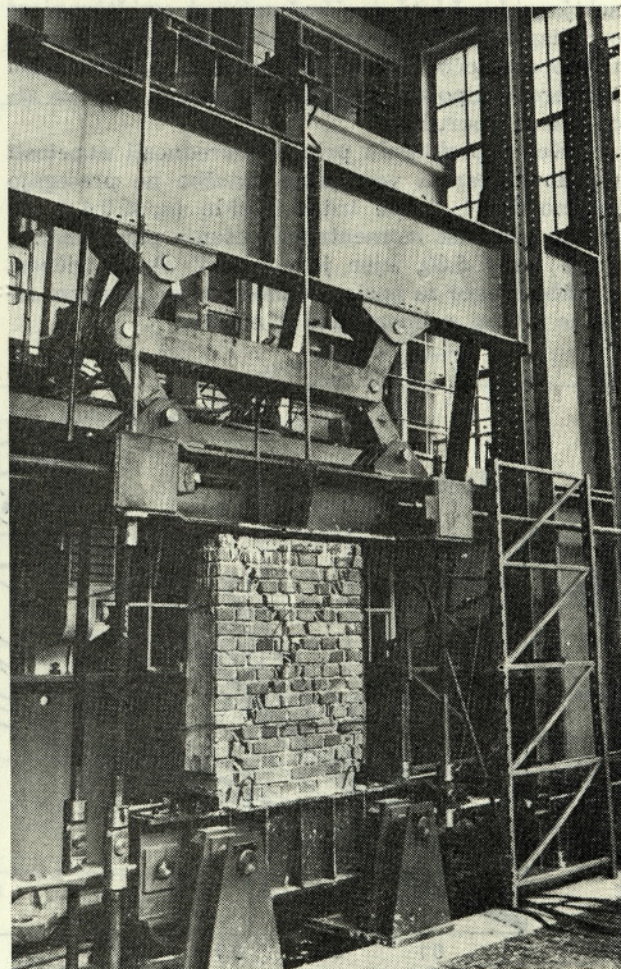
c) razporeditev upogibnega momenta po višini posameznih zidov v obravnavani etaži (lego momentne infleksijske točke);

d) mehanizem rušenja zgradbe kot celote.

Po drugi strani pa moramo poznati oziroma predvideti:

e) horizontalne vztrajnostne sile, ki v višini posameznih etaž delujejo na zgradbe med potresom pričakovane intenzitete: dejansko potresno obtežbo.

Osnove za račun lahko dobimo le eksperimentalno:



Slika 4. Strižna porušitev zidnega elementa v laboratoriju

1. z laboratorijskimi preiskavami zidnih elementov v naravni velikosti: problema a) in b);
2. z modelnimi preiskavami: problemi a), b), c) in e);
3. z in-situ preiskavami (preiskavami zgradb z vsiljenimi vibracijami): problemi b), c) in e);
4. z registracijami gibanja tal in dinamičnega odziva zgradb pri močnih potresih: problemi b), c), d) in e).

2. RAČUNSKE OSNOVE

2.1. Odpornost zidov na horizontalno obtežbo

2.1.1. Upogibna odpornost

Upogibna (momentna) odpornost zidu je bila v laboratoriju raziskana na dva različna načina: nekateri zidovi so bili preiskani s stopnjema naraščajočo vertikalno silo s konstantno ekscentričnostjo vzdolž vertikalne osi zidu, medtem ko so bili ostali zidovi preiskani v posebej konstruirani napravi s konstantno vertikalno silo in s horizontalno silo, ki se je povečevala vse do porušitve zidu (sl. 3).

Rezultati obeh vrst preiskav so prikazani na sliki 5 v primerjavi z računsko momentno odpornostjo zidu. Le-ta je izračunana z upoštevanjem σ - ε diagrama, dobljenega s preiskavo zidu s centrično delujočo vertikalno silo in z upoštevanjem Navierove hipoteze ravninskega zasuka prereza zidu vse do porušitve.

Ker v praktičnih primerih vrednosti napetosti v zidovih zaradi vertikalne obtežbe ne presegajo vrednosti 0,4 tlačne trdnosti zidu ($\sigma_0 < 0,4 \beta$), se lahko nastanek momentnega rušenja zidu omeji z linijo $e/d < 0,30$, kjer je $e = M/V$ ekscentričnost obtežbe. Pogoji za nastanek momentne porušitve zidu je v tem primeru dan z enačbo:

$$M/W \geq 1,8 \sigma_0 \quad \dots 1$$

Mejno horizontalno silo, ki pri dani vertikalni obtežbi (σ_0/β) povzroči momentno porušitev zidu, lahko izračunamo s pomočjo vrednosti količine (σ_m/β), ki jo odčitamo iz diagrama v sliki 5, poznavajoč seveda istočasno tudi lego momentne infleksijske točke. V primeru, da je momentna infleksijska točka na sredini višine zidu, kot je to zagotovljeno z laboratorijsko napravo, pa je mejna horizontalna sila, ki povzroči momentno porušitev zidu, podana z enačbo:

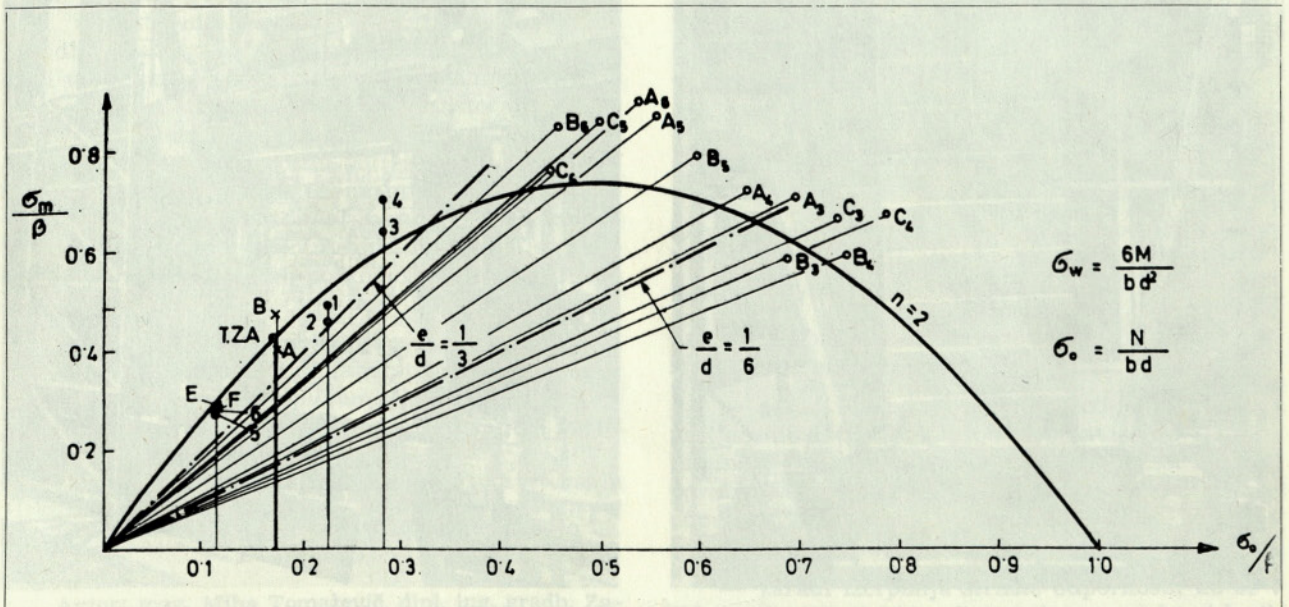
$$H_{u,f} = \frac{(\sigma_m/\beta) \beta t d^3}{3 h} \quad \dots 2$$

2.1.2. Strižna odpornost

Z napravo, ki je konstruirana tako, da med preiskavo ostaneta zgornja in spodnja ploskev zidu med seboj paralelni, se v zidu reproducirajo tipične diagonalne razpoke (sl. 4). Med preiskavo so zidni elementi izpostavljeni programiranim cikličnim horizontalnim pomikom ob istočasni konstantni vertikalni obtežbi. Dejanska horizontalna sila v zidu se meri z dinamometroma na obeh straneh podpornega nosilca.

Dosedanje preiskave zidov so potrdile hipotezo, dobljeno z fotoelastičnimi modelnimi preiskavami, da je za nastanek diagonalnih razpok v zidu odločilna »natezna trdnost zidu«. Razmerje med povprečno strižno napetostjo v zidu pri porušitvi τ_u , ki definira strižno odpornost zidu, in napetostjo v zidu zaradi vertikalne obtežbe σ_0 , izraženo z natezno trdnostjo zidu σ_n , je dano z enačbo:

$$\tau_u = \frac{\sigma_n}{b} \sqrt{\frac{\sigma_0}{\sigma_n} + 1} \quad \dots 3$$



Slika 5. Upogibna odpornost zidnega elementa v odvisnosti od vertikalne obtežbe

Če s karakteristično strižno trdnostjo zidu τ_k označimo vrednost τ_u pri pogoju $\sigma_o = 0$, se enačba (3), izražena s karakteristično strižno trdnostjo τ_k , spremeni:

$$\tau_u = \tau_k \sqrt{\frac{\sigma_o}{b \tau_k} + 1}, \quad \dots 3 a$$

$$\tau_k = \frac{\sigma_n}{b} \quad \dots 4$$

V enačbah (3) in (4) nastopajoči koeficient b pomeni razmerje med maksimalno in povprečno strižno napetostjo v prerezu zidu, odvisen pa je tako od geometrijskih karakteristik zidu (razmerje višine proti širini zidu h/d) kakor tudi od pogojev obtežbe (razmerja med ekscentričnostjo obtežbe proti širini zidu e/d).

Rezultati preiskav v primerjavi z računskimi krivuljami strižne odpornosti so prikazani na sliki 6.

Mejna horizontalna sila, ki pri dani vertikalni obtežbi povzroči strižno porušitev zidu, se dobi z množenjem povprečne strižne napetosti pri porušitvi τ_u s površino horizontalnega prereza zidu, upoštevajoč pri tem faktor redukcije nosilnosti:

$$H_{u,s} = 0,9 F \tau_u = 0,9 F \tau_k \sqrt{\frac{\sigma_n}{b \tau_k} + 1}. \quad \dots 5$$

2.1.3. Interakcijski diagrami

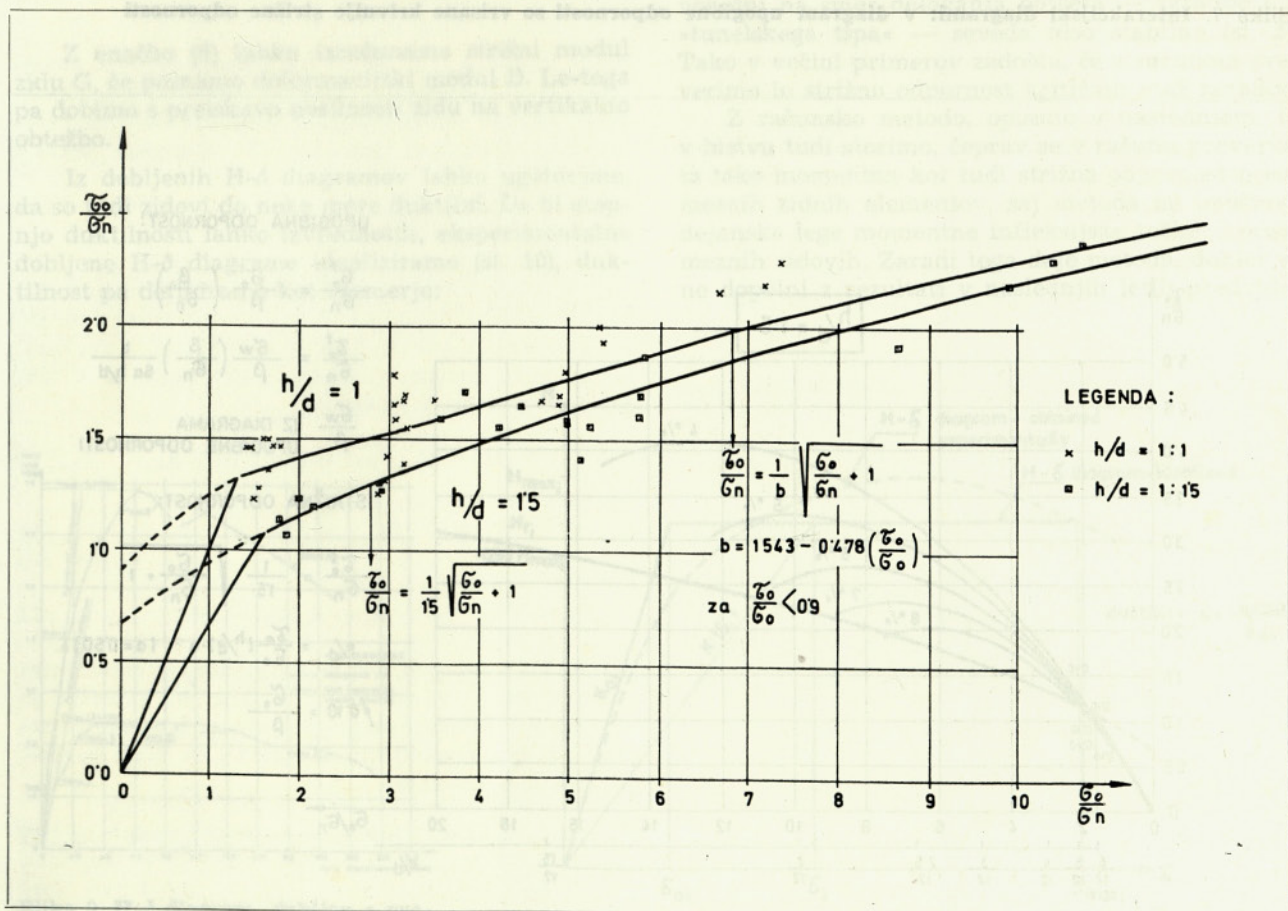
Odpornost zidu na horizontalno obtežbo v odvisnosti od vertikalne obtežbe lahko prikažemo s tako imenovanimi interakcijskimi diagrami. Glede na dva ekstremna načina porušitve zidnih elementov so tudi interakcijski diagrami konstruirani na dva načina:

— v diagrame, ki kažejo odvisnost momentne odpornosti zidu od vertikalne obtežbe, so vrisane krivulje strižne odpornosti (sl. 7);

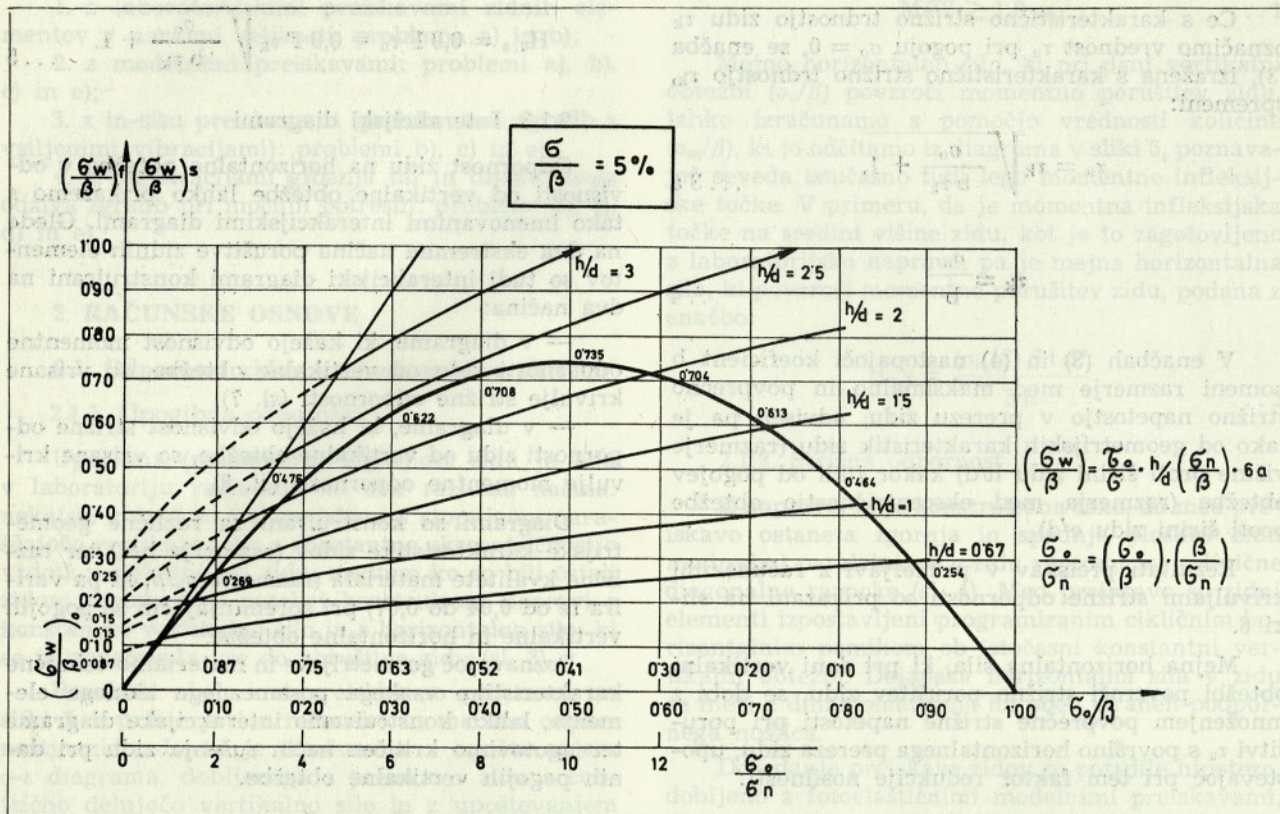
— v diagrame, ki kažejo odvisnost strižne odpornosti zidu od vertikalne obtežbe, so vrisane krivulje momentne odpornosti (sl. 8).

Diagrami so konstruirani za različne geometrijske karakteristike zidov (razmerja h/d) ter različne kvalitete materiala (razmerja σ_n/β , ki pa variira le od 0,04 do 0,07) pri spreminjajočih se pogojih vertikalne in horizontalne obtežbe.

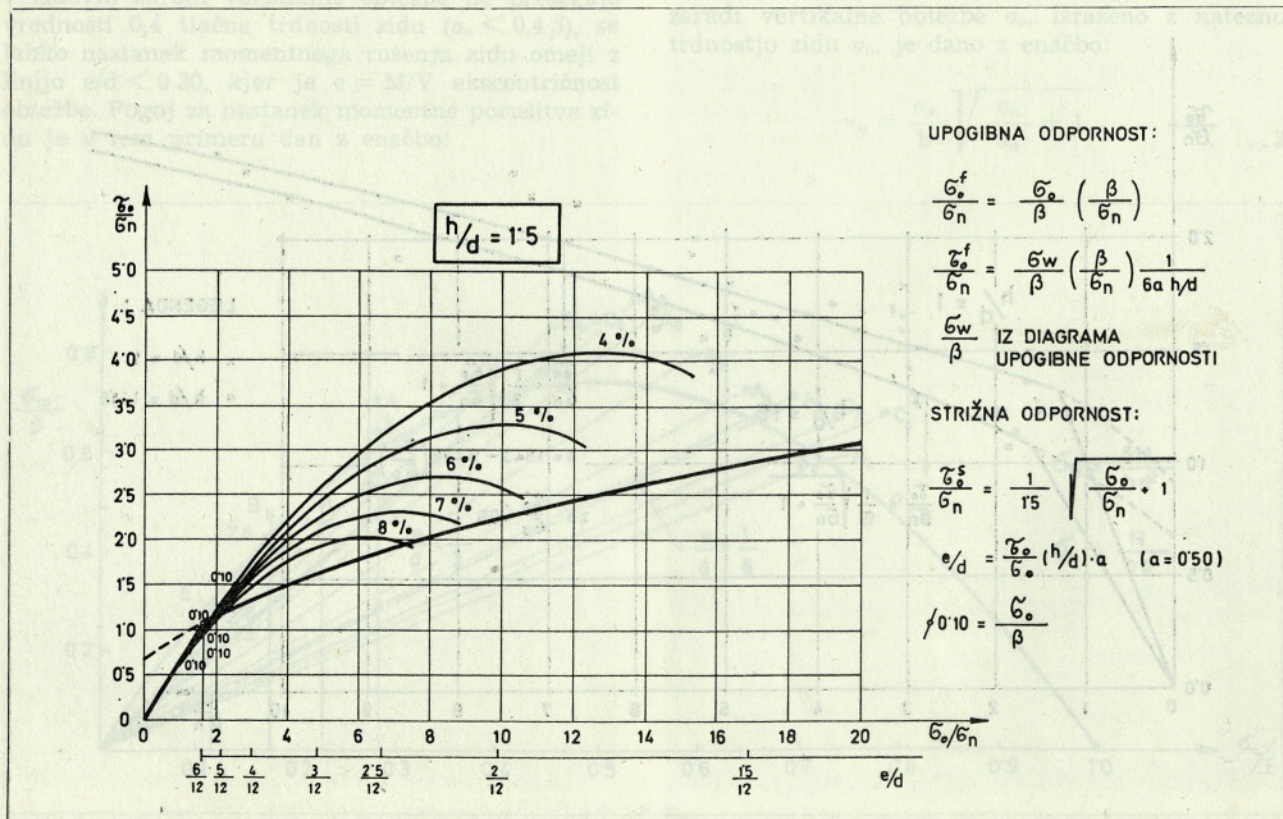
Poznavajoč geometrijske in materialno-tehnične karakteristike vsakega posameznega zidnega elementa, lahko konstruiramo interakcijske diagrame ter ugotovimo kritičen način rušenja zidu pri danih pogojih vertikalne obtežbe.



Slika 6. Strižna odpornost zidnega elementa v odvisnosti od vertikalne obtežbe



Slika 7. Interakcijski diagrami: v diagram upogibne odpornosti so vrisane krivulje strižne odpornosti



Slika 8. Interakcijski diagrami: v diagram strižne odpornosti so vrisane krivulje upogibne odpornosti

2.2. Deformabilnost zidov

Zidni element, ki se preiskuje v napravi, ki obdrži zgornjo in spodnjo ploskev zidu paralelno ves čas preiskave (sl. 4), se obremenjuje s programiranimi cikličnimi horizontalnimi pomiki pri konstantni vertikalni obtežbi. Rezultirajoča horizontalna sila v zidu se meri z dinamometroma ter se hkrati z izmerjenimi deformacijami zidu registrira v obliki tako imenovanih histereznih zank. Le-te dajo informacijo ne le o odpornosti in togosti zidnega elementa ter njunem upadanju z večanjem amplitud, pač pa tudi o možnosti absorpcije energije.

Ovojnica histereznih zank, tako imenovani H-δ diagram, nam kaže, kako togost zidnega elementa pada z naraščajočimi deformacijami. Naklon H-δ krivulje v izhodišču je enak začetni, »elastični« togosti zidnega elementa (sl. 9).

Računska začetna togost zidnega elementa, dobljena z upoštevanjem tako upogibnih kot tudi strižnih deformacij zidu pri pogoju, da je momentna infleksijska točka na sredini višine zidu (to pa naprava za preiskavo zidov tudi omogoča), je dana z enačbo:

$$K_0 = \frac{G}{1,2 h} \frac{F}{1 + \frac{G}{D} \frac{1}{1,2} \left(\frac{h}{d}\right)^2} \dots 6$$

Z enačbo (6) lahko izračunamo strižni modul zidu G, če poznamo deformacijski modul D. Le-tega pa dobimo s preiskavo nosilnosti zidu na vertikalno obtežbo.

Iz dobljenih H-δ diagramov lahko ugotovimo, da so tudi zidovi do neke mere duktilni. Da bi stopnjo duktilnosti lahko iz vrednotili, eksperimentalno dobljene H-δ diagrame idealiziramo (sl. 10), duktilnost pa definiramo kot razmerje:

$$d = \frac{\delta_{maks}}{\delta_0} \dots 7$$

kjer je

$$\delta_0 = \frac{0,9 H_{maks}}{K_0} \dots 8$$

in so vrednosti δ_{maks} in H_{maks} odmerjene v eksperimentalno dobljenem H-δ diagramu.

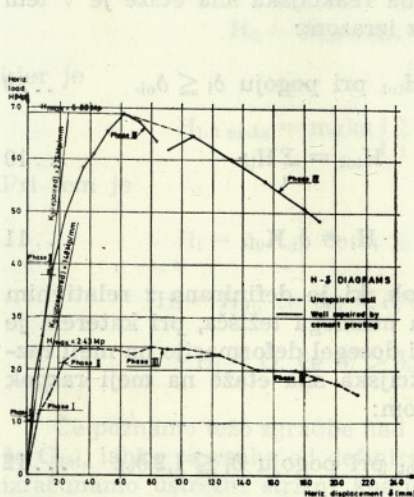
Idealizirane H-δ diagrame lahko tudi izračunamo (sl. 11). Pri tem privzamemo za odpornost zidnih elementov vrednosti iz interakcijskih diagramov (sl. 7 in 8) in upoštevamo geometrijske in materialnotehnične karakteristike zidu ter stanje vertikalne obtežbe.

3. RAČUN ODPORNOSTI ZIDANIH ZGRADB NA HORIZONTALNO OBTEŽBO

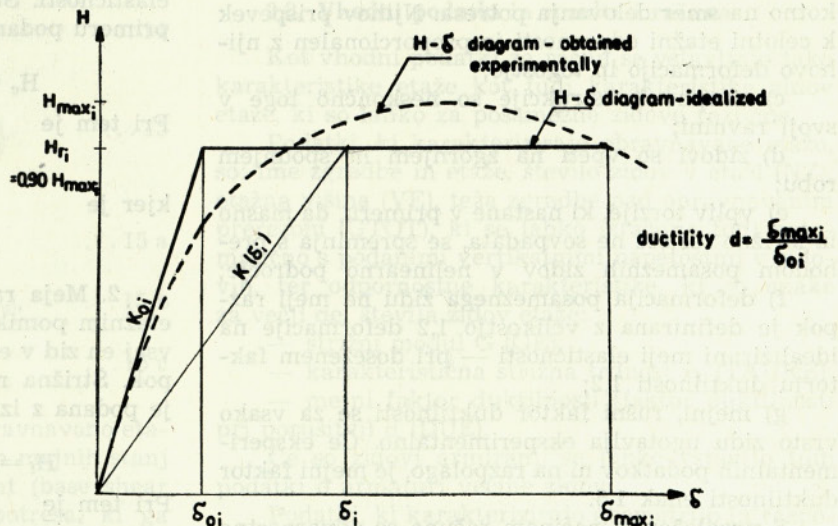
3.1. Predpostavke računa

Opazovanja obnašanja zidanih zgradb med močnimi potresi so pokazala, da so v večini primerov v njihovih zidovih nastale eno- ali dvosmerne diagonalne razpoke. Glede na to lahko sklepamo, da je za obnašanje zidanih zgradb z zadostnim številom zidov v smeri delovanja potresa odločilna njihova strižna odpornost. Zgradbe z zidovi le v smeri, pravokotni na smer delovanja potresa — zgradbe t. i. »tunelskega tipa« — seveda niso stabilne (sl. 2). Tako v večini primerov zadošča, če z računom preverimo le strižno odpornost kritičnih etaž zgradbe.

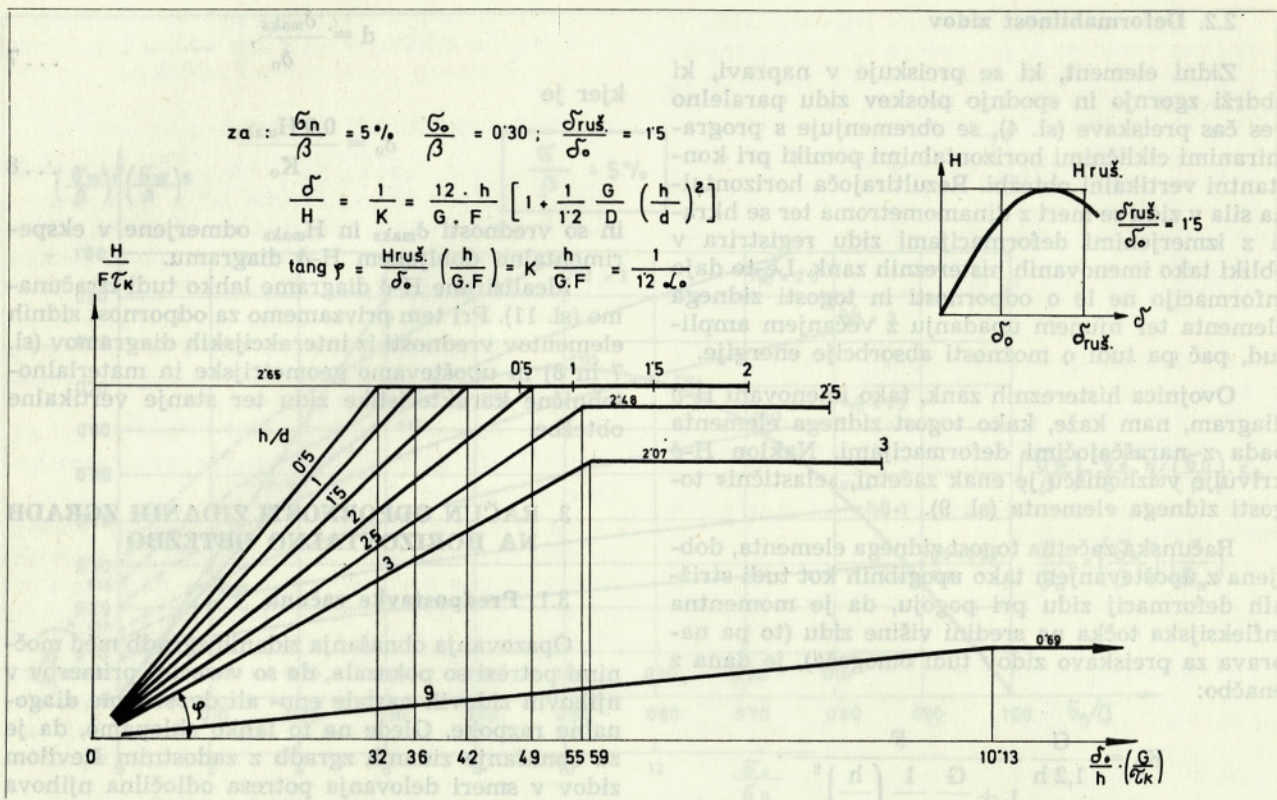
Z računsko metodo, opisano v naslednjem, to v bistvu tudi storimo, čeprav se v računu preverjata tako momentna kot tudi strižna odpornost posameznih zidnih elementov, saj metoda ne upošteva dejanske lege momentne infleksijske točke v posameznih zidovih. Zaradi tega daje metoda, dokler se ne dopolni z rezultati v naslednjih letih predvide-



Slika 9. H-δ diagram, dobljen s preiskavo kamnitih zidov



Slika 10. Idealizirani H-δ diagram



Slika 11. Računski H-δ diagrami

nih eksperimentalnih raziskav, realne rezultate le za zgradbe takšnih geometrijskih karakteristik, pri katerih se lahko vpliv razporeditve upogibnih momentov po višini posameznih zidnih elementov zamenari. To so pa seveda zidane zgradbe normalnega števila etaž in normalnih tlorisov, ki se pri nas večinoma tudi grade.

Osnovne predpostavke metode so naslednje:

- a) upoštevajo se eksperimentalno ugotovljene, vendar idealizirane karakteristike materialov zidov;
- b) upoštevajo se tudi zidovi, ki stoje pravokotno na smer delovanja potresa. Njihov prispevek k celotni etažni odpornosti je proporcionalen z njihovo deformacijo in togostjo;
- c) stropne konstrukcije so neskončno toge v svoji ravnini;
- d) zidovi so vpeti na zgornjem in spodnjem robu;
- e) vpliv torzije, ki nastane v primeru, da masno in strižno težišče ne sovpadata, se spreminja s prehodom posameznih zidov v nelinearno področje;
- f) deformacija posameznega zidu na meji razpok je definirana z velikostjo 1,2 deformacije na idealizirani meji elastičnosti — pri doseženem faktorju duktilnosti 1,2;
- g) mejni, rušni faktor duktilnosti se za vsako vrsto zidu ugotavlja eksperimentalno. Če eksperimentalnih podatkov ni na razpolago, je mejni faktor duktilnosti enak 1,5.

S predloženim načinom računa se odpornostne in deformabilnostne karakteristike obravnavane

etaže izračunajo v obliki tako imenovanega »etažnega H-δ diagrama«, kjer pomeni »H« horizontalno strižno reakcijsko silo etaže, ki ustreza relativnemu etažnemu pomiku »δ« masnega težišča etaže.

V etažnem H-δ diagramu se v računu definirajo tri mejna stanja:

1. Meja elastičnosti, ki je definirana z relativnim etažnim pomikom masnega težišča, pri katerem so deformacije vseh zidnih elementov etaže manjše ali kvečjemu enake deformaciji na idealizirani meji elastičnosti. Strižna reakcijska sila etaže je v tem primeru podana z izrazom:

$$H_e = H_{tot} \text{ pri pogoju } \delta_i \leq \delta_{oi} \quad \dots 9$$

Pri tem je

$$H_{tot} = \sum_i H_i \quad \dots 10$$

kjer je

$$H_i = \delta_i K_{oi} \quad \dots 11$$

2. Meja razpok, ki je definirana z relativnim etažnim pomikom masnega težišča, pri katerem je vsaj en zid v etaži dosegel deformacijo na meji razpok. Strižna reakcijska sila etaže na meji razpok je podana z izrazom:

$$H_f = H_{tot} \text{ pri pogoju } \delta_i \leq 1,2 \delta_{oi} \quad \dots 12$$

Pri tem je

$$H_{tot} = \sum_i H_i \quad \dots 13$$

cetis

KODIRNI LIST

DATUM		PROGRAM		PROGRAMER		LIST		OD																																																																							
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80
1																																																																															
HISA BARDΦ 1 - PRITLICJE PRED SANACIJΦ																																																																															
17		2.47		6000.		1.5		1.5		283.																																																																					
50	129	90	884	1419	155																																																																										
50	129	40	65	1419																																																																											
50	80	635	830	1419																																																																											
50	170	635	600	1419																																																																											
50	310	635	205	1419																																																																											
50	495	995	583	1419																																																																											
50	105	995	193	1419																																																																											
146	50	182	693	1678	150																																																																										
183	50	511	821	1729	150																																																																										
85	50	823	855	2888	150																																																																										
75	50	983	855	1975																																																																											
315	50	268	385	1935																																																																											
360	50	695	385	2116																																																																											
415	50	258	25	1725																																																																											
90	50	615	25	1950																																																																											
75	50	803	25	2023																																																																											
65	50	988	25	1813																																																																											

Slika 13. Primer priprave podatkov za račun

- dimenzija zidu v smeri x (DX),
- dimenzija zidu v smeri y (DY),
- koordinata x težišča površine zidu (X),
- koordinata y težišča površine zidu (Y),
- efektivna višina zidu (VZ).

Podatki, ki karakterizirajo odpornost zidu, pa so:

- vertikalna napetost v zidu zaradi lastne teže in odločilne koristne obtežbe σ_0 , ki se izračuna posebej (SO);
- strižni modul zidu G (GZ);
- karakteristična strižna trdnost zidu τ_k (TAUKZ);
- mejni faktor duktilnosti (faktor duktilnosti) pri poružitvi d (DUZ).

Če se zid armira, se vstavijo tudi podatki o količini in kvaliteti vložene armature.

Primer priprave vhodnih podatkov je podan v prilogi.

Kot rezultat računa dobimo za vsako od treh definiranih mejnih stanj ter za vsako smer delovanja seizmičnih sil podatke o stanju etaže kot celote kot tudi o stanju posameznih zidov v etaži.

Stanje etaže je v rezultatu podano:

- s strižno reakcijsko silo etaže (strižna sila);
- s pomikom masnega težišča (deformacija);
- s togostjo (togost);
- s strižnim koeficientom (VK);

medtem ko je stanje zidov opisano:

- s prispevkom posameznega zidu k strižni reakcijski sili etaže (H);
- z deformacijo posameznega zidu (D);
- s togostjo posameznega zidu (K);
- z razmerjem dosežene deformacije posameznega zidu proti deformaciji na idealizirani meji elastičnosti — z doseženim faktorjem duktilnosti (FI).

Po želji računalnik izpiše tudi vrednosti etažnega H-δ diagrama, izračunane pri vsakem računskem koraku. Etažni H-δ diagram je podan s strižno reakcijsko silo etaže (HE), pomikom masnega težišča (DCM) in z etažno togostjo (KE).

Primer računalniškega izpisa je podan v prilogi.

Opomba: Podroben opis računalniškega programa kot tudi priložnik za uporabo programa sta zainteresiranim na razpolago na Zavodu za raziskavo materiala in konstrukcij Ljubljana, TOZD Inštitut za konstrukcije Ljubljana, Dimičeva 12.

4. KRITERIJI ZA PREVERJANJE SEIZMIČNE ODPORNOSTI ZIDANIH ZGRADB

4.1. Materialno-tehnične karakteristike zidov

Ker predložena metoda za preverjanje seizmične odpornosti zidanih zgradb temelji na mejnih

stanjih, moramo, če hočemo dobiti realne rezultate, materialno-tehnične karakteristike ugotoviti eksperimentalno za vsako vrsto zidu posebej.

Če rezultatov preiskav nimamo na razpolago, lahko kot informativne privzamemo vrednosti, navedene v tabeli 1, ki so rezultat do sedaj izvršenih preiskav zidov v laboratorijih ZRMK:

Tabela 1. Materialno-tehnične karakteristike zidov

Vrsta zidu	σ_n kp/cm ² (k Pa)	G kp/cm ² (k Pa)	$\frac{D}{G}$	d
Polna opeka (6 × 12 × 14 cm) MO 100, MM 25	1,8 (180)	2.000 (200.000)	6	1,5
Modularni blok (29 × 19 × 19 cm) MO 150, MM 25	1,2 (120)	2.000 (300.000)	6	1,5
Modularni blok (29 × 19 × 19 cm) MO 150, MM 50	1,8 (180)	3.000 (300.000)	6	1,5
Keramziten blok (29 × 19 × 19 cm) MO 75, MM 50	2,7 (270)	5.000 (500.000)	6	1,5
Lomljen kamen v dveh slojih z zasipom v slabi malti	0,2 (20)	600 (60.000)	6	1,5
Isto, injektiran s 100 kg cementa po m ³ zidu	1,0 (100)	1.000 (100.000)	6	1,5

Kadar saniramo zgradbe, moramo večkrat ojačiti le posamezne zidove. To storimo z oblaganjem z armiranobetonskimi oblogami ali vgrajevanjem horizontalne armature v spojnice zidu (pri prezidavanju) oziroma z vgrajevanjem vertikalnih vezi na obeh robovih zidu. Za tako ojačane zidove lahko vrednosti glavnih nateznih napetosti pri poružitvi σ_n , podane v tabeli 1, povečamo (če nimamo na razpolago ustreznih eksperimentalnih podatkov):

— s faktorjem 1,50 v primeru ojačitve zidu z obojestranskima armiranobetonskima oblogama ali s horizontalno armaturo v spojnica zidu;

— s faktorjem 1,25 v primeru ojačitve zidu z vertikalnimi vezmi na obeh robovih zidu.

Pri računu odpornosti zidu, ojačanega z obojestranskima armiranobetonskima oblogama, se upošteva debelina osnovnega zidu, povečana za debelino oblog, medtem ko se pri računu togosti zidu upošteva debelina osnovnega zidu, povečana za štirikratno debelino oblog. Na to moramo paziti pri pripravi vhodnih podatkov za računalnik. Najbolje je, če posebej izračunamo ekvivalentni strižni modul: tako lahko obdržimo enako debelino zidu za račun odpornosti in togosti.

4.2. Parametri seizmičnosti

Predložena računaska metoda nam omogoča, da dokaj realno ocenimo odpornost zgradbe na horizontalno obtežbo, če imamo eksperimentalno ugotovljene materialno-tehnične karakteristike zidov.

Da bi pa lahko ocenili varnost zgradbe pred seizmičnimi obtežbami, moramo seveda te seizmične obtežbe poznati in jih primerjati z dejansko odpornostjo zgradbe.

4.2.1. Zahteve veljavnih predpisov

Veljavni predpisi (Pravilnik o začasnih tehničnih predpisih za grajenje v seizmičnih področjih, Uradni list SFRJ, št. 39/1964) upoštevajo MCS (Mercalli-Cancani-Sieberg) lestvico intenzitete seizmičnosti. Po tej lestvici so vrednosti pospeškov tal za različne stopnje intenzitete seizmičnosti naslednje:

Tabela 2. Pospeški tal po MCS lestvici

VII. stopnja	0,01 — 0,025 g
VIII. stopnja	0,025 — 0,05 g
IX. stopnja	0,05 — 0,10 g

Te vrednosti so služile tudi kot osnova za določitev koeficienta intenzitete seizmičnosti K_C po veljavnih predpisih:

Tabela 3. Koeficient intenzitete seizmičnosti K_C po PTP Gu SP

Stopnja seizmičnosti	VII.	VIII.	IX.
slaba tla	0,03	0,06	0,12
srednja tla	0,025	0,05	0,10
dobra tla	0,02	0,04	0,08

Če upoštevamo način računanja seizmičnih sil:

$$S_{ik} = K_c \beta_i \eta_{ik} Q_k, \quad \dots 17$$

potem bi celotni koeficient seizmičnosti glede na dinamične karakteristike zidanih zgradb znašal:

$$K = K_c \beta \eta = 1,5 K_c. \quad \dots 18$$

Če se seizmična odpornost zgradbe preverja po metodi mejnih stanj, se po zahtevah veljavnih predpisov upošteva faktor varnosti v velikosti $V = 1,33$. Vrednost celotnega strižnega koeficienta (base shear coefficient) kot merilo za intenziteto potresa, ki ga mora zgradba vzdržati, je v posameznih področjih intenzitete seizmičnosti naslednja:

Tabela 4. Vrednost celotnega strižnega koeficienta VK po PTP Gu SP

Stopnja seizmičnosti	VII.	VIII.	IX.
slaba tla	0,06	0,12	0,24
srednja tla	0,05	0,10	0,20
dobra tla	0,04	0,08	0,16

4.2.2. Primerjava zahtev veljavnih predpisov z rezultati izvršenih analiz

Oceno velikosti realnih pričakovanih seizmičnih sil na zidane zgradbe v področjih IX. stopnje intenzitete seizmičnosti so dale analize, ki smo jih na ZRMK izvršili po potresih v Furlaniji 1976. Izvršene računske analize seizmične odpornosti večjega števila kamnitih zgradb različnega števila etaž bodisi v obstoječem bodisi v saniranem stanju, ki so istočasno služile tudi za potrditev predloženih računskih metod, so dale naslednje rezultate, izražene s celotnim strižnim koeficientom, ki povzroči porušitev zgradbe (base shear coefficient):

Tabela 5. Vrednosti VK (BSC) pri poružitvi kamnitih zgradb (v g)

Število etaž	Obstoječe stanje $\tau_k = 0,2 \text{ kp/cm}^2$ (20 k Pa)		Sanirano stanje $\tau_k = 0,8 \text{ kp/cm}^2$ (80 k Pa)	
	Zasnova zgradbe		Zasnova zgradbe	
	dobra	slaba	dobra	slaba
P (pritličje)	0,16	0,12	0,50	0,32
P + 1	0,11	0,08	0,31	0,21
P + 2	0,09	0,07	0,23	0,16

Če pogledamo vrednosti, navedene v tabeli 5, nam postane jasno, da so se kamnite zgradbe v področjih velike intenzitete potresov, kot so bila to področja Gemone, Venzona in Osoppa v Italiji ter Breginja v Sloveniji med potresi v Furlaniji 1976, ravno tako pa tudi zgradbe v področjih starih mestnih centrov v Črnogorskem primorju in nad Skadarskim jezerom med Črnogorskim potresom 1979,

morale rušiti. Na drugi strani pa je iz tabele 5 tudi razvidno, da je mogoče te iste zgradbe z ustreznimi ukrepi sanirati in ojačiti v tolikšni meri, da bodo prestale potres enake intenzitete brez večjih poškodb. To je tudi dokazala sanirana zgradba v Bardu (Lusevera), v epicentralnem področju potresov v Furlaniji, ki je bila težko poškodovana v majskem potresu, sanirana v avgustu pa je med septembrskimi potresi ostala nepoškodovana.

Izvršene primerjalne študije so pokazale zelo dobro ujemanje izračunanih strižnih koeficientov VK, ki zaradi dinamičnih karakteristik analiziranih zgradb lahko predstavljajo tudi vrednosti tako imenovanih efektivnih pospeškov tal, z vrednostmi pospeškov tal, ki jih za diapazon period od 0,1 do 0,5 s daje MSK-64 (Medvedev-Sponheuer-Karnik) lestvica. V odvisnosti od intenzitete seizmičnosti so te vrednosti enake:

Tabela 6. Pospeški tal po MSK-64 lestvici

VII. stopnja	0,05—0,10 g
VIII. stopnja	0,10—0,20 g
IX. stopnja	0,20—0,40 g

Če primerjamo vrednosti pospeškov tal, ki jih podajata MCS in MSK-64 lestvici za različne stopnje intenzitete seizmičnosti (tabeli 2 in 6), lahko ugotovimo, da so vrednosti po MCS lestvici okoli štirikrat manjše od dejansko nastopajočih.

Razlika je manjša, če z dejanskimi pospeški tal primerjamo projektne vrednosti celotnih strižnih koeficientov VK po veljavnih predpisih (tabela 4), toda še vedno so lahko seizmične sile, izračunane s temi koeficienti, tudi do dvakrat premajhne. Preverjanje seizmične odpornosti zidanih zgradb po zahtevah veljavnih predpisov torej ne bo dalo realne slike o njihovem obnašanju med potresi.

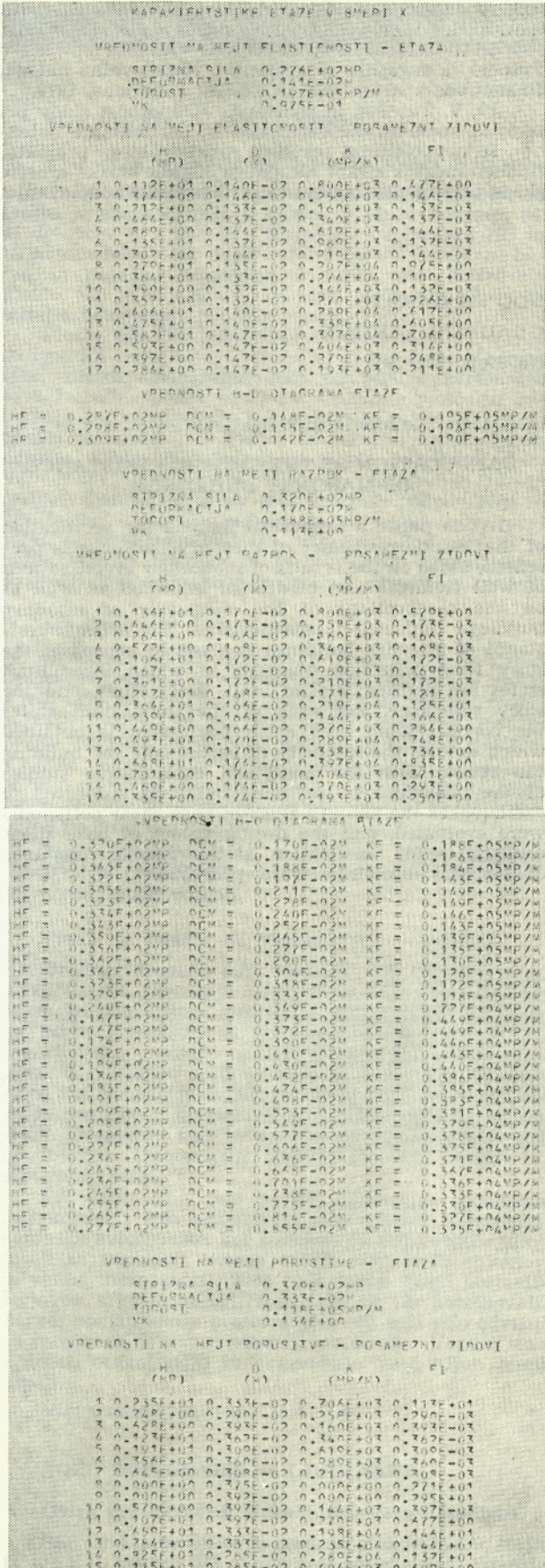
4.2.3. Priporočila za preverjanje seizmične odpornosti zidanih zgradb

Na podlagi analiz, ki smo jih izvršili na ZRMK, so bile v predlogu novega Pravilnika o tehničnih normativih za grajenje v seizmičnih področjih in v Pravilniku za sanacijo objektov poškodovanih po potresu v SR Črni gori osvojene realnejše vrednosti koeficientov za določitev seizmične obtežbe, ki deluje na zidane zgradbe.

Predlog novih predpisov sicer še vedno uporablja MCS lestvico kot osnovo za opis intenzitete seizmičnosti in ustrezno tej lestvici predpisuje tudi vrednosti koeficientov intenzitete seizmičnosti. Toda z množenjem osnovnega koeficienta intenzitete seizmičnosti s faktorjem varnosti in z različnimi koeficienti, katerih vrednosti so bile ugotovljene z računskimi analizami obnašanja zidanih zgradb med potresi in laboratorijskimi preiskavami, se dobe realne vrednosti projektnega strižnega koeficienta.

Celotni koeficient seizmičnosti je v predlogu novih predpisov dan s produktom:

$$K = K_s K_d K_p \quad \dots 19$$



kjer je

K_s — koeficient intenzitete seizmičnosti, ki znaša:

za VII. stopnjo	0,025
za VIII. stopnjo	0,05
za IX. stopnjo	0,10

K_d — koeficient dinamičnosti, ki za zidane zgradbe praktično v vseh primerih znaša, ne glede na vrsto tal, $K_d = 1,0$;

K_p — koeficient duktilnosti in dušenja, ki glede na konstruktivne sisteme zidanih zgradb, ki jih razlikuje predlog novih predpisov, znaša:

za zgradbe iz armiranega zidovja	1,3
za zgradbe z ustrezno razporejenimi vertikalnimi vezmi	1,6
za običajne zidane zgradbe	2,0

Upoštevajoč faktor varnosti v velikosti $V = 1,5$, znašajo projektne vrednosti celotnega strižnega koeficienta VK po predlogu novih predpisov za zidane zgradbe:

Tabela 7. Vrednosti celotnega strižnega koeficienta VK za zidane zgradbe po predlogu novih predpisov

Stopnja seizmičnosti	VII.	VIII.	IX.
armirano zidovje	0,05	0,10	0,20
zidovje z vertikalnimi vezmi	0,06	0,12	0,24
običajno zidovje	0,075	0,15	0,30

Zgoraj navedene vrednosti so pa že zelo blizu vrednostim, ki jih navaja MSK-64 lestvica, in vrednostim, ki smo jih dobili z analizami obnašanja zidanih zgradb med potresi.

Preverjanje seizmične odpornosti zidanih zgradb po zahtevah predloga novih predpisov bo torej dalo realnejšo sliko o obnašanju zidanih zgradb med potresi pričakovane intenzitete.

LITERATURA:

1. V. Turnšek, F. Čačovič: "Some Experimental Results on the Strengton of Brick Masonry Walls", Sibmac Proceedings, London, 1971.
2. V. Turnšek, M. Tomažević: "Masonry Research", Symposium on Cooperative Earthquake Engineering Research, Dubrovnik, 1977.
3. V. Turnšek, S. Terčelj, M. Tomažević: »Proračunavanje zidanih zgrad na smičuču otpornost«, Naše gradjevinarstvo 6-32, Beograd, 1978.
4. P. Sheppard, S. Terčelj, V. Turnšek: "Flexural Resistance of Masonry Walls to Combined Horizontal and Vertical Loads", Proceedings of the 6th ECEE, Cavtat, 1978.
5. V. Turnšek, S. Terčelj, P. Sheppard, M. Tomažević: "The Seismic Resistance of Stone-Masonry Walls and Buildings", Proceedings of the 6th ECEE, Cavtat 1978.

Slika 14. Del računalniškega izpisa

6. M. Tomažević, V. Turnšek: »Esperienze su mure portanti in zona sismica«, Costruire 7, Roma, 1979.

7. M. Tomažević, V. Turnšek: "Adequate Technical Solutions Can Be Found to Handle the Problems of Seismic Resistance of Stone-Masonry Buildings", Congress of CO. P. I. S. E. E. Bukarešta, 1978.

8. M. Tomažević: "Seismic Resistance of Masonry Buildings", Proceedings of the: Conferenza internazio-

nale di esperti sulla difesa delle societa dalle calamita naturali nel bacino del Mediterraneo, San Marino, 1979.

9. M. Tomažević in sodelavci: »Analiza potresa v Posočju in sugestije za grajenje«, raziskovalna naloga, financirana s strani RSS in ZRMK, Ljubljana, 1979.

10. V. Turnšek in sodelavci: »Odpornost zidov pri pogojih kombinirane vertikalne in horizontalne obtežbe«, še nepublicirani rezultati raziskovalnega projekta, financiranega s strani Skupnega jugoslovansko-ameriškega odbora za znanstveno in tehnološko sodelovanje.

UDK 699.841:620.17

GRADBENI VESTNIK, Ljubljana 1980 (29)

št. 9 str. 182—194

mag. Miha Tomažević, dipl. inž. grad.

RAČUN SEIZMIČNE ODPORNOSTI ZIDANIH ZGRADB

V članku je opisana računsko metoda za preverjanje seizmične odpornosti zidanih zgradb, osnovana tako na laboratorijskih preiskavah zidnih elementov in modelov zgradb kakor tudi na ugotovitvah o obnašanju zidanih zgradb pod vplivom potresnih obtežb. Odpornost zgradbe je podana z etažnim H- δ diagramom, na katerem so definirana tri mejna stanja: stanje na meji elastičnosti, stanje na meji razpok ter odpornost etaže. Vsakemu od definiranih mejnih stanj ustreza celotni strižni koeficient kot merilo intenzitete potresa, ki ga zgradba lahko prenese. S študijami obnašanja zidanih zgradb med potresi so bile ocenjene vrednosti dejanskih strižnih koeficientov ter predlagane vrednosti projektnih strižnih koeficientov, s katerimi se preverja seizmična odpornost zidanih zgradb v predlogu novih predpisov za gradnjo v seizmičnih področjih.

UDC 699.841:620.17

GRADBENI VESTNIK, Ljubljana 1980 (29)

No. 9 pp. 182—194

mag. Miha Tomažević, dipl. inž. grad.

CALCULATION OF THE SEISMIC RESISTANCE OF MASONRY BUILDINGS

In the paper a numerical method for verification of the seismic resistance of masonry buildings is presented, based on the results of laboratory investigations of wall elements and models of buildings as well as on the observations of the behaviour of masonry buildings subjected to earthquakes. The seismic resistance of masonry buildings is given by means of the story force-deflection diagram, in which three limit states are defined: elastic limit, crack limit, and the story resistance. For each of the three limit states the corresponding base shear coefficient is obtained which defines the intensity of earthquake the building can resist. With the analytical comparative studies of the behaviour of masonry buildings subjected to earthquakes the actual values of base shear coefficients were evaluated, and the design values of base shear coefficients for verification of the seismic resistance of masonry buildings were proposed.

IZ NAŠIH KOLEKTIVOV

SGP PIONIR — NOVO MESTO

V 12 urah zabetonirana betonska plošča velikanka

Na gradbišču v tovarni zdravil KRKA v Novem mestu je potekalo delo v okviru gradnje Program 64. 41 delavcev je s pomočjo žerjavista na žerjavu HC in 12 avtometalcev ter dveh avtomobilskih črpalk za beton in posadke betonarne v Gotni vasi betoniralo ploščo. Šlo je za največjo od vseh plošč, kar jih je do sedaj zabetoniranih pri SGP Pionir.

Plošča meri 70 × 36 metrov, torej 2365 m². Vanjo so vgradili okoli 800 m³ betona in 95 ton železne armature, zaradi zmanjšanja teže pa 5400 m kartonskih cevi. Debelina plošče je 33 cm. Opaženje plošče in polaganje armature je bilo zelo zahtevno, saj je bilo treba v njej namestiti 1200 večjih in manjših instalacijskih odprtin. Etaža, na kateri sloni plošča, je visoka 4,5 m. Ves opaz je iz bosank. Razponi nosilcev so 12–15 metrov. Porabili so blizu 4500 železnih podpor. Ker so bili dostopi k plošči utesnjeni, je bilo treba vse vnaprej še toliko bolj premisliti ter pripraviti. Z delom, ki je potekalo brez zastojev in je bilo dobro organizirano, so začeli ob 6. uri zjutraj in ga ob 6. uri zvečer končali.

449 stanovanj v Podbrežnici

Gradbišče TOZD Zagreb v Podbrežnici v Veliki Gorici pri Zagrebu je v resnici veliko. Gradnja je stekla v letu 1978, letos do konca julija pa bodo predani zadnji objekti. Skupaj je zgrajenih 449 stanovanj, otroški vrtec, trgovina, zaklonska, garaže in plinska postaja.

Kot posebnost je treba omeniti centralno kurjavo na plin za vsako stanovanje, saj je v prihodnosti predvidena priključitev soseske na plinovod, ki bo napeljan mimo Podbrežnice.

Vseh 449 stanovanj s skupno površino okoli 30.000 m² je razvrščenih v 15 stanovanjskih blokih in v 227 vrstnih hišah v nizih.

Pionir in Gradis na Toplarni II v Ljubljani

Gradnja drugega dela Toplarne II v Ljubljani se je začela 10. februarja letos. V tem primeru gre za dejansko sodelovanje med PIONIRJEM in GRADISOM na istem gradbišču, za sodelovanje pri isti naložbi. Investicijska vrednost celotne gradnje znaša 340 milijonov din. Nosilec posla je SGP PIONIR. GRADIS nastopa kot kooperant in se nanj prenašajo vse obveznosti iz pogodbe z investitorjem za tiste objekte, ki jih gradi. Dogovorili smo se namreč za fizično delitev del po objektih. Izgotovljene objekte moramo predati 15. septembra letos.

Pri delih smo zelo veliko uporabljali gradbeno mehanizacijo. Vse betoniranje smo opravili s pomočjo betonske avtočrpalke, ker žerjavov ni bilo mogoče uporabiti za transport betona zaradi obstoječih objektov in velike utesnjenosti. Zato tudi nismo mogli postaviti žerjavov takšnih zmogljivosti, kot bi jih potrebovali. Zaradi pomanjkanja prostora smo bili tudi zelo odvisni od sprotnega dovoza gradbenih materialov. Vendar smo z dobro organizacijo in zavzetostjo vseh kljub temu uspeli.

Vir: glasilo Pionir, št. 5 in št. 7/80

SOZD ZGP GIPOSS — LJUBLJANA

Ovire pri izgradnji soseske ŠS-8/2 v Ljubljani

SSS Ljubljana Šiška je gradnjo blokov B-8, 9, 10 in 11 ter S-2, skupaj 638 stanovanj, poverila kot gradnjo

za trg SOZD ZGP GIPOSS. Dela izvajajo: Ingrad, Obnova, Pionir in Slovenija ceste-Tehnika.

Navzlic dolgotrajnemu sporazumevanju in sklepanju pogodb so bila pripravljena dela izvršena. Nadaljnji potek izvajanja del je zaradi 12-nadstropnih objektov in utemeljenega dvoma o nosilnosti tal zahteval ponovno geološko preiskavo, ki je pokazala bistveno drugačne rezultate kot prvotno poročilo. Pogojevali so namreč izdelavo načrta sanacije zemljišča. Ta predvideva tri metre debelo komprimirano tamponsko blazino pod temeljno ploščo, za kar je bilo potrebno dodatno gradbeno dovoljenje.

Pri izvajanju zemeljskih del je talna in meteorna voda zalivala gradbene jame, deponija izkopanega materiala v Podutiku je bila ogromen nezadržan plaz, ki je ogrožal zasutje cest in okolico deponije, izredno pojačan promet pa je povzročil nadaljnje probleme, ki smo jih rešili s hitrimi intervencijami in dodatnimi deli. Izkopi in tamponi so bili izvršeni dokaj hitro ter kvalitetno. Zelo razveseljivo bi bilo, če bi z enako vneto potekalo tudi podpisovanje samoupravnih sporazumov in pogodb za to sosesko. Zadrževanje pri sklepanju le-teh že ovira poslovanje vseh, kjer enostavno za izvršena dela ni investitorja niti denarja. Vendar bi se to lahko dokaj hitro uredilo. S podpisom pogodbe (aneksa) za izgradnjo soseske bi imeli investitorja, delovne organizacije pa bi imele plačano realizacijo.

Velikost objektov in priprava zemljišča sta pogojevala, da v tej fazi vsaka izvajalka prevzame gradnjo polovice objekta. Po načrtu naj bi gradnja potekala nepretrgano za vso sosesko, vendar so za bloka B-13 in B-14 še nerešena komunalna vprašanja. Prej bo treba zgraditi še nekatere nadomestne objekte v vrednosti prek 10 milijonov dinarjev.

Poseben problem je potrditev izhodiščne cene stanovanj za prve objekte, kajti stroški sanacijskih del bistveno vplivajo na ceno. Ta je pa že brez sanacij precej visoka, ker je v ceno vključen tudi pokrit parkirni prostor in dokaj bogata komunalna oprema.

Po operativnem načrtu bo gradnja soseske trajala več let in bodo zadnja stanovanja vseljena še v letu 1983.

Pitna voda za Ljubljano

Delavci DO SGP Slovenija ceste-Tehnika smo za investitorja IPK, TOZD Mestni vodovod, sredi februarja letos začeli graditi črpalnice. Lokacija gradbišča je pod Krimom, med vasema Brest in Vrbljenje.

Namen te gradnje je zajeti vodo zgornjega vodnosnika Iškega vršaja z vrsto vrtalnih črpalnih vodnjakov globine 28 m. V prvi fazi bo za črpanje vode usposobljenih 11 vodnjakov, v medsebojni razdalji 100 m. Ti bodo združeni v enovito črpalnice s povezovalnim cevovodom. Zahodni in vzhodni trak povezovalnega cevovoda se bosta združila pred prehodom skozi tehnično upravno poslopje, od tod naprej pa teče tranzitni cevovod proti Ljubljani in Škofljici.

Naša delovna organizacija je izvajalec gradbenih, obrtniških in instalacijskih del. Projekte so za posamezne faze izdelali različni projektanti (Mestni vodovod, IMP). Po pogodbi smo prevzeli izdelavo ceste nad povezovalnimi vodnjaki, izgradnjo centralnega objekta, jaškov nad vodnjaki, ograjo ter ostala spremljajoča dela.

Izdelavo piezometričnih vrtin, eksploatacijskih vodnjakov ter izvedbo črpalnih poskusov je prevzel Geološki zavod.

Vir: GIPOSSOV VESTNIK št. 2/80

SGP SLOVENIJA CESTE-TEHNIKA — LJUBLJANA

V Zagrebu gradimo za Rade Končar

Ob proizvodni hali TOZD Transformatorji na Jan-komirskih livadah gradimo dvorano za industrijsko elektroniko. Novi objekt bo brez zunanje ureditve stal 80 milijonov dinarjev. Dolg bo 150, širok pa 50 metrov, višina uporabnega prostora bo 8 metrov. V objektu bodo proizvodni prostori, nekaj obratnih pisarn, trafo postaja, garderobe in sanitarije. Projektiral ga je projektivni biro Tehnike. Montažne elemente izdeluje naš TOZD IBI. Hala je iz dveh traktov (B in C). Name-ravajo pa zgraditi še A, D, E in F, torej še dve enaki hali. Pogovori potekajo še za druge objekte: restavracijo, zaklonišče, vratarnico in potrebno infrastrukturo za te objekte.

Objekt mora biti zgrajen do konca tega leta.

Gradbišče Litostroj — montažna hala je visoka 17,65 m

Halo PPO (Proizvodnja preoblikovalne opreme) gradimo za investitorja Titovi zavodi Litostroj. Arhi-tektonske projekte je izdelal projektivni biro Arching iz Ljubljane. Vrednost gradbeno-obrtniških del bo 160 milijonov dinarjev. Z gradnjo smo pričeli julija lani, končana pa mora biti letos do 31. oktobra. Tloris same hale je 7000 m² in aneks 2400 m². Hala je visoka 17,65 metra (to je najvišja montažna hala, ki jih gradimo). Vsa konstrukcija je montažna. Stebri so sestavljeni iz dveh delov. Samo spodnji del stebra tehta 18 ton. Žer-javne proge za mostna dvigala z nosilnostjo 60 ton so težke 25 ton. Stebri in žerjavne proge so bili izdelani na gradbišču, ostali montažni elementi pa v beton-skem obratu v Črnučah. Pri montaži smo uporabljali avtodvigalo do 100 ton nosilnosti.

Poleg hale gradimo aneks ki je tudi montažni objekt. Stropne konstrukcije so iz montažnih ponev z razponom 16 m. Montažni so tudi fasadni elementi. Prizidek bo imel klet z zakloniščem in regalnim skladiščem prtiličje s trafo postajo in delavnicami v 1. in 2. nadstropju pa bodo upravni prostori.

Vir: SCT GLAS KOLEKTIVA št. 4 in št. 6

SGP PRIMORJE — AJDOVŠČINA

Razvijamo nov sistem gradnje »PMS« — prosti montažni sistem

Decembra lani smo podpisali samoupravni spora-zum s TOZD Goriških opekarn, SGP Gorice, SGP Kra-škega zidarja in Projekt, Nova Gorica o skupnem razvijanju sistema opečne montažne gradnje.

Izhodišče PMS je v domačih surovinah, v uporabi opečnih izdelkov zaradi ekonomskih in zdravstvenih razlogov.

Zaščitni fasadni del zidu je izveden iz kvalitetne fasadne opeke. Nosilni del zidu sestavljajo opečni votlaki, med seboj povezanimi z lahкими betoni. Med obema zidoma je ustrezni termoizolacijski sloj. PMS je namenjen za gradnjo stanovanj, delno pa tudi za gradnjo industrijskih objektov.

Osnova PMS so panelni opečni zidovi oblike »L«, kar omogoča neposredno montažo brez predhodnega opranja na objektu. Stropne plosče so izdelane iz opečnih polnil (monta) ter prednapetega betona. Široke so 2,10 m ter poljubnih dolžin — 4,80, 6,30 in 8,40 m. Veliki razponi plošč dopuščajo stanovalcu prosto obli-kovanje prostorov s predelnimi stenami. Elemente PMS lahko uporabljamo tudi v sistemu litih betonov, v ske-letnem sistemu itd.

Z izgradnjo stanovanj po PMS dosežemo visoko stopnjo finalizacije, zmanjšamo porabo časa na grad-

bišču, pri tem pa ohranimo kakovostne in zdrave bi-valne prostore. Nudi nam tudi elegantno oblikovanje fasad, ki so v naši usmerjeni stanovanjski gradnji problematične. Proizvodnja elementov za naprej (na zalogo) pa omogoča hitro uresničitve želja na tržišču.

Vir: glasilo Primorje (junij 1980)

SGP GORICA — NOVA GORICA

Razstava »Stanovati bolje«

Ob javni razpravi zazidalnih načrtov v Novi Go-rici je bila v salonu Meblo razstava pod geslom »Sta-novati bolje«. Namen razstave je bil seznaniti občane in pričakovalce stanovanj s sistemom odprte gradnje SLOG, ki smo ga razvili v SGP GORICA. To je kon-strukcijski sistem, ki odpravlja vse stene znotraj ene stanovanjske enote ter omogoča uporabniku, da si stanovanje spreminja in opremlja skladno s potre-bami. Želje po fleksibilnih stanovanjskih zasnovah so prisotne v vsem jugoslovanskem gradbeništvu, vendar se danes lahko neskomno pohvalimo, da tako daleč ni prišel nihče, kar je jasno pokazala prav razstava.

Poleg SGP GORICA in MEBLA, ki je prototipno stanovanje opremilo, so s svojimi izdelki sodelovali tudi LIPA Ajdovščina — kuhinja, KLI Logatec — z okni, KERAMIX Volčja draga s keramičnimi ploščicami in IMGRAD Ljutomer z lahkimi predelnimi stenami za sanitarne prostore.

Razstavo si je ogledalo okrog 10.000 ljudi, med njimi veliko arhitektov, gradbenikov in strokovnjakov iz sa-moupravnih stanovanjskih skupnosti. SSS občine Nova Gorica je organizirala okroglo mizo, na kateri so bila med drugimi sprejeta tudi naslednja stališča:

— Prikazane dosežke bi morala prevzeti vsa slo-venska operativa.

— Sistem naj se vključi v srednjeročni načrt SR Slovenije za 1981—1985 za stanovanjsko gradnjo.

— Pozdravlja in podpira se edinstveni primer so-delovanja gradbincev in proizvajalcev elemenov za vgrajevanje. Strokovnjaki SGP GORICA in MEBLO naj se vključijo v pripravo novega zakona o financira-nju stanovanjske gradnje.

SGP GORICA je treba pomagati, da bo lahko idejo spravila v življenje.

Nova industrijska cona na Lijaku

VIZA je začasno ime vzhodne industrijske cone med izvirom Lijaka in Volčjo drago. Območje je redko naseljeno, zemlja je slabše kakovosti, leži pa ob glav-nih prometnih žilah, ki vodijo od meje v notranjost Slovenije in Jugoslavije.

Načrtovalci prostorskega načrta občine Nova Go-rica so kot najprimernejšo izbrali prav navedeno cono. Nato se je začel hiter postopek za uresničitve te zamisli, kajti rešitve nekaterih problemov so zelo nujne. Miš-ljena je predvsem železniška proga Volčja draga—Kromberk, lokacija toplarne oziroma kombinacije s ter-moelektrarno, prostorski problemi nekaterih tovarn itd.

Ko so samoupravni organi železniškega gospodar-stva izrazili soglasje s predlogom, je bil naročen geo-detski posnetek terena in dogovorjeno je bilo, da se začne projektirati. Naša delovna organizacija je pristo-pila k samoupravnemu sporazumu. To je poslovna poteza, ki predstavlja dolgoročno pripravo in opremlja-nje zemljišč, na katerih bodo zrasli industrijski objekti. Še posebej je to pomembno za nas, ker nameravamo razširiti proizvodnjo betonskih polizdelkov in smo zato zainteresirani za primeren prostor. Urejanje ko-munalne površine pa je tudi osnovni pogoj za nepre-trgano gradnjo.

Vir: Vestnik, št. 2/80

Preiskave in uporaba jeseniške žlindre v gradbeništvu

(Tretje nadaljevanje)

8. DODATNE PREISKAVE ZA ŽELEZNICO

Preiskava frakcije 31,5 m/m—65 m/m

8.1. Sejalna analiza

Sita v mm	Vzorec	
	»SM«	»EL«
63	90,4	85,7
50	58,4	53,5
35	6,4	6,3

8.2. Prostorninska teža v kg/m³

— v rahlo nasutem stanju	1720	1540
— v težko zbitem stanju	1955	1770

8.3. Oblika zrn

vzorec »SM« 161 kom/10 l

vzorec »EL« 162 kom/10 l

8.4. Udarna trdnost po predpisih JŽS za frakcijo drobljenca 40/50 mm

Vzorec	»SM«	»EL«
1. preizkus: Du =	0,891	1,076
2. preizkus: Du =	0,879	1,028
3. preizkus: Du =	0,899	1,169
Povprečna drobljivost	0,89	1,09

8.5. Mnenje za železnico po zahtevah JŽS:

Obe vrsti žlindre »SM« in »EL« ustrezata po JŽS-standardu zahtevam kamna za pripravo tolčenca za železnico, razen v granulaciji, kar je možno regulirati pri drobljenju.

9. Dodatne mehanske preiskave agregata za betone in preiskave laboratorijskih betonov

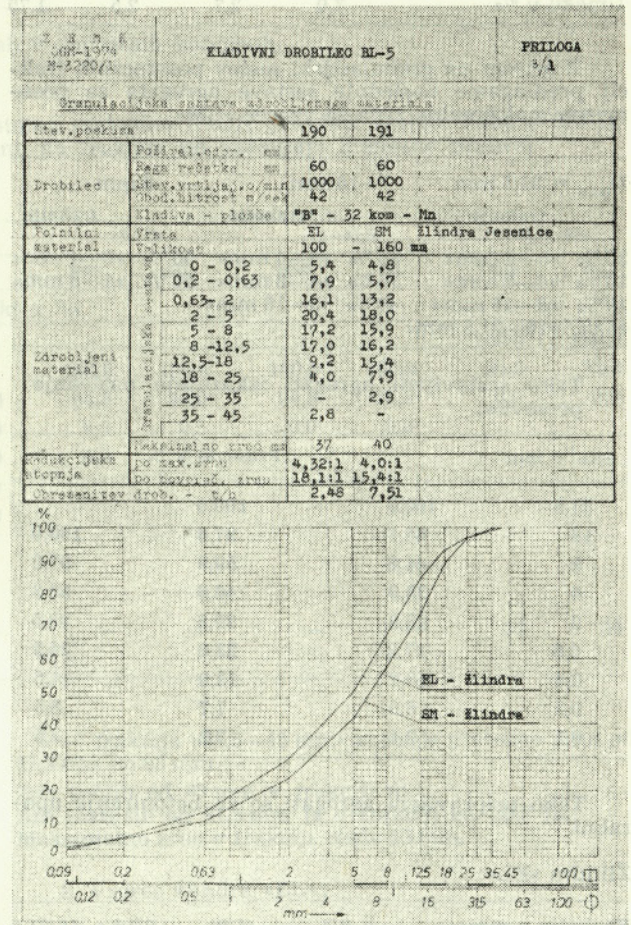
Drobljenec je bil separiran na frakcije 0/4 mm, 4/8 mm, 8/16 mm in 16/31,5 mm.

9.1. Osnovne mehanske preiskave agregata za betone

Preiskave so dale naslednje rezultate:

Žlindra »SM«

Frakcije: v mm:	0/4	4/8	8/16	16/31,5
Prostorninska težav kg/m ³ :				
v rahlo nasutem stanju	1850	1680	1630	1600
v trdo zbitem stanju	2280	2040	1970	1850



Priloga 1. Granulacijska sestava zdrobljenega materiala

Frakcije v mm: 0/4 4/8 8/16 16/31,5

Delci pod 0,09 mm: 6,0 % 0,0 % 0,0 % 0,0 %

Humoznost:

Po Abrams-Harderjevi kalorimetrični metodi je ostala 3 % raztopina NaOH po 24 urah:

frakcije v mm: 0/4 brezbarvna

4/8 brezbarvna

8/16 —

16/31,5 —

Zrnavost:

Sita v mm	presevki v %	Frakcije v mm			
		0/4	4/8	8/16	16/31,5
31,5				100,0	100,0
16			100,0	94,0	24,5
8		100,0	94,0	2,0	0,0
4		97,0	19,5	0,0	
2		66,0	1,0		
0,8		49,0	0,0		
0,4		29,0			
0,2		17,0			
0,1		7,0			

Diagram zrnivosti frakcij SM žindre

Absorpcija vode v %	0/4	Frakcije v mm		
		4/8	8/16	16/31,5
	—	0,89	0,75	0,65
Vodovpojnost po Umeku v %	7,0	2,7	2,5	1,75

Z ozirom na granulacijski sestav posameznih frakcij predlagamo naslednje sestave agregata za posamezna maksimalna zrna za vzorec »SM«

$D_{max} = 31,5$ mm	16 mm	8 mm
frakcije	frakcije	frakcije
35 %/o »0—4 mm«	45 %/o »0—4 mm«	50 %/o »0—4 mm«
10 %/o »4—8 mm«	15 %/o »4—8 mm«	50 %/o »4—8 mm«
10 %/o »8—16 mm«	40 %/o »8—16 mm«	
45 %/o »16—31,5 mm«		

Tako sestavljeni agregati izkazujejo naslednje presevke:

Sita v mm	Presevki v %		
31,5	100,0	100,0	
16	65,1	97,6	100,0
8	44,6	59,9	97,0
4	35,9	46,6	58,3
2	23,2	29,8	33,5
0,8	17,2	22,0	24,5
0,4	10,2	13,0	14,5
0,2	6,0	7,7	8,5
0,1	2,4	3,2	3,5

Tako pripravljene agregati so za betoniranje uporabni.

Žindra »EL«:

Frakcije v mm:	0/4	4/8	8/16	16/31,5
Prostorninska teža v kg/cm ³				
v rahlo nasutem stanju:	1870	1660	1620	1590
v trdo zbitem stanju:	2300	2010	1950	1940
Delci pod 0,09 mm	6,5 %/o	0,0 %/o	0,0 %/o	0,0 %/o

Humoznost:

Po Abrams-Harderjevi kolometrični metodi je ostala 3 %/o raztopina NaOH po 24 urah:

brezbarvna	brezbarvna	—	—
------------	------------	---	---

Zrnavost:

Sita v mm	Presevki v %	Frakcije v mm			
		0/4	4/8	8/16	16/31,5
31,5				100,0	100,0
16			100,0	98,0	25,8
8		100,0	93,0	0,5	0,0
4		99,0	20,0	0,0	
2		72,0	2,0		
0,8		54,0	0,0		
0,4		35,0			
0,2		19,0			
0,1		7,0			

Absorpcija vode v %/o

Vodovpojnost po Umeku v %/o

Z ozirom na granulometrijski sestav posameznih frakcij predlagamo naslednje sestave agregatov za posamezna maksimalna zrna za vzorec »EL«:

$D_{max} = 31,5$ mm	16 mm	8 mm
frakcije	frakcije	frakcije
35 %/o »0—4 mm«	45 %/o »0—4 mm«	50 %/o »0—4 mm«
10 %/o »4—8 mm«	15 %/o »4—8 mm«	50 %/o »4—8 mm«
10 %/o »8—16 mm«	40 %/o »8—16 mm«	
45 %/o »16—31,5 mm«		

Tako sestavljeni agregati izkazujejo naslednje presevke:

Sita v mm	Presevki v %		
31,5	100,0	100,0	
16	66,4	99,2	100,0
8	44,3	59,1	96,5
4	36,6	47,6	59,5
2	25,4	32,7	37,0
0,8	18,9	24,3	27,0
0,4	12,2	15,7	17,5
0,2	6,7	8,6	9,3
0,1	2,5	3,2	3,5

Tako sestavljeni agregati so za betoniranje uporabni.

9.2. Preiskave laboratorijskih betonov:

Mehanski oddelek za nekovine je preiskal dva vzorca (10 frakcij) separirane jeklarske žindre iz Jesenic in zabetoniral iz vsakega vzorca žindre po 6 laboratorijskih betonov (12 serij).

Vzorca jeklarske žindre sta bila drobljena in separirana na ZRMK in to:

1. Vzorec označbe SM frakcije:

»0—4«
»4—8«
»8—16«
»16—31,5« in
»31,5—45«.

2. Vzorec označbe EL frakcije:

»0—4«
»4—8«
»8—16«
»16—31,5« in
»31,5—45«.

Iz vsakega vzorca žindre smo zabetonirali po 6 kock lab. betona z dozama cementa 300 in 350 kg na 1 m³ gotovega betona in to za tri maksimalna zrna agregata v naslednjih sestavah frakcij:

Za maksimalno zrno:

$D_{max} = 31,5$ mm	16 mm	8 mm
frakcije	frakcije	frakcije
35 %/o »0—4«	45 %/o »0—4«	50 %/o »0—4«
10 %/o »4—8«	15 %/o »4—8«	50 %/o »4—8«
10 %/o »8—16«	40 %/o »8—16«	
45 %/o »16—31,5«		

Preiskava je dala naslednje rezultate

Preiskava separiranih frakcij jeklarske žindre

Frakcije	»0—4«		»4—8«		»8—16		»16—31,5«		»31,5—45«		
	SM	EL	SM	EL	SM	EL	SM	EL	SM	EL	
1. Prostor. teža v kg/m^3											
— v rahlo nasutem stanju:	1850	1870	1680	1660	1630	1620	1610	1590	1600	1570	
— v trdo zbitem stanju:	2280	2300	2040	2010	1970	1950	1960	1940	1850	1830	
2. Fini delci pod 0,09 mm v %/o	6,0	6,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	

Fin delci pod 0,09 mm so pri vseh preiskanih frakcijah v dopustnih količinah.

3. Humoznost

Po Abrams-Harderjevi kolometrični metodi je ostala 3-odstotna raztopina NaOH pri obeh vzorcih žindre SM in EL pri frakcijah »0—4« in »4—8« brezbarvna, kar pomeni, da frakcije ne vsebujejo humozne primesi.

4. Zrnavost

Frakcije	»0—4«		»4—8«		»8—16		»16—31,5«		»31,5—45«	
	SM	EL	SM	EL	SM	EL	SM	EL	SM	EL
žindra										
sita v mm	presevki v %/o									
63									100,0	100,0
31,5					100,0	100,0	100,0	100,0	30,2	32,8
16			100,0	100,0	94,0	98,0	24,5	25,8	0,0	0,0
8	100,0	100,0	94,0	93,0	2,0	0,5	0,0	0,0		
4	97,0	99,0	19,5	20,0	0,0	0,0				
2	66,0	72,0	1,0	2,0						
0,8	49,0	54,0	0,0	0,0						
0,4	29,0	35,0								
0,2	17,0	19,0								
0,1	7,0	7,0								
maksimalno zrno v mm	—	—	—	—	—	—	—	—	52	54

Ocena zrnivosti frakcij:

1. Vzorec žindre »SM«:

— frakcija »0—4« vsebuje pretežno zrna do 4 mm. Zrn večjih od 4 mm je v frakciji ca. 3 %/o. Maksimalno zrno v frakciji je pod 8 mm.

— frakcija »4—8« vsebuje pretežno zrna od 4—8 milimetrov.

Zrn večjih od 8 mm je v frakciji ca. 6 %/o. Zrn manjših od 4 mm je v frakciji ca. 19,5 %/o. Maksimalno zrno v frakciji je pod 16 mm.

— frakcija »8—16« vsebuje pretežno zrna od 8 do 16 mm.

Zrn večjih od 16 mm je v frakciji ca. 6 %/o. Zrn manjših od 8 mm je v frakciji ca. 2 %/o. Maksimalno zrno v frakciji je pod 31,5 mm.

— frakcija »16—31,5 mm« vsebuje pretežno zrna od 31,5 mm do 63 mm.

Zrn večjih od 31,5 mm v frakciji ni. Zrn manjših od 16 mm je v frakciji ca. 24,5 %/o. Maksimalno zrno v frakciji je pod 31,5 mm.

Za betoniranje se je uporabil cement Anhovo PC 25 z 450.

Doziranje cementa, agregata in vode je bilo utežno.

Mešanje betona je bilo ročno.

Vgrajevanje betona je bilo z vibracijsko iglo Wacker.

Konsistenca betona je bila plastična.

— frakcija »31,5—45 mm« vsebuje pretežno zrna od 31,5 mm do 63 mm.—

Zrn večjih od 63 mm v frakciji ni. Zrn manjših od 31,5 mm je v frakciji ca. 30,2 %/o. Maksimalno zrno v frakciji znaša 52 mm.

2. Vzorec žindre »EL«:

— frakcija »0—4 mm« vsebuje pretežno zrna do 4 mm.

Zrn večjih od 4 mm je v frakciji 1 %/o. Maksimalno zrno v frakciji je pod 8 mm.

— frakcija »4—8 mm« vsebuje pretežno zrna od 4—8 mm.

Zrn večjih od 8 mm je v frakciji ca. 7 %/o. Zrn manjših od 4 mm je v frakciji ca. 20 %/o. Maksimalno zrno v frakciji je pod 16 mm.

— frakcija »8—16 mm« vsebuje pretežno zrna od 8 do 16 mm.

Zrn večjih od 16 mm je v frakciji ca. 2 %/o. Zrn manjših od 8 mm je v frakciji ca. 0,5 %/o. Maksimalno zrno v frakciji je pod 31,5 mm.

— frakcija »16—31,5 mm« vsebuje pretežno zrna od 16 do 31,5 mm.

Zrn večjih od 31,5 mm v frakciji ni.

Zrn manjših od 16 mm je v frakciji ca. 25,8 %.

Maksimalno zrno v frakciji je pod 31,5 mm.

— frakcija »31,5—45 mm« vsebuje pretežno zrna od 31,5 do 63 mm.

Zrn večjih od 63 mm v frakciji ni.

Zrn manjših od 31,6 mm je v frakciji ca. 32,8 %.

Maksimalno zrno v frakciji znaša 54 mm.

Na podlagi zrnivosti posameznih frakcij smo za betoniranje za maksimalna zrna agregata 31,5, 16 in 8 mm izbrali naslednje sestave frakcij v utežnih %:

Zlindra	SM			EL		
	31,5 mm	16 mm	8 mm	31,5 mm	16 mm	8 mm
Za maksimalno zrno	35 % »0—4«	45 % »0—4«	50 % »0—4«	35 % »0—4«	45 % »0—4«	50 % »0—4«
	10 % »4—8«	15 % »4—8«	50 % »4—8«	10 % »4—8«	15 % »4—8«	50 % »4—8«
	10 % »8—16«	40 % »8—16«		10 % »8—16«	40 % »8—16«	
	45 % »16—31,5«			45 % »16—31,5«		

Tako sestavljeni žilindri agregati dajo naslednje presevke:

sitov v %	presevki v %					
	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
31,5	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
16	65,4	97,6	100,0	66,4	99,2	100,0
8	44,6	59,9	97,0	44,3	59,1	96,5
4	35,9	46,6	58,3	36,6	47,6	59,5
2	23,2	29,8	33,5	25,4	32,7	37,0
0,8	17,2	22,0	24,5	18,9	24,3	27,0
0,4	10,2	13,0	14,5	12,2	15,7	17,5
0,2	6,0	7,7	8,5	6,7	8,6	9,5
0,1	2,4	3,2	3,5	2,5	3,2	3,5

Preiskava cementa Anhovo PC 25 z 450:

1. Prostorninska teža:

v rahlo nasutem stanju: 920 kg/m³

v trdo zbitem stanju: 1490 kg/m³

2. Finost mletja:

ostanek na situ 4900 l/cm²: 1,0 %

3. Vezanje:

Poizkus vezanja se je ugotovil pri naslednjih atmosferskih prilikah:

temperatura zraka: 22° C

temperatura vode: 19° C

temperatura cementa: 22° C

relativna vlaga prostora: 60 %

normna konsistenca: 29,0 %

začetek vezanja po: 2 urah 40 min

konec vezanja po: 3 urah 25 min

4. Stalnost prostornine s kolači:

3 ure v vreli vodi: stalne prostornine

28 dni v vodi: stalne prostornine

28 dni na zraku: stalne prostornine

5. Stalnost prostornine po L-Chatelieru:

povečanje razstoja igel po kuhanju: 1,6 mm

6. Trdnost cementa v plastični konsistenci po JUS B.Cl.010:

a) Upogibna trdnost: po 3 dneh: 49,8 kp/cm²
po 7 dneh: 66,5 kp/cm²
po 28 dneh: 74,8 kp/cm²

b) Tlačna trdnost: po 3 dneh: 232 kp/cm²
po 7 dneh: 362 kp/cm²
po 28 dneh: 490 kp/cm²

Preiskani cement Anhovo PC 25 s 450 odgovarja jugoslovanskemu standardu JUS B.Cl.011 in JUS B.Cl.010 v pogledu preiskanih karakteristik.

Anton Grimšičar

IZUZETNE MOGUĆNOSTI - U POSLOVIMA
GRADJEVINARSTVA, UTOVARA I MANIPULISANJA

KS-3571 HIDRAULIČNI TERETNI KRAN



SMANJUJE TROŠKOVE, POSEBNO KADA SE RADOVI
IZVODE NA ODVOJENIM LOKACIJAMA
VELIKA SPOSOBNOST ZA TERENSKU VOŽNJU

Maksimalni utovarni kapacitet, sa minimalnim
domaćajem poluge, u tonama:

sa podupornjem 10.0 t
bez podupornja 2.5 t

Dužina poluge, u metrima:

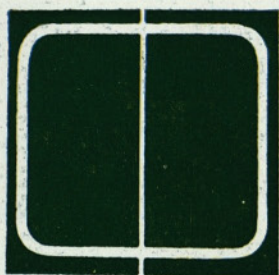
dvosekcijska teleskopska 8 do 14 m
teleskopska sa prečkom 20 m

Maksimalna brzina kretanja, u kilometrima na čas:
prilikom rada sa teretom obešenim na kuku 5 km/h
između gradjevinskih lokacija 85 km/h



MACHINOEXPORT

☎ 14715-42 ☉ SSSR MOSKVA 117330 ⚡ MOSKVA V-330 MACHINOEXPORT ☎ 411207 MCHEX SU



**GRADBENO
INDUSTRIJSKO
PODJETJE
OBNOVA
LJUBLJANA
TITOVA 39**

Gradi doma in v tujini

- industrijske objekte
- šole, institute, zdravstvene ustanove
- stanovanjske objekte
- upravne in poslovne zgradbe
- trgovske in gostinske objekte
- turistično-rekreativne objekte

TOZD Splošne gradnje, TOZD Montažne gradnje,
TOZD Gradbeni obrati, TOZD Servisni obrati,
TOZD Projektivni biro, DS Skupne službe