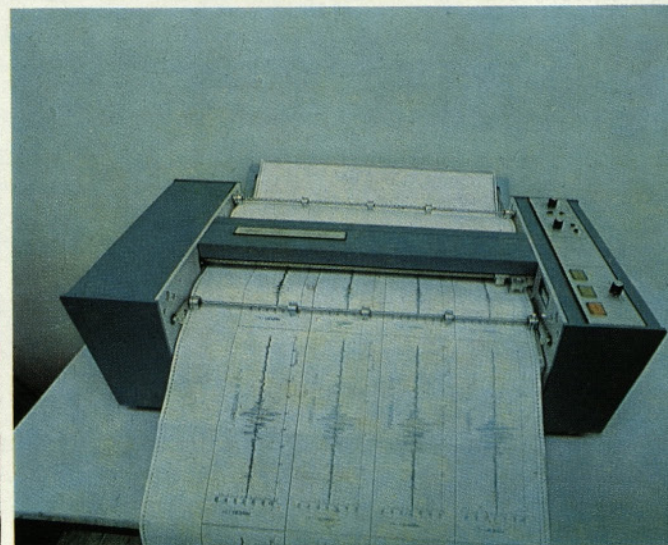
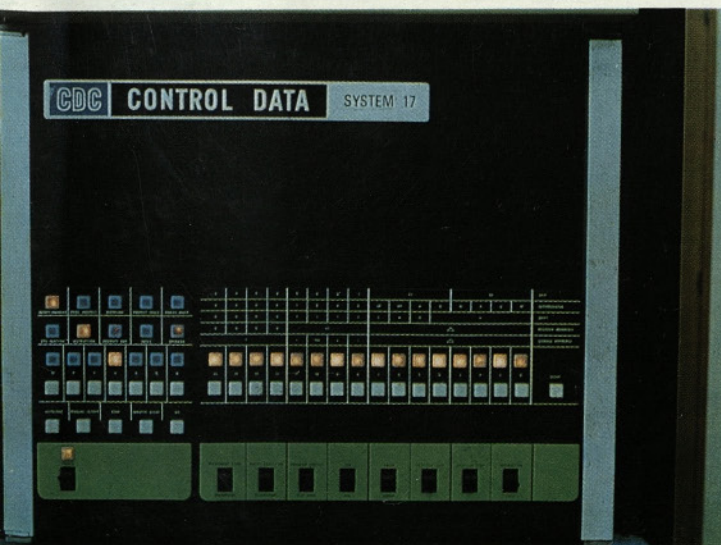


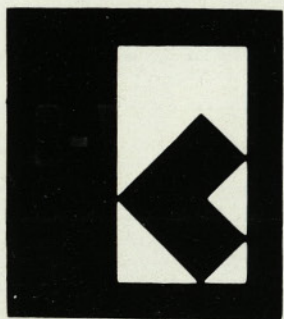
GRADBENI VESTNIK

LJUBLJANA, JULIJ-AVGUST 1977
LETNIK 26. ŠT. 7-8, STR. 133-192

7-8



RAČUNSKI CENTER FAGG LJUBLJANA



**splošno
gradbeno
podjetje**

30 let



konstruktor

maribor n.sol. o.

s svojimi TOZD

TOZD GRADBENIŠTVO MARIBOR n. sol. o.

TOZD GRADBENIŠTVO POMURJE n. sol. o.

TOZD GRADBENIŠTVO GRANIT n. sol. o.

TOZD GRADBENIK LENDAVA n. sol. o.

TOZD OPEKARNA DOLGA VAS n. sol. o.

TOZD OPEKARNA PUCONCI n. sol. o.

TOZD GRADBENA OBRT n. sol. o.

TOZD MIZARSTVO n. sol. o.

TOZD GRADIVO n. sol. o.

TOZD KOVINAR n. sol. o.

TOZD PTB n. sol. o.

Gradimo vse vrste objektov po naročilu doma in v tujini, izvajamo inženiring montažnih hal z ravno in ločno streho, vključeni smo v usmerjeno gradnjo stanovanj, projektiramo vse vrste tehnične dokumentacije.

VSEBINA-CONTENTS

Članki, študije, razprave Articles, studies, proceedings

SERGEJ BUBNOV:

Računalništvo v gradbeništvu SR Slovenije 134

JANEZ REFLAK:

Razvoj uporabe računalništva v gradbeništvu 135
Development of computer applications in civil engineering

ERVIN PRELOG:

Uporaba metode končnih elementov v tehniki 138
The application of the finite element method in technics

PETER FAJFAR - MATEJ FISCHINGER - JANEZ REFLAK:

Uporaba računalnika pri analizi konstrukcij v visokogradnji . . . 146
Computer applications for analysis of multistorey structures

PETER FAJFAR:

Osnove projektiranja v potresnih območjih 158
Fundamentals of earthquake resistant design

JANEZ DUHOVNIK - BOGDAN JELINČIČ - BOGDAN KAJFEŽ -
VID MAROLT - JANEZ REFLAK - RAJKO ROGAČ - FRANC SAJE:

Program za izdelavo statičnega računa montažne dvoranske kon-
strukcije 172
Computer program for static analysis of prefabricated industrial
structures

IZTOK KOVAČIČ:

Primer računalniške grafike pri računanju konstrukcij 180
An example of computer graphics in structure analysis program

BORUT DOBOVIŠEK:

Avtomatizirano risanje 182
Automated perspective drawings

Mnenje in kritika Opinions

SERGEJ BUBNOV:

Uvodna beseda 187

VLADIMIR ČADEŽ:

Nekaj misli k razpravi o Gradbenem vestniku

EDO VUGRINEC:

Izvedba povezovanja zidov z jeklenimi vezmi v praksi 189
(Se nadaljuje)

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

Glavni in odgovorni urednik: SERGEJ BUBNOV

Tehnični urednik: BOGO FATUR

Uredniški odbor: JANKO BLEIWEIS, VLADIMIR CADEŽ, MARJAN GASPARI, DUŠAN LAJOVIČ, MILOŠ MARINCEK,
SAŠA SKULJ, VIKTOR TURNSEK

Revijo 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 sku-
paj s članarino znaša 100 din, za študente 38 din, za podjetja, zavode in ustanove 500 din

Računalništvo v gradbeništvu SR Slovenije

Problemu računalništva v gradbeništvu smo posvečali od vsega začetka posebno pozornost. Konec leta 1968 smo v okviru Zveze gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije organizirali naš prvi seminar o elektronski obdelavi podatkov v gradbeništvu, pod naslovom »Uporaba elektronskih računalnikov in mrežne tehnike v gradbeništvu«, ki smo ga imenovali informativni. Dejansko je takrat vsebina seminarja zajemala splošne enciklopedične informacije o možnostih, ki jih uporaba elektronskih računalnikov nudi gradbeništvu na področju dviga produktivnosti in reševanja zahtevnih tehnično-znanstvenih problemov. Posebej za področje projektiranja (vključno z geodezijo), izvajanja del in komercialnih poslov smo navedli konkretne probleme in posle, pri katerih z uporabo elektronskih računalnikov dosežemo bistveno hitrejšo in ekonomičnejšo rešitve. Podali smo tudi enciklopedični prikaz elektronskih računalnikov raznih sistemov in znamk ter opisali bistvo programiranja posameznih nalog. Posebno pozornost smo posvetili mrežnemu planiranju, ki je takrat že začelo prodirati v posamezna naša gradbena podjetja.

Ta seminar je bil prvi seminar v Sloveniji in tudi v Jugoslaviji, ki se je lotil problema elektronske obdelave podatkov v gradbeništvu.

V času, ko smo organizirali naš prvi seminar o uporabi elektronskih računalnikov, nobeno slovensko gradbeno podjetje še ni imelo svojega računalnika.

Materiali tega seminarja so bili objavljeni v posameznih številkah Gradbenega vestnika v okviru letnika 1969 (št. 2, 4-5, 10-11 in 12).

V začetku leta 1971 smo organizirali drugi seminar o elektronski obdelavi podatkov v gradbeništvu, na katerem smo obravnavali naše konkretne probleme na tem področju, ker so med tem časom nekatere organizacije gradbenišтва že nabavile lastne elektronske računalnike in pridobile prve izkušnje. Na tem seminarju je bila poudarjena potreba po ustanovitvi računalniškega centra za gradbeništvu, ki naj bi ga ustanovili v okviru FAGG.

Materiali s tega seminarja so bili objavljeni v dvojni številki 8-9 Gradbenega vestnika letnika 1971.

Od takrat v zadnjih šestih letih se je računalništvo v gradbeništvu SR Slovenije zelo razvilo. Velike zasluge za ta razvoj ima Računski center FAGG, kar dokazuje tudi gradivo, ki so ga pripravili sodelavci centra za to številko Gradbenega vestnika. Iz teh materialov je razvidno, da je računalništvo v slovenskem gradbeništvu doseglo visoko raven in da je Računski center FAGG sposoben reševati najbolj zahtevne probleme s tega področja.

V interesu nadaljnjega razvoja našega gradbenišтва je treba s temi dosežki seznaniti širši krog naših strokovnjakov, kar je tudi namen te publikacije. Dviga produktivnosti kot temeljne naloge našega nadaljnjega uspešnejšega razvoja ne samo gradbenišтва, temveč tudi celotnega našega gospodarstva, ni mogoče realizirati brez ustreznega racionalnega vključevanja računalništva v našo prakso.

Na tem področju je treba tudi v gradbeništvu, kljub doseženemu razvoju, še veliko narediti, zlasti glede uporabe računalništva za izdelavo softwara za kalkulacije, ponudbe, situacije in druge komercialno-tehnične dokumente. Tudi problem hardwarea ni v gradbeništvu zadovoljivo rešen, ker se je nabava računalnikov razvijala dokaj neusklajeno, kar je zahtevalo angažiranje večjih materialnih sredstev, kot bi bilo sicer potrebno.

Materiali v tej številki so obdelani v čim bolj poljudni obliki, tako da jih bodo lahko koristili številni naši gradbeniki, ki se pri svojem delu srečujejo in se bodo v bodoče še bolj srečevali s problemi uporabe računalništva v gradbeništvu.

Računalniškemu centru FAGG gre vse priznanje za pripravo in financiranje te številke Gradbenega vestnika, ki predstavlja pomemben prispevek k nadaljnjemu razvoju računalništva v našem gradbeništvu in s tem tudi k dvigu naše produktivnosti.

Glavni in odgovorni urednik
Sergej Bubnov

Razvoj uporabe računalništva v gradbeništvu

UDK 681.3:624

JANEZ REFLAK

Uvod

Tako kot na vseh drugih področjih človekovega udejstvovanja, se tudi v gradbeništvu v vedno večji meri uporabljajo računalniki. Zlasti se ta razvoj pozna v zadnjih nekaj letih, ko se je že precejšnje število organizacij združenega dela s področja gradbeništva usmerilo v računalniško obdelavo podatkov s kateregakoli področja svojega delovanja. To obdelavo opravljajo na lastnem računalniku z lastnim softwarom, ali pa pri tem koristijo usluge drugih. Razvoj računalništva v Jugoslaviji se je začel leta 1960 s prvim instaliranim računalnikom IBM 105 v zveznem zavodu za statistiko, šele po letu 1968 pa se je osnovala večina današnjih računalniških centrov. Po ocenah strokovnjakov imamo danes v Jugoslaviji ca. 2000 elektronskih računalnikov vseh vrst in zmogljivosti. Istočasno pa je znan podatek, da je le okrog 500 takšnih, za katere lahko rečemo, da so pravi in moderni. Do konca leta 1976 je bilo po statističnih podatkih v Sloveniji 287 najrazličnejših računalnikov vseh mogočih velikosti in konfiguracij, ki so produkt različnih tujih proizvajalcev.

Tudi gradbeništvo v Sloveniji praktično nima dveh enakih računalnikov. Če k tem podatkom dodamo, da potrebuje slovensko računalništvo do leta 1980 od 1500 do 2000 strokovnih delavcev za potrebe računalništva, se moramo vprašati, kakšna je pot in možnost razvoja računalništva in kadrov, ki ustrezajo problemom v gradbeništvu.

Ocena stanja uporabe računalnikov v gradbeništvu

Današnje stanje glede uporabe računalnikov v gradbeništvu v strokovnem in organizacijskem po-

gledu je v globalu zelo kritično in takšna politika nadaljnjega drobljenja računalniških kapacitet v gradbeništvu vodi do zaprtosti in stagnacije, ne pa do nadaljnjega hitrega razvoja vsesplošne uporabe računalnikov v projektivi, organizaciji, dokumentalistiki in operativi v gradbeništvu. Če pogledamo to raznolikost vseh mogočnih računalnikov in njihovo starost, raznolikost operacijskih sistemov in nemožnost uporabe istih programov na vseh teh strojih ter istočasno pomanjkanje strokovnega kadra s tega področja, lahko resnično ugotovimo, da je stanje porazno. Če pa še analiziramo, v kakšne namene so se in se ti računalniki v večini gradbenih podjetij uporabljajo, lahko ugotovimo na osnovi podatkov, da je ta uporaba skoraj izključno za netehnični del, tj. v glavnem za računovodske in knjigovodske posle, le malo pa na področju mrežnega planiranja, kalkulacij in projektiranja.

Koncept razvoja računalništva v gradbeništvu

Smernice »Programa srednjeročnega razvoja gradbeništva in IGM v Sloveniji za obdobje 1976 do 1980« vsebujejo tudi osnovne koncepte razvoja računalništva v gradbeništvu. Ti koncepti so naslednji:

1. V Sloveniji poenotiti računalniško opremo v gradbeništvu in jo povezati v mrežo.

2. Pristopiti k izdelavi enotnega skupnega vseslovenskega softwara — programov s področja gradbeništva.

3. Organizirati enotno vzgojo kadrov za računalništvo v gradbeništvu.

Seveda se zastavlja vprašanje, kako to realizirati. Ob angažiranju družbenih faktorjev bi morali zagotoviti, da so vsa nova vlaganja v računalniško opremo usklajena in koordinirana. Pri vsaki

novi investiciji v računalniško opremo bi bilo nujno in obvezno predhodno preveriti:

- usklajevanje po namembnosti (projektiva, operativa, poslovanje, dokumentalistika, vzgoja, itd.);

- usklajevanje glede na tipe računalnikov z ozirom na zagotovljene organizirane servisne službe in rezervne dele;

- usklajevanje glede na realne možnosti eksploatacije nabavljenega računalnika z ozirom na obseg dela in kadre;

- usklajevanje glede na kompatibilne tipe računalnikov zaradi eventualne povezave v omrežje;

- usklajevanje glede na to, ali ni mogoče uporabljati že obstoječih kapacitet z daljinskimi obdelavami itd.

Vsa zgoraj naštetá dejstva pa kažejo na organizacijo enotnega računalniškega sistema za gradbeništvo v SR Sloveniji z enotno politiko razvoja.

Z računalniki smo doslej prehodili že dve fazi. V prvi fazi so ljudje kupovali računalnike zato, da bi HITREJE delali, v drugi fazi so jih uporabljali zato, da bi BOLJE delali, danes pa že govorimo o tretji fazi vloge računalnikov, in sicer jih uporabljamo zato, da smo BOLJE INFORMIRANI (v najširšem pomenu besede). Če se želimo vključiti v fazo sedanjosti, potem je to gotovo koncept računalniške mreže za vso Slovenijo tisti, ki to omogoča.

Izhod za gradbeništvo v tem trenutku je združitev sredstev za ENOTNI RAČUNALNIŠKI SISTEM, ali pa se z deleži vključiti na že obstoječe in se povezati s primernimi pasivnimi ali aktivnimi daljinskimi terminali. Le s takšnim konceptom bi lahko istočasno pokrivali za ves slovenski prostor potrebe projektive, organizacije, dokumentalistike, vzgoje itd. Vzemimo primer velikega podjetja z več TOZD. Brez terminalnega sistema si v takšnem podjetju ne moremo zamisliti uspešno rešenega problema uporabe računalnikov v poslovanju in organizaciji. Prav tako lahko le enotni centralni računalniški sistem z mrežo reši problem vseh ca. 100 projektantskih organizacij v Sloveniji. Kakšne prednosti ima takšen centralni računalniški sistem z mrežo priključenih terminalov?

1. Sistem mora biti takšen, da se lahko poljubno povečuje v skladu z naraščajočimi potrebami. Za sistem skrbijo specializirani strokovnjaki, zbrani na enem mestu, v gradbenih podjetjih pa skrbijo izključno le za uporabo računalnikov v svoji stroki, vsi ostali problemi popolnoma računalniške narave (operacijski software ipd.) pa so izven podjetij v skrbi ustreznih strokovnjakov. Osnovni namen v gradbeništvu je, kako bomo računalnike uporabljali, in ne kako bomo za njih skrbeli, da bi nemoteno obratovali, kar je danes skrb v vsakem podjetju, ki ima svoj lastni računalnik.

2. Če je celotna stvar sistemsko rešena v okviru republike, potem ne more biti in ne sme biti

problema rezervnih delov, servisnih služb in v zvezi s tem daljših zastojev.

3. Izrednega pomena bi bilo tudi to, da bi bili na isti računalniški sistem priključeni tako operativna, projektiva, raziskovalne organizacije in vzgoja — šolstvo gradbene stroke in s tem bi bil tudi v celoti rešen problem vzgoje teh strokovnjakov, ki je danes prepuščena monopolnemu položaju posameznih računalniških firm. Istočasno bi bil omogočen tudi izredno učinkovit in hiter transfer znanja na tem področju iz šolske sfere v operativno in obratno.

Odnos projektant — računalnik

Projektiva danes vsebuje v izrazitem kontrastu z ostalim načrtovanjem, programskim ali znanstvenim (intelektualnim) delom, kljub temu, da je ne moremo obravnavati drugače kot intelektualno storitev, ogromen odstotek »ročnega dela«. To niso samo ročno risarsko delo, ki je sicer najbolj očitno, ampak predvsem »ročno« obravnavanje podatkov. V kompleksnem pogledu problem projektiranja ni v risanju in računanju, ampak v strukturi podatkov. Projekt je v principu sistem urejenih informacij, ki pa morajo biti projektantu dostopne v različnih oblikah in različnih kombinacijah v delih ali v celoti. Le takšen sistem informacij omogoči projektantu, da se lahko v največji meri posveti kreativnosti objekta oz. konstrukcije, ki je in bo ostala izključno produkt človeka — projektanta. Le z osvoboditvijo »ročnega dela« se bo lahko projektant v celoti posvetil tistemu kvalitetnemu delu, za kar je tudi kvalificiran, tj. kreiranju objekta in izbora ter določanju osnovnih delov in parametrov konstrukcije, od katerih je odvisna tako varnost, funkcionalnost, pa tudi ekonomičnost vsakega gradbenega objekta.

V zadnjih treh letih je bil dosežen viden napredek uporabe računalnikov pri projektantih, ki se ukvarjajo s konstrukcijami, tj. pri statikah ter delno pri hidrotehnikah in projektantih cest.

Obstoječi tehnični aplikativni software v SR Sloveniji

Ves aplikativni software s področja gradbeništva, predvsem pa s področja konstrukcij, ki je danes na razpolago v Sloveniji, lahko razdelimo v dve skupini:

- a) v prvo skupino bi uvrstili tiste programe za tehnične aplikacije, ki so bili dobavljeni skupaj s stroji od raznih tvrdk;

- b) v drugo skupino štejemo vse ostale programe, ki so jih naredile posamezne institucije v Sloveniji za potrebe strokovnega dela, pouka ali raziskovalnega dela. Sem lahko štejemo tudi programe, ki smo jih dobili z zamenjavo z institucijami po svetu.

Posebej bi poudarili, da ima uporaba programov, dobavljenih od posameznih računalniških tvrdk, za katere niso poznane in jasne teoretične osnove in matematični numerični postopki ter predpostavke, lahko za posledico popolnoma napačne rezultate in če je to primer statičnega računa objekta, je katastrofa lahko neizogibna. Zelo zmotno je namreč lahko mišljenje, da je najceneje in najenostavneje nabaviti tisti računalnik, ki ima mnogo osnovnega aplikativnega softwara. Iz večletnih izkušenj smo v zvezi z uporabo takšnih programov ugotovili, da je za celotno področje gradbene projektive zelo malo kvalitetnega in dejansko uporabnega. Običajno namreč razen skopih navodil za pripravo podatkov na nekaj straneh o programu ne vzemo ničesar, kar pa je za tehnične probleme, kot npr. računanje konstrukcij, zelo tvegana stvar. V celoti bi se morali izogibati programov, ki nimajo dostopne popolne dokumentacije in znanih teoretičnih osnov.

Vsak program, izdelan v lastnem računskem centru ali pa dobavljen s popolno dokumentacijo, kar pa ni nikdar primer pri računalniških tvrdkah, pa vedno nudi možnost dograjevanja, povečevanja in spreminjanja glede na nove zahteve projektantov ali glede na spremembe tehničnih predpisov ali operacijskih sistemov na računalniku. Prav za to področje izdelave novih programov in njihovo aplikacijo mora ob podpori gradbeništvu skrbeti Računski center FAGG. Nemogoče je namreč pričakovati, da bi se lahko peščica strokovnjakov v posameznem podjetju ukvarjala tudi z razvojem tega softwara. Za čim uspešnejši razvoj tega pa mora gradbeništvo najti primeren koncept financiranja te dejavnosti.

Trenutne možnosti

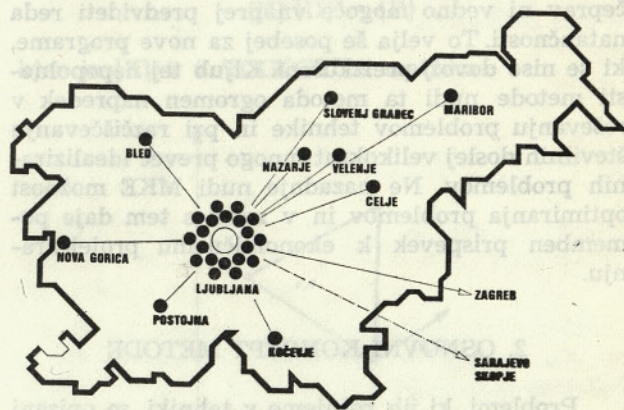
vklučitve gradbeništvu v republiško računalniško mrežo

Republiška računalniška mreža v pravem pomenu besede še ne obstaja. Obstaja pa mreža 32 terminalov po vsej Sloveniji in tudi izven naše re-

publike, ki so priključeni na dva velika računalnika CYBER 70 in CYBER 172 v Ljubljani, ki sta tudi med seboj povezana. Danes so od gradbenikov na omenjeni računalniški sistem z daljinskimi terminali priključeni: Računski center FAGG z aktivnim terminalom CDC 17, GIP Obnova s pasivnim terminalom, Republiška skupnost za ceste z aktivnim terminalom PDP, GP Vegrad Velenje s pasivnim terminalom, Visoka tehniška šola Maribor s pasivnim terminalom in Institut građevinarstva Hrvatske Zagreb s pasivnim terminalom.

Vsi omenjeni, ki so priključeni na ta sistem, lahko istočasno uporabljajo isti software, možnost uporabe tega softwara pa je tudi preko vseh ostalih terminalov po vsej Sloveniji, kar nekateri že dalj časa koristijo.

Z ozirom na to, da se kapacitete teh računalnikov še lahko razširijo in da v letu 1977 in 1978 celotna univerza začne z realizacijo novega velikega računalnika za interaktivno delo, ki bo namenjen



Shema daljinskih terminalskih priključkov na CYBER 70 in CYBER 172 po Sloveniji in Jugoslaviji

tudi gospodarstvu, so v okviru teh računalnikov, ki bodo predvidoma povezani v enotni mrežni sistem, možne tudi nove daljinske priključitve s terminali za gradbenike. Le z angažiranostjo v takšni smeri slovensko gradbeništvo ne bo ostalo izolirano od bodoče republiške računalniške mreže.

UDK 681.3:624

GRADBENI VESTNIK, LJUBLJANA, 1977 (26)
ŠT. 7-8, STR. 135-137

Janez Reflak:

RAZVOJ UPORABE RAČUNALNIŠTVA V GRADBENIŠTVU

Članek v svojem prvem delu prikazuje oceno stanja uporabe računalništva v gradbeništvu v Sloveniji. Daje kratko analizo stanja računalniške opreme in kadrov. Nadalje podaja koncept razvoja računalništva v srednjeročnem obdobju do leta 1980. Dotakne se problema projektant-računalnik. Kritično ocenjuje obstoječi tehnični software in njegovo uporabo. Na koncu nakazuje trenutne možnosti vključitve gradbeništvu v obstoječo terminalno mrežo in v bodočo republiško računalniško mrežo.

UDC 681.3:624

GRADBENI VESTNIK, LJUBLJANA, 1977 (26)
NR. 7-8, PP. 135-137

Janez Reflak:

DEVELOPMENT OF COMPUTER APPLICATIONS IN CIVIL ENGINEERING

The first part of the report deals with the evaluation of computer applications in civil engineering in Slovenia. It gives a short analysis of computer equipment and staff. Further the concept of progress in this field for the period from 1978 till 1980 and the problem of relation a designer — a computer are given. Then the critical evaluation of the present technical software and its use is presented. Finally the momentary possibilities of incorporation of civil engineering in the existed terminal net and in the future republic computer net are indicated.

Uporaba metode končnih elementov v tehniki

UDK 518.1:62.002:721.011.2

ERVIN PRELOG

1. UVOD

Razvoj računalnikov velikih kapacitet je omogočil ob uporabi METODE KONČNIH ELEMENTOV v zadnjih desetletjih reševanje številnih problemov tehnike, za katere je bilo doslej mogoče doseči rešitve le za zelo poenostavljene računske modele. Prednost, ki jo nudi MKE, je predvsem v obravnavanju REALNIH struktur tako po obliki kot pri upoštevanju fizikalnih parametrov. Zaradi enotnega pristopa k reševanju problemov omogoča MKE, ob izdelavi ustreznih programov, organizirati celotni tok računa tako, da je skoraj povsem izključen človeški faktor. Takšen način dela omogoči, pri ustrezno izbranih vhodnih podatkih, da so rešitve tudi za kompleksne strukture zanesljive, pa čeprav ni vedno mogoče vnaprej predvideti reda natančnosti. To velja še posebej za nove programe, ki še niso dovolj preizkušeni. Kljub tej nepopolnosti metode nudi ta metoda ogromen napredek v reševanju problemov tehnike in pri razčiščevanju številnih doslej velikokrat mnogo preveč idealiziranih problemov. Ne nazadnje nudi MKE možnost optimiranja problemov in v zvezi s tem daje pomemben prispevek k ekonomičnemu projektiranju.

2. OSNOVNI KONCEPT METODE

Problemi, ki jih rešujemo v tehniki, so opisani v večini primerov z ustreznimi diferencialnimi enačbami, ki so vezane na predpisane robne, za nekatere primere pa tudi na začetne pogoje. Pri MKE prevedemo te enačbe v integralno obliko in ob diskretizaciji strukture na končne elemente v sisteme linearnih oziroma nelinearnih enačb. Le-te pa rešimo po znanih algoritmičnih numerične matematike.

Prevedba diferencialne enačbe v diskretizacijsko obliko nas privede vselej do OSNOVNE enačbe končnega elementa. Ko združimo te enačbe v

ENAČBO STRUKTURE, že dobimo sistem enačb, ki nam da ob upoštevanju robnih in po potrebi začetnih pogojev PRIBLIŽNE vrednosti iskane funkcije.

Pot, po kateri pridemo do OSNOVNE ENAČBE končnega elementa, je lahko različna. Danes uporabljamo naslednje metode:

- a) direktna metoda
- b) variacijska metoda
- c) Galerkinova ali utežna metoda
- d) metoda najmanjših kvadratov.

Preden bomo opisali uporabnost posameznih metod v tehniki, bomo prikazali najpomembnejše enačbe MKE.

Strukturo, ki jo nameravamo reševati po MKE, diskretiziramo na KONČNE elemente. Le-ti so običajno preprosti geometrijski liki, prilagojeni vrsti strukture. Tako nastali elementi imajo POLJE in VOZLIŠČA (sl. 1). Struktura je preko VOZLIŠČ povezana v prvotno celoto.

Iskano funkcijo u v polju elementa, ki je lahko funkcija kraja in časa, torej ob uporabi matričnega zapisa:

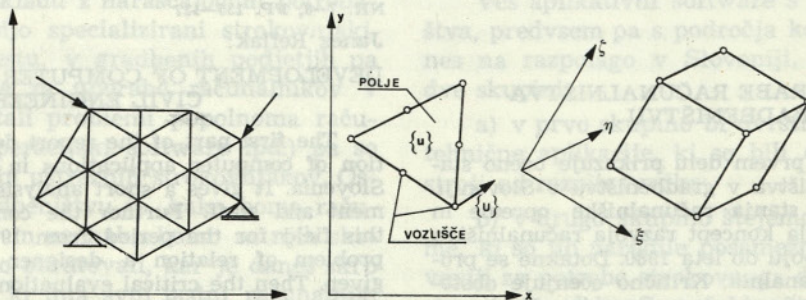
$$\{u\} = \{u(x, y, z, t)\} \quad \dots 1$$

izrazimo preko t.i. INTERPOLACIJSKE funkcije $[b]$ s t. i. VOZLIŠČNIM vektorjem $\{U\}$, tako da je

$$\{u\} = [b] \{U\} \quad \dots 2$$

Interpolacijska funkcija $[b]$ je izbrana tako, da vektor $\{u\}$ v polju elementa PRIBLIŽNO zadošča poteku funkcije, v vozliščih elementa pa zavzame tam predpisane vrednosti vozliščnega vektorja $\{U\}$. To vrednoto pa tudi vzamemo kot neznanke obravnavanega problema.

Interpolacijska funkcija $[b]$, ki je fundamentalnega pomena za MKE, je običajno polinom različnega reda, kar pač zavisi od narave problema in torej tudi od privzetih parametrov vozliščnega



Slika 1

vektorja $\{U\}$. Interpolacijsko funkcijo dobimo ali iz ROBNIH pogojev elementa (vozliščnih pogojev), ali pa direktno z uporabo Legendreovih oz. Hermiteovih polinomov. V naših nadaljnjih izvajanjih bomo predpostavili, da to funkcijo, za vsak konkretni primer, že poznamo.

Ko je DISKRETIZACIJSKA enačba (2) ustrezno IZBRANA, je potrebno poiskati OSNOVNO ENAČBO končnega elementa. Poti, ki so nam tu na voljo, smo že spredaj omenili. Iskana osnovna enačba ima splošno obliko

$$[K] \{U\} = \{F\} \quad \dots 3$$

V tej enačbi je $[K]$ kvadratna in običajna simetrična matrika, ki vsebuje geometrijske in fizikalne lastnosti elementa. Vektor $\{U\}$ predstavlja ISKANE vozliščne parametre, vektor $\{F\}$ pa t.i. »obremenitev« strukture.

Ko nastavimo enačbe (3) za vse elemente strukture in jih združimo v skupno matriko, dobimo ENAČBO STRUKTURE, ki ima formalno obliko

$$[K] \{U\} = \{F\} \quad \dots 4$$

Iz te enačbe, ki predstavlja sistem linearnih oziroma nelinearnih enačb (lahko so tudi diferencialne enačbe), pa ob upoštevanju ROBNIH pogojev celotne strukture izračunamo vse NEPOZNA NE parametre vektorja $\{\bar{U}\}$. Torej

$$\{\bar{U}\} = [\bar{K}]^{-1} \{\bar{F}\} \quad \dots 5$$

Tako je postavljeni problem rešen, saj z vstavljanjem pravkar izračunanih vrednosti vektorja $\{\bar{U}\}$ v enačbo (2) dobimo iskano funkcijo $\{u\}$ v poljubni točki vsakega elementa.

3. METODE REŠEVANJA (ZA KOMPATIBILNE ELEMENTE)

Iz prikazanega splošnega postopka vidimo, da je poleg izbiranja interpolacijske matrike $[b]$ osrednja točka metode končnih elementov iskanje OSNOVNE enačbe končnega elementa (3). Ko le-to poznamo, je preostali tok računanja povsem šablonski. Že v uvodu smo poudarili, da obstojajo v glavnem štiri poti, kako pridemo do osnovne enačbe (3). Oglejmo si te poti in njih uporabo v praksi!

3.1 Direktni postopek

Za reševanje problemov elastostatike, dinamike, stabilnosti, plastomehanike uporabljamo običajno t.i. direktni postopek za določevanje osnovne enačbe (3). Osnovno enačbo dobimo po tej poti tako, da uporabimo PRINCIP VIRTUALNIH POMIKOV. Ta pove, da je za RAVNOTEŽNE sisteme virtualno delo zunanjih sil KONČNEGA

ELEMENTA enako virtualnemu delu notranjih sil v POLJU elementa. Torej

$$\delta W^z = \delta W^n \quad \dots 6$$

Za probleme ELASTOSTATIKE, kjer veljajo poznane enačbe za majhne deformacije

$$\{\varepsilon\} = [d] \{u\} \quad \dots 7$$

in Hookov zakon

$$\{\sigma\} = [E] \{\varepsilon\} \quad \dots 8$$

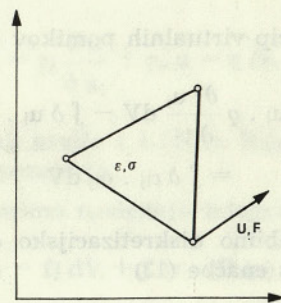
dobi enačba (6) obliko

$$\{\delta U\}^T \{F\} = \int \{\delta \varepsilon\}^T \{\sigma\} dV$$

Iz te enačbe sledi z vstavljanjem ustreznih vrednosti direktno OSNOVNA enačba končnega elementa

$$[K] \{U\} = \{F\} \quad \dots 9$$

kjer je $[K]$ t. i. TOGOSTNA matrika



Slika 2

$$[K] = \int [b]^T [d]^T [E] [d] [b] dV \quad \dots 10$$

oziroma, upoštevajoč splošne izraze za $[d]$ in $[E]$ po enačbah elastomehanike tudi

$$[K] = \int \begin{bmatrix} K_{xx} & K_{xy} & K_{xz} \\ K_{yx} & K_{yy} & K_{yz} \\ K_{zx} & K_{zy} & K_{zz} \end{bmatrix} dV$$

kjer je npr.

$$[K_{xx}] = (2\mu + \lambda) \left(\frac{\partial [b]^T}{\partial x} \cdot \frac{\partial [b]}{\partial x} + \mu \frac{\partial [b]^T}{\partial y} \cdot \frac{\partial [b]}{\partial y} + \mu \frac{\partial [b]^T}{\partial z} \cdot \frac{\partial [b]}{\partial z} \right) \quad \dots 11$$

itd.

Iz eksplicitnega zapisa (11) izhaja, da je togostna matrika odvisna le od interpolacijske matrike $[b]$, tj. od geometrije elementa in od fizikalnih

parametrov strukture (λ , μ — Laméjevi konstanti).

Matrika $\{U\}$ v enačbi (9) predstavlja iskane komponente vzdolžnega vektorja, medtem ko je $\{F\}$ vektor vzdolžnih obremenitev in je podan za splošno elastostatično stanje z enačbo

$$\{F\} = \int [b]^T \{f\} dV + \int [b]^T \{p\} dS \quad \dots 12$$

in je $\{f\}$ vektor volumskih (notranjih) sil, $\{p\}$ pa vektor površinskih sil na strukturi. Tudi enačba (12) zavisi poleg »obremenitev« le od interpolacijske matrike $[b]$ izbranega elementa.

DINAMIČNE PROBLEME v elastomehaniki rešimo na podoben način. Če dodamo k statičnemu ravnotežju, upoštevajoč D'Alembertov princip, še VZTRAJNOSTNE sile

$$-\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$$

in sile DUŠENJA

$$-\mu \frac{\partial u}{\partial t}$$

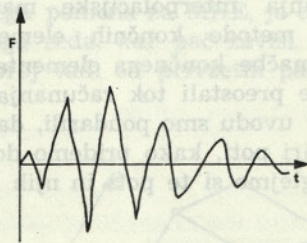
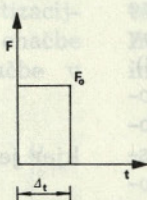
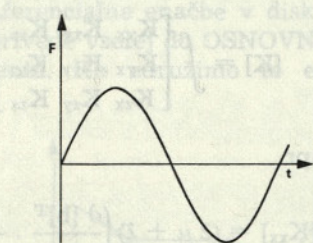
da zopet princip virtualnih pomikov enačbo

$$\delta \Delta_i F_i - \int \delta u_i \cdot \rho \frac{\partial^2 u_i}{\partial t^2} dV - \int \delta u_i \cdot \mu \frac{\partial u_i}{\partial t} dV = \int \delta \varepsilon_{ij} \cdot \sigma_{ij} dV \quad \dots 13$$

Ko uporabimo diskretizacijsko enačbo (2), je matrični zapis enačbe (13)

$$[M] \{\ddot{U}\} + [C] \{\dot{U}\} + [K] \{U\} = \{F(t)\}, \quad \dots 14$$

ki predstavlja OSNOVNO enačbo končnega elementa za dinamične probleme elastomehanike. Pri tem je $[M]$ masna matrika, $[C]$ pa matrika dušenja končnega elementa, ki zavzemata obliko



Slika 3

$$[M] = \int [b]^T \cdot \rho \cdot [b] dV \quad \dots 15$$

$$[C] = \int [b]^T \cdot \mu \cdot [b] dV \quad \dots 16$$

upoštevamo namesto majhnih deformacij, ki so podane z enabo (7), VELIKE deformacije

Tudi ti dve matriki zavisita od interpolacijske matrike in od fizikalnih lastnosti strukture (ρ je gostota, μ pa koeficient notranjega trenja).

Vektor $\{F(t)\}$ je vzbujajoča sila, ki je nič za lastno nihanje strukture. Lahko je harmonična, impulzivna, ali pa se poljubno spreminja (sl. 3). Vsiljena nihaja in še posebno odzivna nihanja so posebno pomembna pri proučevanju nihanja strojnih elementov, gradbenih objektov (seizmologije) in za proučevanje gibanja zemljine. Vse te probleme je mogoče rešiti z enačbo (14).

Probleme STABILNOSTI rešujemo po MKE tako, da ob upoštevanju Hookovega zakona (8)

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} + \frac{\partial u_i}{\partial x_j} \cdot \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \quad \dots 17$$

Osnovna enačba (8) se zaradi tega ustrezno razširi in dobi končno obliko

$$[K^T] \cdot d\{U\} = d\{\psi\} \quad \dots 18$$

kjer je sedaj kvadratna matrika ($[K^T]$ t. i. TANGENTNA matrika, ki je sestavljena iz osnovne togostne matrike $[K]$, geometrijske matrike $[K^G]$ in matrike velikih deformacij $[K^L]$, torej

$$[K^T] = [K] + [K^G] + [K^L] \quad \dots 19$$

Za razliko od statičnega problema sta geometrijska matrika in matrika velikih deformacij odvisni tudi od NAPETOSTI v strukturi, zato ni mogoče rešiti enačbe (18) direktno, temveč le po iteracijski poti, saj je ta problem Nelinearen. Izjema nastopi le v primeru, ko imamo opravka s t. i. začetno stabilnostjo (čisti uklon), kjer se izkaže, da lahko matriko velikih deformacij zanemarimo, geometrijska matrika pa je proporcionalna kritični sili. V tem primeru dobimo homogeno enačbo

$$([K] + P_{Kr} [\bar{K}^G]) \{\delta U\} = 0 \quad \dots 20$$

katere determinanta

$$\det | [K] + P_{Kr} [\bar{K}^G] | = 0 \quad \dots 21$$

že da kritično uklonsko silo.

Nelinearni problemi nastopijo tudi pri reševanju problemov PLASTOMEHANIKE po MKE. V tem primeru več ne velja Hookov zakon (8), temveč moramo ta zakon nadomestiti, upoštevajoč Reussove enačbe in Misesov pogoj plastičnega tečenja, z enačbo

$$\{d\sigma\} = [E_{ep}] \{d\varepsilon\} \quad \dots 22$$

kjer je sedaj $[E_{ep}]$ matrika elastoplastičnih konstant, ki je bistveno bolj zamotana od matrike $[E]$, tj. matrike elastičnih konstant. Predvsem je pomembno to, da zavisí matrika sedaj od NAPETO-STI in tudi od zgodovine obremenjevanja strukture. Enačba končnega elementa ima obliko

$$[K_p] \{dU\} = \{dF\} \quad \dots 23$$

in je matrika $[K_p]$ togostna matrika elastoplastičnega stanja, torej

$$[K_p] = \int [b]^T [d]^T [E_{ep}] [d] [b] dV \quad \dots 24$$

Ker je tudi ta sistem enačb (23) nelinearen, moremo probleme plastomehanike reševati le po iteracijski metodi.

Podobne ugotovitve veljajo tudi za vse podobne REOLOŠKE modele materialov, kot npr. lezenje materiala, relaksacija betona, idealna plastičnost pri preoblikovanju kovin, termoplastičnost in drugo.

3.2 Variacijska metoda

Druga pot, ki nam omogoča doseči OSNOVNO enačbo končnega elementa, je VARIACIJSKA metoda.

Kadar je mogoče poiskati diferencialni enačbi, ki rešuje izbrani problem, FUNKCIONAL

$$\begin{aligned} \Pi = & \int_V \left(\{u\}, \frac{\partial \{u\}}{\partial x_i}, \dots \right) dV + \\ & + \int_S g \left(\{u\}, \frac{\partial \{u\}}{\partial x_i}, \dots \right) dS \quad \dots 25 \end{aligned}$$

tj. integralno enačbo, kjer funkciji f in g ustrezata Eulerjevemu teoremu, in ko strukturo diskretiziramo po enačbi (2), dobimo z minimalizacijo enačbe (25) po vozliščnih parametrih:

$$\frac{\partial \Pi}{\partial \{U\}} = 0 \quad \dots 26$$

sistem enačb, ki že predstavlja enačbo končnega elementa, torej

$$\frac{\partial \Pi}{\partial \{U\}} \equiv [K] \{U\} - \{F\} = 0 \quad \dots 27$$

Ker je v praksi težko najti funkcional (25), za nekatere (predvsem nelinearne) probleme pa sploh

ne obstaja, ima ta metoda omejeno vrednost. Uporabimo jo lahko za nekatere probleme elastomehanike in za prenos toplote.

3.3 Galerkinova metoda

Mnogo uspešnejša metoda od prej navedene in praktično brez omejitve je GALERKINOVA metoda. Po tej metodi je mogoče rešiti poljubno diferencialno enačbo, ki opisuje probleme iz elastomehanike, hidromehanike, geomehanike, prenosa toplote, termodinamike itd.

Pri Galerkinovi metodi prevedemo obravnavano diferencialno enačbo najprej v integralno enačbo. Z vstavljanjem diskretizacijske enačbe (2) pa že sledi OSNOVNA enačba končnega elementa.

Oglejmo si glavne točke tega postopka. Naj bo podana poljubna diferencialna enačba, kot npr.

$$L(u) = a_{ij} \frac{\partial^2 u}{\partial x_i \partial x_j} + b_j \frac{\partial u}{\partial x_j} + cu = f(x, y, z, t) \quad \dots 28$$

in robni pogoji

$$R(u) = \gamma_j \frac{\partial u}{\partial x_j} + \gamma_0 u = g(x, y, z) \quad \dots 29$$

kjer smo pisali krajše z $L(u)$ in $R(u)$ poljubne diferencialne operatorje.

Sedaj tvorimo naslednjo integralno enačbo

$$\int w \cdot (L(u) - f) dV + \int w \cdot (R(u) - g) dS = 0 \quad \dots 30$$

To enačbo smo dobili tako, da smo pomnožili enačbi (28) in (29) s t.i. UTEŽNO funkcijo w ter tako tvorjene produkte integrirali po volumnu in površini strukture.

Enačba (30) je lahko izpolnjena na dva načina. Če bi poznali funkcijo u , postaneta izraza v vsakem okroglem oklepaju nič, pa je enačba (30) identično izpolnjena. Ker pa vrednosti funkcije u ne poznamo, saj te vrednosti ravno iščemo, uporabimo Galerkinov postopek. Po tem postopku IZBEREMO za funkcijo u PRIBLIŽNO vrednost v obliki polinoma

$$\bar{u} = a_1 U_1 + a_2 U_2 + \dots + a_n U_n \quad \dots 31$$

Polinom je izbran tako, da v polju približno zadošča poteku iskane funkcije, na konturi pa so robni pogoji izpolnjeni, torej mora funkcija $\bar{u}$ zavzeti tam predpisane vrednosti. Utežno funkcijo w pa izberemo po Galerkinu tako, da je w variacija privzete funkcije u , torej

$$w = \delta \bar{u} \quad \dots 32$$

Sedaj dobi enačba (30) obliko

$$\int \delta \bar{u} (L(\bar{u}) - f) dV + \int \delta \bar{u} (R(\bar{u}) - g) dS = 0 \quad \dots 33$$

Ta enačba velja za celotno strukturo. Če uporabimo ta postopek pri MKE, strukturo diskretiziramo, pa je

$$\bar{u} = [b] \{U\} \quad \dots 34$$

Ta izraz nato vstavljamo v enačbo (33), ki potem velja za VSAK končni element strukture. Interpolacijska funkcija $[b]$ ima namreč vse lastnosti enačbe (31), v polju PRIBLIŽNO zadošča iskani funkciji, na konturi (v vozliščih) pa izpolnjuje ROBNE pogoje.

Ker je še iz (34)

$$\delta \bar{u} = [b] \{\delta U\} \text{ in } \{\delta U\} \neq 0 \quad \dots 35$$

dobi enačba (33) formalni zapis

$$\int [b]^T \cdot (L([b] \{U\}) - f) dV + \int [b]^T \cdot (R([b] \{U\}) - g) dS = 0 \quad \dots 36$$

ki predstavlja OSNOVNO enačbo končnega elementa, torej preide v obliko

$$[K] \{U\} = \{F\} \quad \dots 37$$

kjer sledijo posamezne matrike zgornje enačbe iz ustreznih izrazov enačbe (36), ko vstavljamo konkretno diferencialno enačbo.

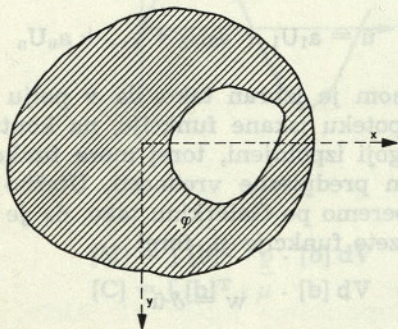
Na nekaterih primerih bomo v nadaljevanju prikazali vrednosti za posamezne matrike.

3.4 Primeri

3.4.1 Torzija votlega preseka

Čista torzija poljubnega votlega preseka je podana s Poissonovo diferencialno enačbo

$$L(\varphi) = \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} = 1 \quad \dots 38$$



Slika 4

in robnim pogojem

$$R(\varphi) = g = \text{konst.}$$

V enačbi (38) je φ napetostna funkcija, iz katere, kot je poznano, lahko izračunamo torzijske napetosti v preseku.

Ko izberemo diskretizacijsko enačbo

$$\varphi = [b] \{\phi\} \quad \dots 39$$

dobimo z vstavljanjem ustreznih vrednosti v enačbo (37) enačbo končnega elementa

$$[K] \{U\} = \{F\}$$

kjer je

$$[K] = \int \left(\frac{\partial [b]^T}{\partial x} \cdot \frac{\partial [b]}{\partial x} + \frac{\partial [b]^T}{\partial y} \cdot \frac{\partial [b]}{\partial y} \right) dA + \int_{s_2} [b]^T \frac{\partial [b]}{\partial n} ds \quad \dots 40$$

$$\{F\} = \int [b]^T dA \quad \dots 41$$

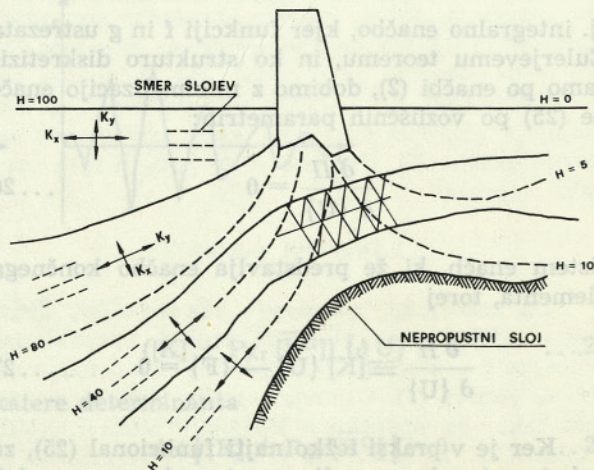
Enačbi (40) in (41) vsebujeta le izraze, ki závisijo od izbrane interpolacijske funkcije $[b]$, kar pove, da je z izbiro te funkcije rešitev problema poznana.

3.4.2 Propustnost zemljine pod jezom

Če je zemljina pod jezom slojevit, opišemo propustnost z diferencialno enačbo

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial H}{\partial y} \right) = 0 \quad \dots 42$$

Ta enačba je grajena podobno kot prejšnja, le da s koeficientoma k_x in k_y lahko upoštevamo raz-



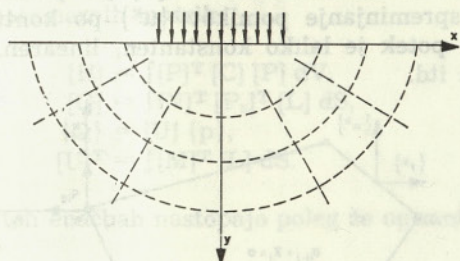
Slika 5

lično jakost propustnosti pravokotno in v smeri SLOJEV zemljine. Enačba elementa ima v tem primeru zelo podobne vrednosti kot v prejšnjem primeru. Zato teh vrednosti ne navajamo.

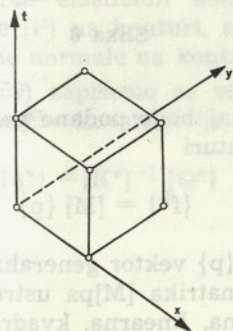
3.4.3 Proces konsolidacije zemljine

Zaradi poroznosti zemljine nastopijo v njej pri zunanji obremenitvi (temelji objektov) porne tlaki n , iz katerih je po znanih enačbah geomehanike mogoče poiskati usedke objektov. Za porne tlake v zemljini (ravninski problem) velja diferencialna enačba

$$k_x \frac{\partial n^2}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial n^2}{\partial y^2} = a \frac{\partial n}{\partial t} \quad \dots 43$$



Slika 6



Slika 7

Ta diferencialna enačba je nestacionarna (usedki se časovno spreminjajo), zato izberemo v tem primeru diskretizacijsko enačbo v obliki

$$\{n\} = [b(x, y, t)] \{N\} \quad \dots 44$$

kjer je sedaj interpolacijska funkcija funkcija kraja in časa. Zato moramo izbrati končni element v TRIDIMENZIONALNI obliki, s koordinatami x, y, t (sl. 7). Preostali del postopka pa da zopet enačbo končnega elementa v standardni obliki, kjer pač matrika $[K]$ vsebuje sedaj poleg odvodov po x in y tudi odvode interpolacijske matrike po času.

3.4.4. Prenos toplote

Prenos toplote je podan s poznano Fourierjevo enačbo

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial T}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k_z \frac{\partial T}{\partial z} \right) + Q = \rho c_E \frac{\partial T}{\partial t} \quad \dots 45$$

Tudi ta enačba je podobno grajena kot enačba (43), le da je problem štiridimenzionalen. V tem primeru vzamemo najprej, da je diskretizacijska enačba

$$T = [b(x, y, z)] \{\Theta\} \quad \dots 46$$

ki da po Galerkinovem postopku osnovno enačbo končnega elementa v obliki

$$[H] \{\Theta\} + [L] \frac{\partial \{\Theta\}}{\partial t} + \{F\} = 0 \quad \dots 47$$

kjer so matrike

$$[H] = \int k_i \frac{\partial [b]^T}{\partial x_i} \cdot \frac{\partial [b]}{\partial x_i} dV +$$

$$+ \int h^0 [b]^T [b] dS, i = 1, 2, 3$$

$$[L] = - \int \rho c_E [b]^T [b] dV$$

$$\{F\} = \int Q [b]^T dV - \int h^0 T_0 [b]^T dS$$

torej vrednote, ki dependijo prvenstveno od matrike $[b]$, kot vselej doslej. Kadar so koeficienti konduktivnosti k_i temperaturno odvisni, je enačba (47) tudi nelinearna.

Ker je enačba (47) diferencialna matrična enačba, rešimo le-to tako, da ponovno izberemo Galerkinov postopek in sistem diskretiziramo (ena dimenzija) tako, da je

$$\{\Theta\} = [\bar{b}(t)] \{\bar{\Theta}\} \quad \dots 48$$

Iz predpisanih ZAČETNIH pogojev, tj. v času $t = 0$, izračunamo nato potek temperature na koncu časovnega intervala Δt , nato na koncu naslednjega, itd. (rekurzijska enačba!).

3.4.5. Stocksove enačbe

Stocksove enačbe za porazdelitev pritiska (p) in hitrosti (u, v) v x in y smeri so podane za nestisljive kapljevine z enačbami

$$X - \frac{\partial p}{\partial x} + \mu \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) = 0$$

$$Y - \frac{\partial p}{\partial y} + \mu \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right) = 0 \quad \dots 49$$

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} = 0 \quad (\text{kontinuitetna enačba})$$

Ko združimo neznanke p , u , v v enotni vektor

$$\{\varphi\} = \begin{Bmatrix} p \\ u \\ v \end{Bmatrix} \quad \dots 50$$

in uvedemo diskretizacijsko enačbo

$$\{\varphi\} = \begin{bmatrix} [b] & . & . \\ . & [b] & . \\ . & . & [b] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} P \\ U \\ V \end{Bmatrix} = [b] \{\Phi\}, \quad \dots 51$$

dobimo po Galerkinovem postopku zopet enačbo

$$[K] \{\Phi\} = \{F\}$$

kjer je

$$[K] = \int \begin{bmatrix} a & b & . \\ c & . & b \\ . & a & c \end{bmatrix} dA$$

in je npr.

$$[a] = -[b]^T \frac{\partial [b]}{\partial x}$$

$$[b] = -\mu \left(\frac{\partial [b]^T}{\partial x} \cdot \frac{\partial [b]}{\partial x} + \frac{\partial [b]^T}{\partial y} \cdot \frac{\partial [b]}{\partial y} \right)$$

itd., ter

$$\{F\} = \int [b]^T \begin{Bmatrix} X \\ Y \\ O \end{Bmatrix} dA$$

Matrika $[K]$ v tem primeru sicer ni simetrična, vendar je z določenimi matematičnimi posegi to mogoče doseči, kar pomeni, da lahko tudi ta problem rešimo po standardni poti.

4. HIBRIDNI ELEMENTI

Končne elemente, ki smo jih opisali v prejšnjih poglavjih, imenujemo KOMPATIBILNI končni elementi. Danes uporabljamo pri rutinskih problemih običajno te elemente. Številni že pripravljeni programi omogočajo zanesljive algoritme reševanja. Čeprav je ta pot reševanja zelo enostavna, žal rezultati niso vselej uporabni. Za doseg boljših rešitev uporabljamo popolnejše elemente, ali povečujemo število elementov, vendar kljub uporabi največjih računalnikov ob sorazmerno veliki uporabi računalniškega časa rezultati še vedno niso vselej ustrezni.

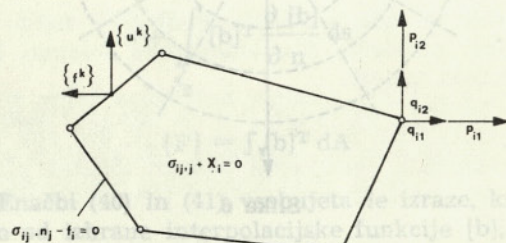
V zadnjih letih so bili razviti HIBRIDNI končni elementi, ki predstavljajo kvaliteten korak naprej v numeričnih metodah. Danes je že mogoče najti programe, ki rešujejo probleme mehanike po tej poti. Dokazano je namreč, da dajo hibridni elementi pri enakih stopnjah polinomov bistveno boljše rezultate. Pri hibridnih elementih izhajamo iz predpostavke, da izpolnjujemo v elementu ravno-

težne enačbe statike (ali dinamike) za napetosti, na robovih elementa pa PREDPIŠEMO neodvisno od napetosti pomike na konturi ob uporabi ustrezno izbranih polinomov. Za tako zasnovani hibridni element oblikujemo princip kompletarnega virtualnega dela, ki da preko ustrezne variacije OSNOVNO enačbo hibridnega elementa. S sestavljanjem teh enačb v enačbo konstrukcije pa dobimo zopet sistem enačb, iz katerega izračunamo vozliščne pomike in preko teh še napetosti.

Oglejmo si še nekatere osnovne operacije tega postopka! Naj se spreminjajo POMIKI po konturi elementa po zakonu

$$\{u^k\} = [L] \{q\} \quad \dots 52$$

kjer so $\{q\}$ generalizirani vozliščni pomiki, tj. pomiki in/ali zasuki. Matrika $[L]$ je polinom, ki opiše spreminjanje pomikov $\{u^k\}$ po konturi (sl. 8). Ta potek je lahko konstanten, linearen, kvadraten itd.



Slika 8

Podobno naj bodo podane poznane OBREME-NITVE na konturi

$$\{f^k\} = [M] \{p\} \quad \dots 53$$

kjer je vektor $\{p\}$ vektor generaliziranih sil v vozliščih (sl. 8); matrika $[M]$ pa ustrezno izbran polinom (konstantna, linearna, kvadratna zveza, itd.).

Napetost $\{\sigma\}$ v POLJU elementa pa naj bo podana z enačbo

$$\{\sigma\} = [P] \{\beta\} \quad \dots 54$$

kjer je $\{\beta\}$ vektor nepoznanih parametrov, katerega rang mora biti manjši od vozliščnega vektorja $\{q\}$ (stabilnost konstrukcije!). Polinom $[P]$ pa je zopet polinom različnega ranga, vendar mora biti IZBRAN tako, da zadošča napetost $\{\sigma\}$ ravnotežnim enačbam statike, torej

$$\sigma_{ij,j} + X_i = 0 \quad \dots 55$$

Na konturi pa morajo biti izpolnjeni še robni pogoji za napetosti, torej

$$\sigma_{ij} n_j - f_i = 0 \quad \dots 56$$

Osnovno enačbo hibridnega elementa dobimo pri tako zasnovanem končnem elementu z uporabo

principa komplementarnega virtualnega dela oziroma iz principa komplementarne energije (za splošne probleme tehnike).

Ce uporabimo prvi princip, lahko pišemo

$$\delta \left(\int \sigma_{ij} \varepsilon_{ij} dV - \int (\sigma_{ij} n_j - f_i) u_i dS \right) = 0 \quad \dots 57$$

V to enačbo vstavljamo enačbe (52), (53) in (54). Ko variiramo dobljene izraze po $\{\beta\}$ in $\{q\}$, dobimo slednjič OSNOVNO enačbo v obliki

$$([G]^T [H]^{-1} [G]) \{q\} = \{Q\} \quad \dots 58$$

ali tudi

$$[K] \{q\} = \{Q\} \quad \dots 59$$

Brez upoštevanja volumenskih sil X_i so vrednosti posameznih matrik

$$\begin{aligned} [H] &= \int [P]^T [C] [P] dV, \\ [G] &= \int [N]^T [P_s]^T [L] dS, \\ \{Q\} &= [U] \{p\}, \\ [U]^T &= \int [M]^T [L] dS. \end{aligned}$$

V teh enačbah nastopajo poleg že opisanih matrik še

$$[C] = [E]^{-1}$$

kjer je $[E]$ matrika elastičnih konstant; $[P_s]$ je vrednost matrike $[P]$ na konturi, matrika $[N]$ pa je matrika smerne normale na konturo.

Ko enačbe (59) zapišemo za vse elemente in jih združimo v enačbo konstrukcije, dobimo sistem enačb

$$\{q^*\} = [K^*]^{-1} \{Q^*\}$$

UDK 518.1:62.002:721.011.2

GRADBENI VESTNIK, LJUBLJANA, 1977 (26)

ST. 7-8, STR. 138-145

Ervin Prelog:

UPORABA METODE KONČNIH ELEMENTOV V TEHNIKI

Prikazana je uporaba metode končnih elementov pri reševanju problemov iz mehanike kontinuumov. Poleg kompatibilnega elementa je izpeljana tudi splošna teorija hibridnega elementa. Pri uporabi kompatibilnega elementa je podana direktna metoda, variacijska metoda in Galerkinova metoda za izračunavanje osnovne enačbe končnega elementa. Osnovna enačba za hibridni element je izvedena iz principa komplementarnega virtualnega dela. V delu je obravnavano nekaj primerov, ki ilustrirajo uporabo naštetih postopkov.

iz kateril izračunamo vse vozliščne parametre pomikov $\{q\}$. Iz enačbe

$$\{\beta\} = [H]^{-1} [G] \{q\} \quad \dots 60$$

pa izračunamo koeficiente vektorja $\{\beta\}$. Z vstavljanjem teh vrednosti v enačbo (54) dobimo napetosti $\{\sigma\}$ v poljih elementov.

5. ZAKLJUČEK

Čeprav zaradi pomanjkanja prostora ni bilo mogoče vseh izpeljav obsežneje prikazati, menim, da je prikazano poročilo dovolj nazoren dokaz o veliki možnosti uporabe MKE v tehniki. Metoda najmanjših kvadratov, ki je tu nismo prikazali, nudi še nadaljnjo razširitev metode končnih elementov in to predvsem za reševanje nelinearnih diferencialnih enačb. Čeprav omogoča to tudi Galerkinova metoda, da metoda najmanjših kvadratov boljše, mnogo hitrejšo konvergentno rešitve, ki jih seveda tudi pri tej metodi zaradi nelinearnosti problema lahko rešimo le po iteracijskih postopkih. Ravno tako se nismo podrobneje ukvarjali s hibridnimi elementi, ki pa postajajo zaradi dobrih rezultatov vse pomembnejši v metodi končnih elementov.

Literatura

1. E. Prelog, Metoda končnih elementov, Univerza Ljubljana, FAGG, 1975.
2. O. C. Zienkiewicz, The Finite Element Method in Engineering Science. Mc Graw, London 1972.
3. J. R. Whiteman, The Mathematics of Finite Elements and Applications. Academic Press, London 1973.

UDC 518.1:62.002:721.011.2

GRADBENI VESTNIK, LJUBLJANA, 1977 (26)

NR. 7-8, PP. 138-145

Ervin Prelog:

THE APPLICATION OF THE FINITE ELEMENT METHOD IN TECHNICS

The application of the finite element method in solving the problems of mechanics of continua is shown. Beside the compatible element the general theory of the hybrid element is derived. When using the compatible element the direct method, the variational method, and Galerkin's method for solution of the basic equation of the finite element are presented. The basic equation of the hybrid element is derived from the principle of complementary virtual work. The report deals with some examples, which illustrate the application of the mentioned methods.

Uporaba računalnika pri analizi konstrukcij v visokogradnji

UDK 681.3:624.074.7:624.9

1. UVOD

Objekti v visokogradnji so običajno zelo komplicirane konstrukcije, ki jih je bilo še do nedavnega mogoče statično preračunavati le ob upoštevanju cele vrste predpostavk. Vedno je bila npr. upoštevana teorija elastičnosti, konstrukcija je bila skoraj vedno obravnavana ravninsko, dinamična analiza je bila večinoma zelo groba, itd.

Z razvojem elektronskih računalnikov se je pojavila vrsta novih metod, ki omogočajo natančnejšo in hitrejšo analizo konstrukcij. Upamo si trditi, da je danes teoretično možno rešiti s poljubno natančnostjo skoraj vse probleme, ki se pojavijo v praksi. Praktično omejitve predstavljajo pri tem ekonomski kriteriji, saj je natančnost računa vedno potrebno prirediti pomembnosti objekta. Iz tega razloga smo v praksi tudi pri uporabi računalnikov največkrat še vedno obdržali najosnovnejše predpostavke klasičnih metod (npr. veljavnost teorije elastičnosti), v odvisnosti od zahtevnosti in pomembnosti konstrukcije pa smo eliminirali več ali manj nadaljnjih predpostavk.

Namen tega članka je v informativni obliki kritično predstaviti programe, ki so trenutno na razpolago za račun konstrukcij v visokogradnji in podati nekatere izkušnje, ki smo jih pridobili pri uporabi teh programov za analizo dejanskih objektov.

2. VERTIKALNI NOSILNI ELEMENTI

2.1 Linijske konstrukcije

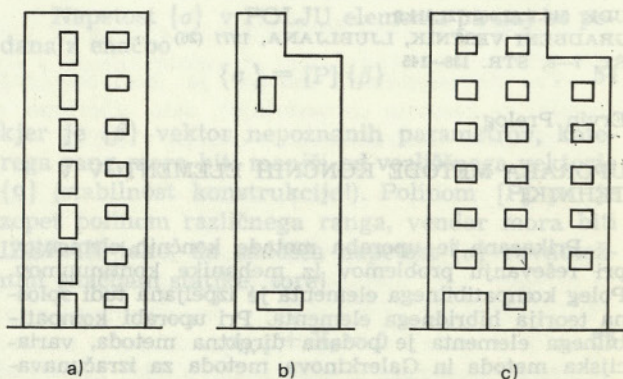
Račun linijskih konstrukcij (paličja, okviri in brane) je področje, kjer je postala uporaba računalnikov nepogrešljiva. Najbolj primerna za programiranje je deformacijska metoda, ki predstavlja osnovo skoraj vseh programov. Pri tej metodi je oblika konstrukcije nepomembna, na obseg dela vpliva predvsem število vozlišč. Pri elementih so upoštewane deformacije zaradi upogiba in striga ter sprememba dolžine osi. Eden prvih programov za račun linijskih konstrukcij je bil STRESS, ki je še danes v uporabi, vendar je zaradi večkratnih predelav na računalniku CYBER neekonomičen. Večino okvirov je z zadostno natančnostjo mogoče obravnavati ravninsko, zato je bil izdelan poseben program za račun ravninskih okvirov RAVOK, ki

PETER FAJFAR — MATEJ FISCHINGER — JANEZ REFLAK

je izredno ekonomičen. Linijske konstrukcije je mogoče računati tudi s programoma SAP IV in FLASH, vendar je priprava podatkov o obtežbi linijskih konstrukcij za ta dva programa neudobna. Za praktično uporabo je zelo важен grafičen prikaz rezultatov. Na STRESS je priključen program STRESSPLOT, ki je trenutno precej drag, v RAVOK pa je vključena cenena možnost delnega grafičnega prikaza na printer.

2.2 Stene

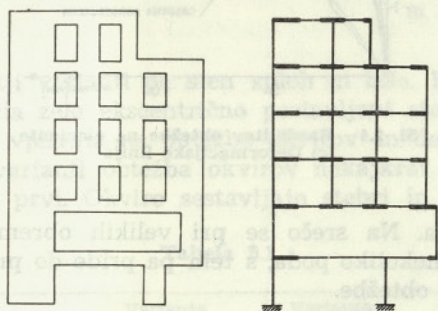
Stene so pomemben nosilni element v visokogradnji. Včasih so se pojavljale predvsem v kombinaciji z okviri in služile za prevzem horizontalne obtežbe, v zadnjem času pa predstavljajo večkrat (predvsem v stanovanjski gradnji) edini vertikalni nosilni element. V tem članku se bomo omejili samo na vpliv horizontalne obtežbe, saj je običajno račun sten pri vertikalni obtežbi trivialen. Dimenzije sten so v visokogradnji običajno take, da stene lahko z zadostno natančnostjo obravnavamo kot linijske elemente, posebno še, če upoštevamo tudi vpliv strižnih deformacij. Stene brez odprtín lahko torej računamo kot konzole, za stene z odprtínami pa je v literaturi podanih več metod. Večino sten, ki se pojavljajo v praksi, je mogoče analizirati s programom EAVEK (slike 2.1 in 2.4 a), pri čemer je potrebno včasih upoštevati nekatere poenostavitve. Če so odprtine v stenah razporejene daleč ena od druge (slika 2.1 b), lahko računamo steno kot konzolo z nekonstantnim vztraj-



Sl. 2.1 Primeri sten, ki jih je mogoče direktno analizirati s programom EAVEK

nostnim momentom. V etažah z odprtínami določimo vztrajnostni moment prereza na podlagi predpostavke, da sta dela stene levo in desno od odprtine toga povezana. Če so odprtine razporejene

približno ena nad drugo in obstajajo samo manjše neregularnosti (slika 2.1 c), te približno upoštevamo z ustreznimi vrednostmi vztrajnostnih momentov. V primeru, ko stena ne ustreza nobeni od računskih shem, ki jih uporablja program EAVEK, jo je možno nadomestiti z nekim nadomestnim okvirom (slika 2.2), kjer so posamezni deli nekaterih elementov zelo togi, ter uporabiti program za linijske konstrukcije. RAVOK ima vgrajene elemente s togimi priključki, pri programu STRESS pa je treba tak element razdeliti na tri elemente, od katerih morata imeti krajna dva bistveno večjo togost kot srednji. Dopustna razlika v togosti je odvisna od natančnosti računalnika in je bistveno manjša npr. pri računalniku IBM 1130 kot pri računalniku CYBER.

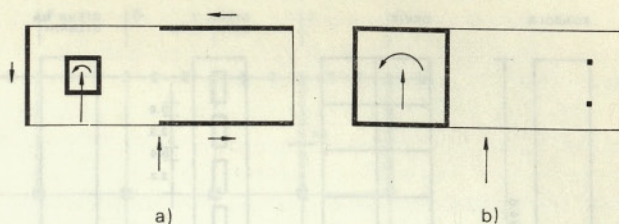


Sl. 2.2 Stena in nadomestni okvir

Na mestih, kjer se stene v dveh smereh stikajo (npr. prečna in vzdolžna stena), običajno pri določanju vztrajnostnega momenta ene stene upoštevamo tudi del druge (T ali I presek). Sodelujočo širino vzamemo po predpisih za betonske konstrukcije, pri čemer upoštevamo kriterij, ki je odvisen od debeline stene kajti razdalja med momentnimi ničelnimi točkami je pri konzolnem obnašanju celotne zgradbe zelo velika.

2.3 Jedra

Jedra so sestavljena iz sten, zato velja za njih vse, kar smo omenili pri stenah. Posebnost jeder je ta, da lahko sama prenašajo tudi torzijske obremenitve, ki se dejansko vedno pojavijo, vendar jih večkrat (od tega največkrat neupravičeno) zanemarimo. Jedra imenujemo zato tudi torzijske elemente, medtem ko so ravninski okviri in stene upogibni elementi. Torzijske obremenitve so posledica nesimetričnosti togosti ali obtežbe, popolnoma simetričnih konstrukcij in obtežb pa v naravi ni. Pri običajnih zasnovah konstrukcij večji del torzijskih obremenitev prevzamejo upogibni elementi (slika 2.3 a), le manjši del pa torzijski elementi, zato lahko največkrat torzijsko nosilnost posameznih elementov kar zanemarimo. Včasih se pojavijo konstrukcije, kjer je torzijo mogoče prevzeti edino s torzijskim elementom (slika 2.3 b). Za račun takih elementov je v literaturi podana vrsta metod,



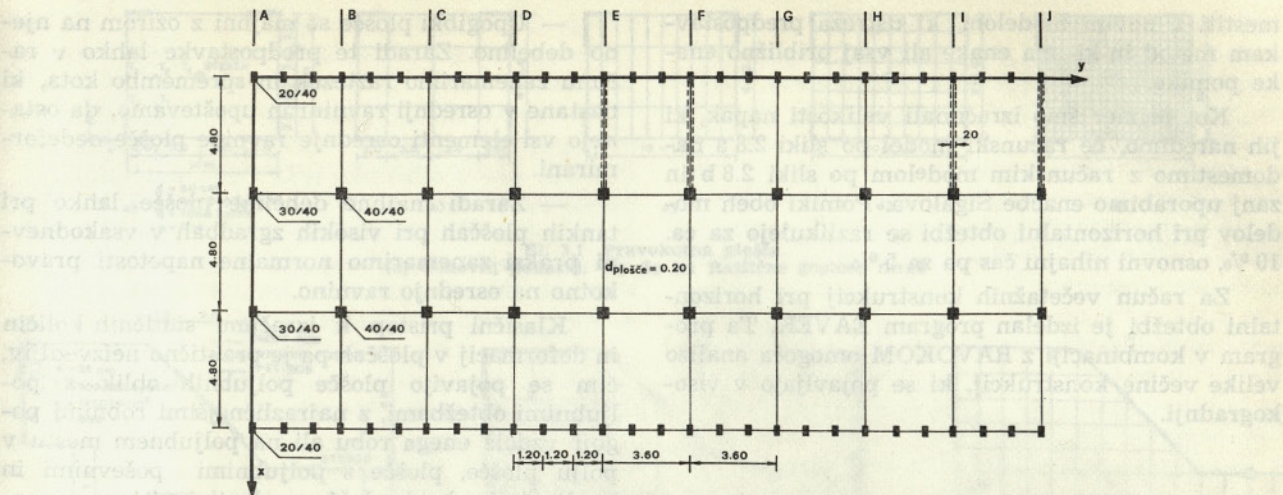
Sl. 2.3 Nesimetrični zgradbi. Torzijo prevzamejo (a) pretežno upogibni elementi (b) torzijski element

ki temeljijo na teoriji tenkostenskih nosilcev. Program EAVEK omogoča analizo enostavnih jeder, za splošne primere pa je v izdelavi nov program. Na tem mestu naj ponovimo znano dejstvo, da imajo zaprti profili bistveno večjo torzijsko togost kot odprti profili. Običajna jedra v visokogradnji so bodisi odprti ali pa elastično povezani profili.

2.4 Celotna konstrukcija

Posamezni vertikalni nosilni elementi le izjemoma predstavljajo celotno konstrukcijo (npr. dimniki), običajno je več takih elementov s ploščami povezanih v konstrukcijo. V tem poglavju se bomo omejili na obravnavanje vpliva horizontalne obtežbe na tako sestavljene konstrukcije. Osnovna naloga, ki jo moramo rešiti, je razdelitev celotne zunanje horizontalne obtežbe na posamezne elemente. Ko poznamo delež obtežbe, ki jo prevzame element, lahko vsak element analiziramo neodvisno od ostale konstrukcije. Pri računu razdelitve horizontalne obtežbe predpostavimo, da so medetažne plošče neskončno toge v svoji ravnini in da nimajo togosti pravokotno na svojo ravnino, ali z drugimi besedami, da so vertikalni nosilni elementi medsebojno členkasto povezani ter da se razdalje med njimi ne spreminjajo. Ta predpostavka bistveno poenostavi račun, kljub temu pa daje pri veliki večini konstrukcij rezultate v okviru inženirske natančnosti. Natančnejši račun je včasih potreben pri zelo dolgih in ozkih objektih, kjer podajnost plošče lahko pomembno vpliva na razdelitev obtežbe.

V nadaljnjem bomo pokazali nekaj značilnosti razdelitve obtežbe. Zaradi večje nazornosti se bomo najprej omejili na simetrične konstrukcije in obtežbe (ravninski primeri). Pri takih primerih predpostavka o togosti plošč povzroča, da so pomiki vseh elementov enaki. Pri konstrukcijah, sestavljenih iz samih enakih elementov, odpade tako na vsak element enak delež obtežbe. Pogosta napaka, ki se pojavlja v praksi, je ta, da se obremenjeni krajni element z manjšo horizontalno obtežbo. Če elementi niso enaki, je razdelitev obtežbe enostavna le v primeru, ko gre za enako visoke stene brez odprtín (konzole), ki imajo konstanten vztrajnostni moment po višini in take dimenzije, da so strižne deformacije nepomembne. V tem primeru lahko razdelimo obtežbo v razmerju vztrajnostnih mo-



Sl. 2.6 Tloris trietažne zgradbe

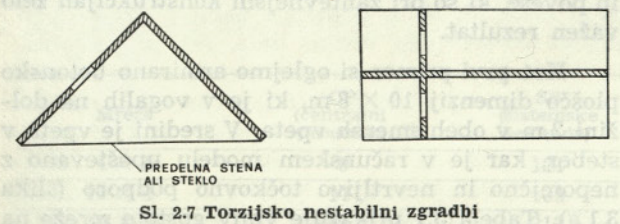
pri tretji varianti pa sten sploh ni bilo. Izkazalo se je, da zelo ekscentrično postavljeni steni zelo kvarno vplivata na obtežbo okvirov in da je pri drugi varianti obtežba okvirov nekajkrat manjša kot pri prvi. Okvire sestavljajo stebri in plošča.

Tabela 2.1

Element	Varianta s stenami v oseh I in J	Varianta s stenami v oseh E in F	Varianta brez sten
Okvir B	32.3	5.7	27.1
Okvir D	23.8	5.7	27.1
Okvir H	6.9	5.7	27.1
Stena E	—	94.9	—
Stena F	—	94.9	—
Stena I	57.6	—	—
Stena J	47.5	—	—

Tab. 2.1 Primerjava celotne obtežbe za nekatere okvire in stene zgradb po sl. 2.6. pri potresu v x-smeri ($k_c = 0.12$).

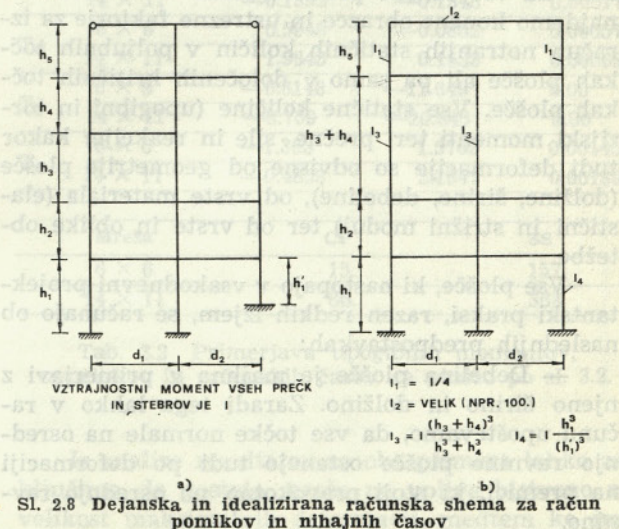
Vsaka, tudi načrtno simetrična zgradba mora imeti torzijsko odpornost, saj vedno lahko pride do manjše nesimetričnosti mas ali obtežbe. Objekti, ki imajo nosilne elemente na obodu tlorisa, imajo bistveno večjo torzijsko odpornost od objektov, kjer so nosilni elementi v sredini. Zgradbi na sliki 2.7 sta torzijsko nestabilni.



Sl. 2.7 Torzijsko nestabilni zgradbi

Pri računu razdelitve obtežbe na posamezne elemente (in pri računu lastnih nihajnih časov pri dinamiki) moramo poznati premike elementov (po-

mike upogibnih in zasuke torzijskih elementov) pri horizontalni obtežbi. Medtem ko obstajajo za enostavne elemente (npr. stene brez ali z eno vrsto odprtin) zaključene enačbe, je natančen račun pomikov kompliciranih elementov dokaj težaven. Precej lahko pripomoremo k ekonomiki računa, če se zavedamo, da za račun premikov ni potreben tako natančen računski model kot za račun notranjih sil. Iz tega razloga obstaja v literaturi npr. cela vrsta približnih metod za račun pomikov okvirov, od katerih so zelo primerne enačbe Sigalova ([1]). Te enačbe se zaradi svoje enostavnosti v praksi precej uporabljajo, žal večkrat tudi napačno. Zavedati se je treba, da je njihova najpomembnejša predpostavka, da so ničelne točke momentov na sredini stebrov. Enačbe so torej tem točnejše, čim večja je togost prečk nasproti togosti stebrov in povsem odpovejo, če so stebri bistveno bolj togi od prečk. Ob poznavanju predpostavk, na katerih enačbe temeljijo, je večkrat mogoče enačbe Sigalova uporabiti tudi za približen račun okvirov, ki ne ustrezajo osnovnim predpostavkam. Pri tem je potrebno dejanski računski model nado-



Sl. 2.8 Dejanski in idealizirana računska shema za račun pomikov in nihajnih časov

mestiti z novim modelom, ki ustreza predpostavkam metod in ki ima enake ali vsaj približno enake pomike.

Kot primer smo izračunali velikosti napak, ki jih naredimo, če računski model po sliki 2.8 a nadomestimo z računskim modelom po sliki 2.8 b in zanj uporabimo enačbe Sigalova. Pomiki obeh modelov pri horizontalni obtežbi se razlikujejo za ca. 10 %, osnovni nihajni čas pa za 5 %.

Za račun večetažnih konstrukcij pri horizontalni obtežbi je izdelan program EAVEK. Ta program v kombinaciji z RAVOKOM omogoča analizo velike večine konstrukcij, ki se pojavljajo v visokogradnji.

3. HORIZONTALNI NOSILNI ELEMENTI

3.1 Brane

Včasih predstavlja medetažno konstrukcijo brana. Brana je sestavljena iz linijskih elementov, zato je možno uporabiti vse tovrstne programe, ki smo jih omenili že pri okvirih, le da odgovarja programu RAVOK, ki je namenjen samo reševanju ravninskih okvirov, program BRANA, ki služi izključno za račun bran.

3.2 Plošče

Kot medetažne konstrukcije se pri masivnih zgradbah običajno uporabljajo armirano betonske plošče najrazličnejših oblik. Analiza plošč regularnih oblik (npr. kvadratne, pravokotne ali krožne plošče) ne predstavlja posebnega problema, če je obtežba enostavna (npr. konstantna zvezna ali linijska obtežba) in če so robni pogoji vzdolž enega roba plošče isti (npr. cela dolžina roba je vpeta, elastično podprta, vrtljivo podprta ali prosta). Za vse takšne primere lahko v literaturi že najdemo končne obrazce in ustrezne faktorje za izračun notranjih statičnih količin v poljubnih točkah plošče ali pa samo v določenih kritičnih točkah plošče. Vse statične količine (upogibni in torzijski momenti ter prečne sile in reakcije) kakor tudi deformacije so odvisne od geometrije plošče (dolžine, širine, debeline), od vrste materiala (elastični in strižni modul) ter od vrste in oblike obtežbe.

Vse plošče, ki nastopajo v vsakodnevni projektantski praksi, razen redkih izjem, se računajo ob naslednjih predpostavkah:

— Debelina plošče je majhna v primerjavi z njeno širino in dolžino. Zaradi tega lahko v računu upoštevamo, da vse točke normale na osrednjo ravnino plošče ostanejo tudi po deformaciji na premici, ki stoji pravokotno na osrednjo ravnino.

— Upogibki plošče so majhni z ozirom na njeno debelino. Zaradi te predpostavke lahko v računu zanemarimo raztezek in spremembo kota, ki nastane v osrednji ravnini in upoštevamo, da ostanejo vsi elementi osrednje ravnine plošče nedeformirani.

— Zaradi majhne debeline plošče lahko pri tankih ploščah pri visokih zgradbah v vsakodnevni praksi zanemarimo normalne napetosti pravokotno na osrednjo ravnino.

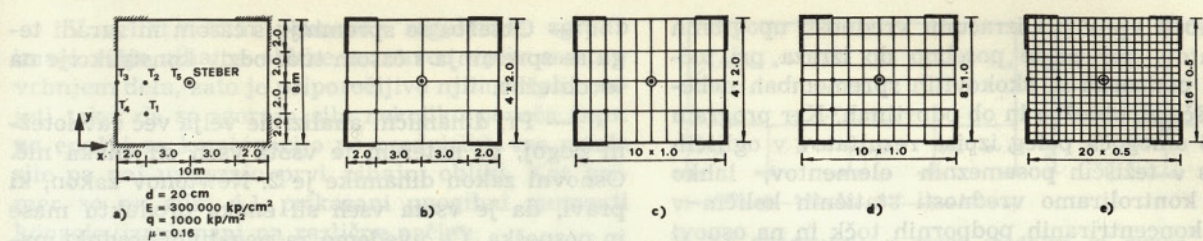
Klasični pristop k izračunu statičnih količin in deformacij v ploščah pa je praktično neizvedljiv, čim se pojavijo plošče poljubnih oblik s poljubnimi obtežbami, z najrazličnejšimi robnimi pogoji vzdolž enega roba ali na poljubnem mestu v polju plošče, plošče s poljubnimi poševnimi in lomljenimi robovi, plošče z odprtini ter vse močnejše plošče s spreminjajočimi se debelinami in ne-reguliranim podprtjem. Danes je ob uporabi sodobnih računskih metod in ob primerno velikih računalniških možno poljubno natančno izračunati poljubne plošče, postavlja pa se vprašanje ekonomske upravičenosti zelo natančnega izračuna.

V RC FAGG uporabljamo za izračun kompliciranih plošč običajno program FEAPS, ki je namenjen samo za račun plošč. Poleg tega obstojata še dva zelo uporabna programa SAP IV ter FLASH. S programoma FEAPS in SAP IV smo v zadnjih letih izračunali več desetih najrazličnejših plošč za razne objekte in imamo z njima dobre izkušnje, medtem ko je program FLASH šele z fazi uvajanja.

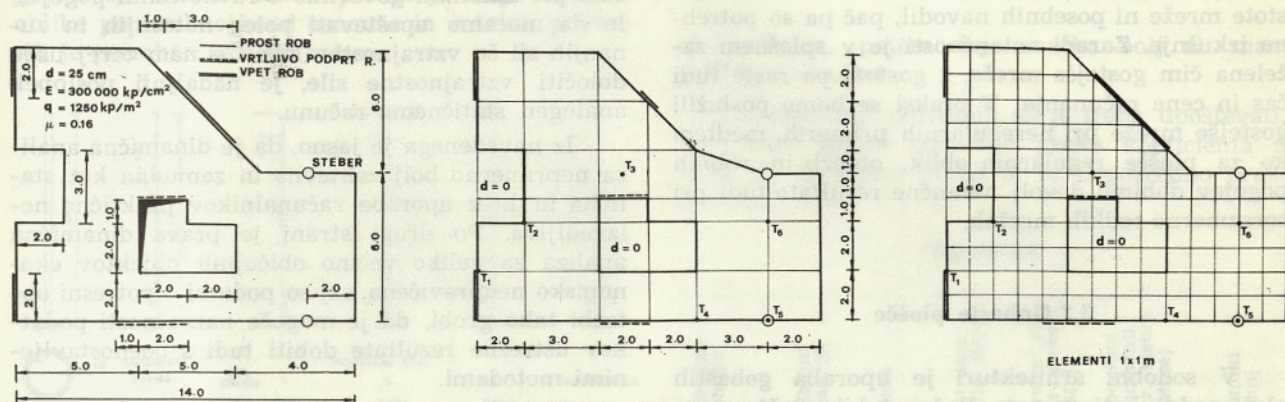
Vsi omenjeni programi uporabljajo klasično metodo končnih elementov. Zaradi velikega števila prostostnih stopenj so računalniški časi za izračun posameznih konstrukcij bistveno večji kot pri linijskih konstrukcijah. Za ekonomično uporabo programov za račun ploskovnih konstrukcij je potrebno imeti določene izkušnje za izbiro ustreznega števila elementov, tj. gostote mreže ter za izbiro ustrezne oblike elementov, kajti predvsem od tega je odvisna natančnost rezultatov in ekonomičnost izračuna.

Rezultati izračuna po teh programih so vsi upogibni in torzijski momenti in deformacije v vseh vozliščih elementov ter reakcije in reakcijski momenti v podpornih točkah. Tako lahko dobimo v poljubni točki plošče notranje statične količine in povese, ki so pri zahtevnejših konstrukcijah zelo važen rezultat.

Kot prvi primer si oglejmo armirano betonsko ploščo dimenzij 10×8 m, ki je v vogalih na dolžini 2 m v obeh smereh vpeta. V sredini je vpeta v steber, kar je v računskem modelu upoštevano z nepomično in nevrtljivo točkovno podporo (slika 3.1 a). Tabela 3.1 prikazuje vpliv gostote mreže na posamezne statične količine in upogibke ter čas računanja s programom FEAPS. V praksi pri simetričnih ploščah s simetrično obtežbo redno upoštevamo simetrijo in tako bistveno pocenimo ra-



Sl. 3.1 Pravokotna plošča
(a) Osnovni podatki. (b) do (e) Različne gostote mreže



Sl. 3.2 Primer neregularne plošče
(a) Osnovni podatki. (b) in (c) Primera razdelitve na elemente

Tabela 3.1

Točka	Mreža	Mx [Mpm]	My [Mpm]	w [m]
T ₁	4 × 4	0.3908	0.3536	0.000727
	10 × 4	0.3485	0.4476	0.00080
	10 × 8	0.3493	0.3792	0.00086
	20 × 16	0.3820	0.4037	0.00093
T ₂	4 × 4	1.1763	0.7314	0.00110
	10 × 4	0.8808	0.487	0.00115
	10 × 8	0.9668	0.5845	0.00126
	20 × 16	0.9648	0.579	0.00134
T ₃	4 × 4	0.4587	-0.5197	0.000299
	10 × 4	0.3632	-0.7023	0.000303
	10 × 8	0.1471	1.5183	0.000483
	20 × 16	0.0036	1.1324	0.000581
T ₄	4 × 4	-2.6947	-0.4311	0.0000
	10 × 4	-2.699	-0.4319	0.0000
	10 × 8	-3.7185	-0.5949	0.0000
	20 × 16	-5.726	-0.9161	0.0000
T ₅	4 × 4	-4.934	-5.336	0.0000
	10 × 4	-6.766	-6.273	0.0000
	10 × 8	-7.600	-7.749	0.0000
	20 × 16	-9.600	-9.754	0.0000

Mreža	CP (centralni procesor)	SS (sistemske sekunde)
4 × 4	9	121
10 × 4	14	135
10 × 8	39	213
20 × 16	353	1962

Tab. 3.1 Primerjava upogibnih momentov, upogibkov in računalniških časov za ploščo po sl. 3.1

čun. V prikazanem primeru bi se lahko ob upoštevanju simetrije omejili na račun četrtine plošče.

Kot drugi primer smo si izbrali splošno armirano betonsko ploščo z odprtinami in splošnim podprtjem (slika 3.2 a). Izračunali smo jo z dvema različnima gostotama mreže s programom FEAPS. Nekaj rezultatov in časi računa so prikazani v tabeli 3.2.

Tabela 3.2

Točka	Mreža	Mx [Mpm]	My [Mpm]	w [m]
T ₁	6 × 6	-5.6299	-0.9007	0.00
	14 × 11	-8.332	-1.333	0.00
T ₂	6 × 6	1.6852	0.0892	0.001318
	14 × 11	2.9457	1.1425	0.001778
T ₃	6 × 6	-0.2712	-0.1097	0.000207
	14 × 11	-0.1892	-0.1343	0.000173
T ₄	6 × 6	0.5948	-0.0862	0.00057
	14 × 11	1.9848	0.1538	0.00068
T ₅	6 × 6	-6.8148	-11.649	0.00
	14 × 11	-8.709	-20.843	0.00
T ₆	6 × 6	-1.363	1.5763	0.001455
	14 × 11	-0.4853	2.1847	0.001895

Mreža	CP	SS
6 × 6	15.	157.
14 × 11	66.	362.

Tab. 3.2 Primerjava upogibnih momentov, upogibkov in računalniških časov za ploščo po sl. 3.2.

Iz analize rezultatov za oba primera lahko zaključimo, da gostota mreže ne vpliva bistveno na velikost maksimalnih deformacij, medtem ko ima

pomemben vpliv pri izračunu vrednosti upogibnih momentov, kar pride posebno do izraza pri točkovnih podporah in skokovitih spremembah debeline počke ali obtežbe in ob odprtinah. Ker program FEAPS omogoča poleg izpisa rezultatov v ogliščih še izpis v težiščih posameznih elementov, lahko vedno kontroliramo vrednosti statičnih količin v bližini koncentriranih podpornih točk in na osnovi takšne analize lahko v skladu s predpisi adaptiramo konice momentov. Za pravilni način izbire gostote mreže ni posebnih navodil, pač pa so potrebne izkušnje. Zaradi natančnosti je v splošnem zaželena čim gostejša mreža, z gostoto pa raste tudi čas in cena računanja. V praksi se bomo poslužili gostejše mreže pri neregularnih primerih, medtem ko za plošče regularnih oblik, obtežb in robnih pogojev dobimo dovolj natančne rezultate tudi pri sorazmerno redkih mrežah.

3.3 Gobaste plošče

V sodobni arhitekturi je uporaba gobastih plošč vedno bolj pogosta. Račun takih plošč z uporabo metode končnih elementov je lahko zelo drag (glej dodatek A). Izkazalo se je, da lahko gobaste plošče z razmeroma pravilnim rastrom stebrov in brez večjih nezveznosti v robnih pogojih zelo uspešno računamo s približnimi metodami (npr. po nemških ali ameriških predpisih).

Pri teh metodah objekt razdelimo na okvire, pri katerih tvori prečko plošča, ki ima širino polovice polja na vsako stran osi okvira. Okvire obtežimo z obtežbo, ki pripada celotni širini prečke oziroma plošče (ne s strešno obtežbo!). Tako je obtežba dvakrat šteta (enkrat v x in enkrat v y smeri), kar moramo upoštevati pri osnih silah v stebrih. Dobljene momente po določenih pravilih razdelimo po plošči.

Primerjava teh metod s točnim računom po metodi končnih elementov je dala pri gobastih ploščah primerno regularnih oblik dobre rezultate. Pri ploščah zelo nepravilnih oblik in pri ploščah z odprtini ali z velikimi nezveznostmi v robnih pogojih je potreben točnejši račun s programi FLASH, FEAPS ali SAP IV.

4. DINAMIČNA ANALIZA

Najpomembnejša aplikacija dinamične analize v visokogradnji je račun konstrukcij pri seizmični obtežbi. V tem poglavju je podanih samo nekaj izkušenj, dobljenih pri računu po veljavnih jugoslovanskih predpisih, medtem ko je celotno področje projektiranja zgradb na seizmičnih področjih obdelano v posebnem članku [2].

Dinamična analiza se razlikuje od statične v dveh bistvenih ozirih:

— Obtežba se spreminja s časom in zaradi tega se spreminja s časom tudi odziv konstrukcije na to obtežbo.

— Pri dinamični analizi ne velja več ravnotežni pogoj, po katerem je vsota vseh sil enaka nič. Osnovni zakon dinamike je 2. Newtonov zakon, ki pravi, da je vsota vseh sil enaka produktu mase in pospeška. Če uvedemo za negativni produkt mase in pospeška ime vztrajnostna sila, potem lahko tudi pri dinamiki govorimo o ravnotežnih pogojih, le da moramo upoštevati poleg notranjih in zunanjih sil še vztrajnostne sile. Če nam torej uspe določiti vztrajnostne sile, je nadaljnji postopek analogen statičnemu računu.

Iz navedenega je jasno, da je dinamična analiza neprimerno bolj zahtevna in zamudna kot statična in brez uporabe računalnikov praktično neizvedljiva. Po drugi strani je prava dinamična analiza za veliko večino običajnih objektov ekonomsko neupravičena, saj so podatki o potresni obtežbi tako grobi, da je mogoče natančnosti podatkov ustrezne rezultate dobiti tudi s poenostavljenimi metodami.

Najbolj znana in razširjena poenostavljena metoda je metoda s spektri odziva, ki je podlaga večine predpisov o gradnji na potresnih območjih, med drugimi tudi naših. Pri tej metodi izračunamo maksimalne vrednosti vztrajnostnih sil (v praksi jih imenujemo tudi potresne sile) v odvisnosti od nihajnih časov in nihajnih oblik lastnega nihanja, nato pa nadaljujemo z običajnim statičnim računom.

Tudi tako poenostavljena dinamična analiza je še vedno precej zamudna, zato je primerno upoštevati dodatne poenostavitve, ki ne vplivajo bistveno na natančnost rezultatov.

Na splošno velja za vse konstrukcije, da je za določanje vztrajnostnih sil potreben veliko manj natančen računski model kot za določanje notranjih sil oziroma napetosti. To dejstvo s pridom izkoriščamo v praksi tako, da za račun vztrajnostnih (potresnih) sil uporabimo za zgradbo računski model konzole, ki ima enake deformacijske karakteristike kot dejanska zgradba, za račun notranjih sil pa nato upoštevamo bolj natančne modele (okvire, stene, itd.).

Nadaljnjo poenostavitev predstavlja upoštevanje vpliva samo prve nihajne oblike. Upoštevanje višjih nihajnih oblik povzroča namreč pri ročnem računu sorazmerno veliko dela, saj je potrebno kombinirati notranje sile po enačbi v predpisih. Mimogrede naj omenimo, da enačba za kombinacijo v predpisih nima niti teoretične niti eksperimentalne podlage. V literaturi je za kombinacijo najpogostejše uporabljen kvadratni koren vsote vplivov vseh nihajnih oblik. Napačno je kombinirati potresne sile in na podlagi tako kombiniranih sil izračunati notranje sile. Te bi bile v tem primeru prevelike, saj se pri kvadriranju v enačbi za kombinacijo izgubi predznak.

Pri nesimetričnih in neregularnih konstrukcijah ne vemo vnaprej, katera smer delovanja potresne obtežbe je najbolj kritična, zato je priporočljiva kontrola v več smereh. Togi steni na obodu 2-etažne stavbe s tlorisom na sl. 4.3 npr. povzročita, da se pri horizontalni obtežbi stavba praktično zavrti okoli presečišča obeh sten. Tako dobijo okviri največjo obtežbo pri potresu v $-xy$ (135°) smeri, steni pa pri potresu v xy (45°) smeri).

Pri nesimetričnih konstrukcijah je nujno potrebno upoštevati tudi vpliv torzije. V predpisih je podana približna metoda, ki predvideva dinamičen račun v ravnini ter nato upoštevanje statičnih torzijskih momentov. Za zelo nesimetrične in neregularne konstrukcije je ta metoda preveč groba in je priporočljivo zajeti torzijo že pri dinamičnem delu analize. Ponovno moramo opozoriti, da mora imeti vsaka, tudi načrtno povsem simetrična zgradba, zadostno torzijsko odpornost, zato večina predpisov predpisuje minimalno računsko ekscentričnost v velikosti 5 % daljše dimenzije tlorisa objekta. Pri potresu je namreč gibanje tal več ali manj kaotično, zato lahko pride do fazne razlike med gibanji posameznih točk temeljev zgradbe in s tem do torzijskih obremenitev. Te so običajno tem večje, čim večje so tlorisne dimenzije zgradbe.

Tabela 4.2

Element	Smer potresa ($k_c = 0.08$)			
	X	Y	XY (45°)	$-XY$
Okvir 1	22.	36.	10.	41.
Okvir 4	11.	18.	5.	20.
Okvir 6	4.	6.	2.	7.
Stena 7	119.	91.	144.	51.
Okvir A	25.	41.	12.	46.
Okvir C	9.	14.	5.	15.
Stena D	156.	120.	190.	64.

Tab. 4.2 Obtežba elementov konstrukcije po sl. 4.3 pri potresni obtežbi

Vpliv potresa v vertikalni smeri običajno zanemarjamo iz dveh razlogov:

— Pospeški v vertikalni smeri so manjši od horizontalnih pospeškov.

— Konstrukcije so dimenzionirane za prevzem običajne vertikalne obtežbe, zato predstavlja potresna obtežba v vertikalni smeri samo dodatno obtežbo, ki je v veliki večini primerov precej manjša od osnovne vertikalne obtežbe.

Vertikalna komponenta pospeška temeljnih tal je lahko pomembna le lokalno pri podajnih elementih (npr. konzole in nosilci velikih razponov). Zahteva v predpisih (dodatna obtežba $\pm 1.00 Q$ za IX. stopnjo) je nedvomno pretirana. Vertikalni pospeški do zdaj registriranih potresov so bili vedno manjši od horizontalnih pospeškov, zato predlagamo kot zgornjo mejo za vertikalno potresno obtežbo enačbo po predpisih za horizontalno obtež-

bo, pri čemer naj bo β odvisen od lastnega nihajnega časa obravnavanega elementa.

Najprimernejši program za dinamično analizo objektov v visokogradnji je EAVEK. Dinamično analizo poljubnih konstrukcij omogoča program SAP IV, ki pa je zaradi svoje splošnosti manj ekonomičen in ga uporabljamo samo v primerih, ko objekt ne ustreza predpostavkam programa EAVEK.

5. RAČUN STABILNOSTI IN RAČUN PO TEORIJI 2. REDA

Objekti, ki se grade pri nas, še niso dosegli takih višin, da bi bilo potrebno kontrolirati stabilnost objekta kot celote, oziroma da bi račun po teoriji 2. reda povzročil zaznavno povečanje obremenitev nasproti običajnemu računu po teoriji 1. reda. Kontrola globalne stabilnosti in račun po teoriji 2. reda je potreben pri zelo vitkih konstrukcijah. Oboje omogoča program EAVEK.

Pri vseh tlačenih elementih je seveda potrebno upoštevati možnost lokalnega uklona. Uklonska dolžina stebrov je pri horizontalno pomičnih okvirih enaka najmanj etažni višini, pri horizontalno nepomičnih okvirih pa največ etažni višini. Pri stenah se jemlje uklonska dolžina običajno enaka etažni višini.

6. VPETOST IN TEMELJI

Izbira mesta toge ali elastične vpetosti je odvisna od vrste konstrukcije. Pri večini zgradb so kleti bistveno bolj toge kot zgornji del konstrukcije, zato je najprimerneje predpostaviti, da je objekt togo vpet v klet. Če je togost kleti istega velikostnega reda kot togost zgornjega dela, potem se običajno vzame mesto vpetja na koti temeljev. Pri stavbah največkrat predpostavimo togo vpetost, elastična vpetost v temeljna tla je lahko pomembna le pri zelo togih konstrukcijah in pri konstrukcijah majhnega tlorisa (npr. dimniki). Pri računu po veljavnih predpisih je predpostavka o togi vpetosti običajno na varni strani, saj se s tem poveča togost, zmanjša nihajni čas in povečajo potresne sile, medtem ko se nihajne oblike največkrat ne spremenijo bistveno. Za oceno osnovnega nihajnega časa elastično vpete konstrukcije lahko uporabimo enačbo

$$T^2 = T_E^2 + T_T^2$$

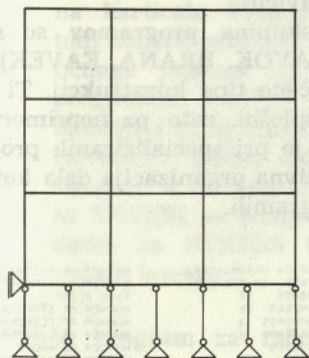
kjer T_E predstavlja nihajni čas toge vpete elastične konstrukcije, T_T pa nihajni čas elastično vpete toge konstrukcije. V T_E je torej zajet samo vpliv deformabilnosti konstrukcije, v T_T pa samo vpliv elastične vpetosti.

Pomembnejši vpliv kot na globalno obnašanje konstrukcij ima elastična vpetost lahko na lokalno

razdelitev obtežbe med posameznimi elastično vpetimi elementi.

Koeficienti elastične vpetosti v odvisnosti od kvalitete tal in od dimenzij temelja so podani v [1].

Trakasti temelji ali temeljne plošče predstavljajo nosilce oziroma plošče na elastični podlagi. Reševanje takih konstrukcij je mogoče ob uporabi raznih tabel, pri uporabi računalnika pa je najenostavnejša uporaba metode modula reakcije tal (*»Bettungsmodulverfahren«*). Pri uporabi te meto-



Sl. 6.1 Računski model okvirja, ki upošteva elastični temelj

de zemljino nadomestimo s skupino elastičnih podpor (vzmeti), katerim predpišemo enake deformacijske karakteristike, kot jih ima zemljina (slika 6.1) ter uporabimo običajne programe. Pomanjkljivost te metode je v tem, da so posamezne vzmeti medsebojno neodvisne. Bolj natančna je metoda modula stisljivosti, zahteva pa posebne programe, od katerih je zaenkrat izdelan samo program STRIP za račun trakastih temeljev.

7. KONTROLA REZULTATOV

Rezultate računalnika je potrebno vedno skrbno pregledati. Možnost napak pri računanju je sicer zanemarljivo majhna, precej pogoste pa so napake pri podajanju podatkov. Čeprav pri dobro napisanih programih računalnik odkrije večino napak, še vedno lahko obstajajo napake, ki jih ni mogoče ugotoviti s programom (npr. napačna koordinata ali napačna vrednost vztrajnostnega momenta) in ki povzročajo, da so rezultati napačni. Pri kontroli je priporočljiva uporaba hitrih grobih metod za oceno pravilnosti velikostnega reda rezultatov. Za kontrolo geometrije je zelo prikladen grafičen prikaz konstrukcije.

8. RAZVOJNI NAČRTI

S programi, ki so trenutno na razpolago v RC FAGG in ki jih je mogoče po dogovoru uporabljati

s kateregakoli terminala, je za silo pokrit večji del področja visokogradnje. V izdelavi ali v načrtu so novi programi za reševanje prostorskih okvirov, temeljev, plošč in dopolnitve programov, ki bodo omogočile večjo udobnost pri pripravi podatkov ter grafičen prikaz rezultatov. V prihodnosti je predvidena tudi izdelava programov za dimenzioniranje in risanje armature ter povezava teh programov s programom za analizo okvirov. Predvidena je tudi nabava primernih programov iz inozemstva ter njihova vpeljava v prakso.

9. ZAKLJUČEK

Projektantu-statiku je za analizo objektov v visokogradnji na razpolago vrsta programov, ki omogočajo hitrejši, natančnejši in zanesljivejši izračun kot klasične metode. Nekateri programi (RAVOK, BRANA, EAVEK, STRIP) omogočajo kljub večji natančnosti bistven prihranek pri stroških računa. Pri računu ploskovnih konstrukcij (stene, plošče in lupine) z metodo končnih elementov (programi SAP IV, FEAPS, EASE) so stroški računalnika precejšnji, zato je potrebna previdnost pri izbiri računalniškega modela.

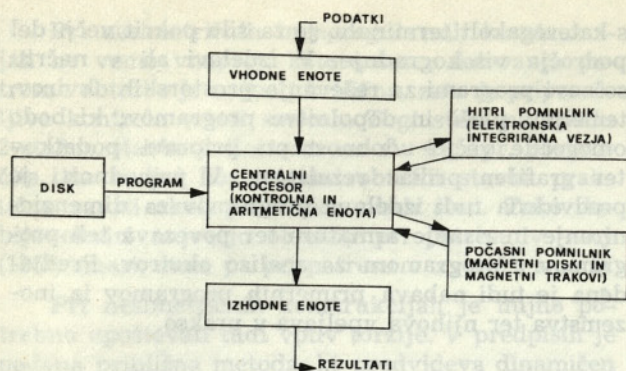
Nesporno je dejstvo, da se je računalnik že danes uveljavil kot nepogrešljiv pripomoček projektanta-statika, saj ga razbremenjuje utrujajočega rutinskega dela in mu omogoča, da se lahko bolj posveti kreativnemu delu, kot je npr. zasnova konstrukcije. Stalno večanje cene človeškega dela na eni strani ter razvoj novih zmogljivih numeričnih metod in računalnikov ob istočasnem padanju njihovih cen napovedujejo, da bo v bodočnosti uporaba računalnikov naraščala še hitreje kot doslej.

DODATEK A

Poraba računskega časa

Za izdelavo ekonomičnih programov in tudi za uporabo že narejenih programov moramo imeti vsaj grobo predstav o delovanju računalnika in o tem, koliko računskega časa potrebuje računalnik za izvršitev posameznih operacij.

Delovanje računalnika lahko prikažemo s preprosto shemo (sl. A.1). Program (npr. RAVOK) je shranjen na disku. Po navodilih iz priročnika napiše uporabnik samo podatke za program, ki se preberejo na vhodni enoti. Kontrolo vrstnega reda operacij in samo računanje izvaja osrednji del računalnika (centralni procesor). Podatki in vmesni rezultati se shranjujejo delno v hitrem (elektronska integrirana vezja) in delno v počasnem (magnetni trakovi in diski) pomnilniku. Pri izdelavi programa skušamo doseči, da lahko čim več operacij izvršimo samo s kombinacijo centralni pro-



Sl. A.1 Shema računalnika

cesor — hitri pomnilnik, saj so te operacije za nekaj velikostnih redov hitrejšje od tistih, ki jih računalnik izvrši z uporabo počasnega polnilnika in zato tudi cenejše. Vendar je hitri pomnilnik zelo drag del računalnika in je zato omejen. Tudi srednje veliki (CYBER) in veliki računalniki morajo pri obdelavi programov za računanje konstrukcij nekatere podatke, vmesne rezultate (npr. togostno matriko, premike, notranje sile) in sam program shraniti na počasnih zunanjih enotah. Pri programih, kot so RAVOK, BRANA in EAVEK je uporaba teh enot zmanjšana na minimum, splošnejši programi (EASE, FEAPS, FLASH, SAP IV) pa veliko uporabljajo počasni pomnilnik.

Poleg organizacije dela s počasnim pomnilnikom bistveno vpliva na porabo računskega časa in s tem na ceno uporabe programa velikost problema. Od velikosti problema je odvisno število računskih operacij, ki jih izvrši centralni procesor. Pri ocenjevanju števila potrebnih računskih operacij se moramo zavedati, da seštevanje ni bistveno hitrejša operacija od množenja. Račun funkcij (e^x , $\sin$, $\log \dots$) je sorazmerno hiter, saj potrebuje računalnik za izračun funkcije na 14 mest natančno čas, ki ustreza nekaj deset množenjem. Sorazmerno precej časa centralnega procesorja zahteva kontrola vrstnega reda operacij.

Pri vsakem posameznem programu velja, da vse delo narašča v grobem sorazmerju s številom računskih operacij in tako je velikost problema dobro merilo za ceno računa. Pri večjih problemih je najdražja faza računa rešitev sistema enačb pri statični analizi oziroma rešitev problema lastnih vrednosti pri dinamični analizi. Število operacij pri teh postopkih je odvisno od večkratnikov števil n^2 , nn , nm^2 in ponekod celo n^3 (kjer je n red togostne matrike, m pa širine polpasu togostne matrike). Vidimo, da je poleg števila n za ceno računa zelo pomembna širina pasu togostne matrike, ki je odvisna od največje razlike števil dveh sosednjih vozlišč. Kot primer navajamo vpliv širine pasu na porabo obračunskega časa (SS) računalnika CYBER pri uporabi programa SAP IV za račun dveh podobnih lupin:

$n = 1619$	$m = 382$	$SS = 12190$
$n = 1677$	$m = 84$	$SS = 2451$

Programi, ki omogočajo reševanje povsem splošnih konstrukcij (npr. SAP IV, FLASH, EASE) uporabljajo klasično metodo končnih elementov, kjer konstrukcijo aproksimiramo z velikim številom enostavnih elementov, ki jih preko vozlišč povežemo v konstrukcijo. V vsakem prostem vozlišču obstaja v splošnem 6 neznank. Red togostne matrike konstrukcije je običajno precej velik (lahko tudi več tisoč) in račun je zato precej drag. Z omejenimi programi lahko izračunamo skoraj poljubne konstrukcije, vendar so stroški obdelave lahko tako veliki, da jih pogosto ekonomsko ne moremo opravičiti.

Druga skupina programov so specializirani programi (RAVOK, BRANA, EAVEK), ki so omejeni na določene tipe konstrukcij. Ti programi so sicer manj splošni, zato pa neprimerno bolj ekonomični, saj je pri specializiranih programih možna bolj učinkovita organizacija dela kot pri povsem splošnih programih.

```
TESTNI PRIMER ZA GRADIVO VEST.
RAVINSKI OKVIR (M-MR)
NUMBER OF JOINTS 12
NUMBER OF MEMBERS 15
NUMBER OF SUPPORTS 3
NUMBER OF LOADINGS 2
JOINT COORDINATES
1 0. 0. 5
2 THRU 12 COMP 1 X 5.
4 THRU 12 COMP 3 Y 3.2
SUPPORTS
2 THRU 3 5
MEMBER INCIDENCES
1 1 4 2 5 3 3 A 4 4 7
5 5 4 6 6 9 7 7 10 8 8 11
9 9 12 10 4 5 11 5 6
12 7 8 13 8 9 14 10 11
15 11 12
MEMBER PROPERTIES PRISMATIC
1 THRU 9 AX 0.25 IZ 0.0052
10 THRU 15 AX 0.3 IZ 0.0090
CONSTANTS E 320000. ALL
TANHULATE ALL
PLOT ALL
LOADING VERTIKALNA OBEZBA
MEMBER LOADS
10 THRU 15 FORCE Y UNIF -1.7
LOADING HORIZONTALNA OBEZBA
JOINT LOADS
7 FORCE X 3.1
10 FORCE X 5.2
```

```
STRUCTURE TESTNI PRIMER ZA G.V.
PRIMER ZA PROGRAM EAVEK
TYPE PLANE
NUMBER OF STORIES 2
NUMBER OF ELEMENTS 2
NUMBER OF LOADINGS 2
NUMBER OF MODES 3
METHOD STATIC DYNAMIC
CONSTANTS 320000.
STORIES HEIGHTS
1 THRU 2 3.2
MASSSES
1 THRU 7 14.1
12.5
PRINTPLOT 10 10 EIGEN 1 2 3
ELEMENT STENA
TYPE CANTILEVER
SECTION PROPERTIES
1 THRU 2 1. 3.6
ELEMENT OKVIR
TYPE FRAME
SECTION PROPERTIES
1 THRU 8 0.0156 0.0060
LOADING VETIR
TYPE STATIC
TANHULATE FORCES
STATIC LOADS
2 THRU 8 2.3
LOADING POTRES
TYPE VIBSPECTRUM
TANHULATE ALL
KC 0.01
SOLVE
```

Sl. B.1 Primer podatkov za programa RAVOK in EAVEK

DODATEK B

Pregled računalniških programov za visokogradnjo, ki se uporabljajo na FAGG

Podan je pregled programov, ki jih vzdržuje RC FAGG, omenjenih pa je tudi nekaj programov (označenih z *), ki so jih razvili oziroma preizkusili na posameznih katedrah.

Naprej so opisani programi, ki so namenjeni za račun konstrukcij v elastičnem področju in z izjemo programa EAVEK uporabljajo le teorijo 1. reda. Prva skupina programov je omejena na linijske konstrukcije in ima zato po eni strani omejeno področje uporabe, po drugi strani pa je za vičino programov te skupine značilna izredna ekonomičnost.

STRESS

je program za računanje linijskih konstrukcij. Zaradi pogostih predelav je dokaj počasen in neekonomičen.

STRESSPLOT omogoča grafični prikaz rezultatov programa STRESS, vendar je trenutno precej drag.

RAVOK je namenjen za račun ravninskih okvirov. Je zelo ekonomičen program, tako glede porabe računskega časa, kot glede priprave podatkov. Podatke lahko pripravljamo v brezformatni obliki, kar pomeni, da ni potrebno luknjati podatkov v točno določene kolone na karticah. Program vključuje tudi ceneno možnost delnega grafičnega prikaza na printerju. S programom RAVOK lahko v kombinaciji s programom EAVEK izračunamo večino običajnih konstrukcij v visokogradnji. Podatki za RAVOK so kompatibilni s podatki za STRESS (razen nekaj redkih izjem).

BRANA je program za račun branastih nosilcev, ki je povsem podoben programu RAVOK.

EAVEK je program za statično, dinamično in stabilitetno analizo horizontalno obteženih večetažnih konstrukcij ob upoštevanju teorije elastičnosti. Možen je račun po teoriji 1. in 2. reda, pri dinamični analizi pa se je možno omejiti na račun lastnega nihanja, računati odziv konstrukcije z uporabo spektra odziva (npr. račun vpliva potresa po jugoslovanskih predpisih) ali pa zahtevati celoten časovni potek odziva. Predpostavljeno je, da je konstrukcija sestavljena iz enega ali več vertikalnih nosilnih elementov. Če jih je več, so medsebojno povezavi z medetažnimi ploščami, za katere je predpostavljeno, da so neskončno toge v svoji ravnini in popolnoma gibke pravokotno na to ravnino. Standardne elemente (stene z odprtinami ali brez njih, okvire in jedra, ki ustrezajo predpisanim zahtevam o regularnosti) je potrebno podati samo z nekaj osnovnimi podatki, možno pa je upoštevati povsem neregularne elemente, če smo le sposobni na kakršenkoli način določiti podajnostno ali togostno matriko takega elementa. Priprava podatkov je podobna pripravi pri programu STRESS. Rezultat programa so deformacije in

notranje sile za stene in jedra, oz. obtežba, ki odpade na element, za okvire in nestandardne elemente. Možen je grafični prikaz na printerju in (ali) plotterju.

Program je (razen za zelo zahtevne dinamične probleme) zelo hiter in ekonomičen.

DAVEK je starejša verzija programa EAVEK.

HOST je program za račun sten z več vrstami odprtin. Program je vgrajen v 2. verzijo programa EAVEK.

STRIP je program za račun trakastih temeljev po metodi modula stisljivosti.

Sledijo programi, ki temeljijo na klasični metodi končnih elementov. S temi programi je možna analiza skoraj poljubno oblikovane konstrukcije, vendar je njihova cena lahko zelo visoka in zato njihova uporaba ni vedno ekonomsko upravičena.

EASE* je program za statično analizo splošno oblikovanih konstrukcij (pogosto se uporablja za račun mostov). Prva verzija programa je neekonomična, z drugo pa še nimamo zadostnih izkušenj.

FEAPS je program za račun plošč poljubnih oblik. Priprava podatkov je pri zadosti regularnih ploščah zelo enostavna.

FLASH* je najnovejši program za statični račun splošnih konstrukcij. Trenutno je ta program v fazi preizkušanja, vendar ima vgrajene sodobne numerične metode, ki omogočajo zelo hiter račun in bo verjetno bolj ekonomičen od sorodnih programov.

SAP IV je program za statično in dinamično analizo poljubnih konstrukcij.

Izven obeh skupin je program

SHELLS za račun poljubno obremenjenih in dokaj poljubno podprtih lupinastih konstrukcij (tudi s prečnimi ojačitvami) po upogibni teoriji tankostenskih lupin. Ravni in ukrivljeni škatlasti mostovi, si-

losi, hladilni stolpi, cevovodi idr. se računajo kot prizmatične ali rotacijske lupine in njihovi izseki.

Programi, ki upoštevajo materialno in geometrijsko nelinearnost, so:

- NONSAP*** za nelinearno statično in dinamično analizo poljubnih konstrukcij po metodi končnih elementov.
- NONFRAN*** omogoča nelinearno statično analizo poljubno oblikovanih ravninskih okvirjev.
- PALNE*** služi za nelinearno statično analizo poljubno oblikovanih linijskih konstrukcij.

Literatura

1. Korčinski, I. L.

Osnovi projektiranja zgradb u zemljotresnim oblastima. Građevinska knjiga, Beograd 1964.

2. Fajfar, P.

Osnove projektiranja v potresnih območjih, Gradbeni vestnik 26, 1977, 7—8.

UDK 681.3:624.074.7:624.9

GRADBENI VESTNIK, LJUBLJANA, 1977 (26)

ŠT. 7—8, STR. 146—158

PETER FAJFAR — MATEJ FISCHINGER — JANEZ REFLAK

UPORABA RAČUNALNIKA PRI ANALIZI KONSTRUKCIJ V VISOKOGRADNJI

Opisane so izkušnje, dobljene pri uporabi računalnikov za analizo konstrukcij v visokogradnji. Prikazane so poenostavitve, ki jih lahko uporabljamo v praksi in omenjene napake, ki se često ponavljajo. Kritično so ocenjeni obstoječi računalniški programi.

Osnove projektiranja v potresnih območjih

UDK 721.011.2:624.042

1.0 UVOD

Potresi so ena izmed najbolj strah vzbujajočih naravnih katastrof. Ravno v zadnjih mesecih smo bili priča velikemu številu katastrofalnih potresov, ki so povzročili ogromno človeških žrtev in neprecenljivo materialno škodo. Čeprav se s potresi ukvarja vsak dan več znanstvenikov po celem sve-

Doc. dr. Peter Fajfar, dipl. ing. gradb., FAGG, Ljubljana, Jamova 2

Opisi programov in navodila za njihovo uporabo

EASE, Navodila za uporabo programa.

Publ. RC FAGG št. 2, Univerza v Ljubljani 1973.

STRESS, Navodila za uporabo programa.

Publ. RC FAGG št. 4, Univerza v Ljubljani 1974.

Dobovišek, B.

SHELLS, Opis programa.

Publ. RC FAGG št. 7, Univerza v Ljubljani 1974.

Reflak, J.

FEAPS, Opis programa.

Publ. RC FAGG št. 8, Univerza v Ljubljani 1974.

Kovačič, I., Breška, Z.

STRESSPLOT, Navodila za uporabo programa.

Publ. RC FAGG št. 9, Univerza v Ljubljani 1975.

Planinc, J.

RAVOK, Navodila za uporabo programa.

Publ. RC FAGG št. 10, Univerza v Ljubljani 1975.

SAP IV, Navodila za uporabo programa.

Publ. RC FAGG št. 11, Univerza v Ljubljani 1977.

Fajfar, P.

EAVEK, Program za elastično analizo večetažnih konstrukcij.

Publ. RC FAGG št. 13, Univerza v Ljubljani 1976.

UDC 681.3:624.074.7:624.9

GRADBENI VESTNIK, LJUBLJANA, 1977 (26)

NR. 7—8, PP. 146—158

Peter Fajfar — Matej Fischinger — Janez Reflak:

COMPUTER APPLICATIONS FOR ANALYSIS OF MULTISTOREY STRUCTURES

The experiences adopted with computer applications for the analysis of multistorey structures are described. The simplifications, which can be used in praxis are shown and the errors, which repeatedly emerge are mentioned. The critical evaluation of the existed computer programs is given.

tu (število udeležencev na svetovnih kongresih o potresnem inženirstvu je naraslo od 35 na prvem kongresu leta 1956 v Berkeleyu — ZDA na 662 na šestem kongresu leta 1977 v New Delhiju, število referatov pa od 38 na 620), je še vedno zelo veliko nerazjasnjene. Med drugim še vedno ne obstaja splošno priznana teorija o nastanku potresov in tudi napovedovanje potresov je šele v začetni fazi. Katastrofalnim posledicam potresov se je mogoče izogniti samo z gradnjo potresno-varnih objek-

PETER FAJFAR

tov. Ko bo enkrat v prihodnosti možno zanesljivo napovedovanje potresov, bo kljub temu še vedno potrebna potresno-varna gradnja, ki bo omogočala normalni potek življenja po potresih.

Namen tega članka je v poljudni obliki opisati trenutno stanje na področju potresnega inženirstva v svetu in pri nas, obenem pa za ilustracijo prikazati nekaj podatkov in rezultatov analize o vplivu potresa v Furlaniji na našem ozemlju. Omenjeni potres je bil prvi močnejši potres, za katerega je bil registriran časovni potek pospeškov temeljnih tal na različnih mestih ozemlja SR Slovenije, zato predstavljajo ti podatki izredno zanimiv in pomemben material za študij potresno-varne gradnje.

Že takoj v uvodu lahko povemo, da je potresno inženirstvo eno tistih področij, ki ga zaenkrat še ni mogoče zanesljivo obvladati niti z računskimi niti z eksperimentalnimi metodami. Največji problem predstavljajo podatki o obtežbi. Množica podatkov o potresih, ki so jih uspeli registrirati v zadnjem času v ZDA in na Japonskem, je ovrgla precej starih trditev. Na osnovi statistične obdelave teh podatkov zaenkrat še ni bilo mogoče ugotoviti več kot nekaj bolj ali manj kvalitativnih zakonitosti. Druga težava je v tem, da med močnimi potresi pride do neelastičnih deformacij konstrukcij. Najvažnejši kriterij je varnost proti porušitvi, to pa je izredno težko in drago zanesljivo ugotoviti. Izkušnje minulih potresov so pokazale, da so za obnašanje konstrukcij pri potresih bistveno važni pravilna zasnova in ustrezni detajli, ki morajo zagotoviti duktilno obnašanje konstrukcije. Samo za primerno zasnovano konstrukcijo, kjer je bil z ustrezno računsko ali eksperimentalno metodo določen velikostni red obremenitev in kjer je bilo izvršeno pravilno dimenzioniranje in detajliranje, je mogoče z veliko verjetnostjo trditi, da se ne bo porušila pri katastrofalnem potresu.

Na koncu uvodnega dela naj navedemo misel, ki sta jo napisala Newmark in Rosenblueth v knjigi Osnove potresnega inženirstva [9]:

Potresi sistematično odkrivajo napake, tudi najmanjše, ki so bile storjene pri projektiranju in izvajanju konstrukcij in to daje potresnemu inženirstvu vzgojni pomen, ki sega preko meja področja njegove neposredne uporabe.

2.0 JAKOST POTRESOV

Za jakost potresa je pomembna količina energije, ki se sprosti. Merska količina za sproščeno energijo je **magnituda M**. Magnitudo se meri na seizmografih, zveza med magnitudo in sproščeno energijo pa je podana z empirično formulo

$$\log E = 11,8 + 1,5 M$$

kjer je E količina energije, podana v ergih (1 erg = 10^{-7} J = 10^{-7} Nm = 10^{-8} kpm). Po tej enačbi

ustreza povečanje magnitude za eno stopnjo 32-kratnemu povečanju energije. Pri magnitudah 5 ali več običajno lahko pričakujemo poškodbe na objektih. Magnituda potresa je indentična s pogosto omenjeno jakostjo potresa po Richtterju.

Za poškodbe na objektih ni merodajna samo magnituda, pač pa tudi oddaljenost od epicentra. Mera za jakost potresa v poljubni točki je **intenziteta I**. Vsak potres ima torej eno samo magnitudo, posamezna območja pa imajo za isti potres vsaka svojo intenziteto. Intenziteta praviloma pada z oddaljenostjo od epicentra, včasih pa se lahko pojavijo anomalije zaradi lokalnega geološkega sestava. Starejše mere za intenziteto, ki pa se uporabljajo še danes, temeljijo na vplivu potresa na ljudi in objekte. Izdelane so opisne skale, ki določajo intenziteto na podlagi reakcije ljudi in na podlagi poškodb na objektih različnih konstrukcij in različnih materialov. Pri nas je v rabi MCS (Mercalli-Cancani-Sieberg) skala, ki ima 12 stopenj. Magnituda po Richtterju je vedno manjše število kot intenziteta po MCS, obstaja pa vrsta empiričnih formul, ki povezujejo obe vrednosti.

Bolj objektivne mere za intenziteto, kot so opisne skale, je mogoče dobiti v novem času na podlagi registracij potresov. Ugotovljeno je, da maksimalni pospešek temeljnih tal ni najbolj merodajna količina. Ravno pri velikostih pospeškov so registracije potresov najbolj ovrgle staro hipotezo, ki je še pred nedavnimi trdila, da je zgornja meja horizontalnih pospeškov temeljnih tal ca. 50 odstotkov g. Pri potresu San Fernando 1971 je bil registriran pospešek preko 1 g, pri septembrskem Furlanskem potresu pa je bil v Breginju izmerjen horizontalni pospešek 54 % g, vendar je solidno grajena montažna hala preživela vse potrese brez velikih poškodb. Poleg velikosti pospeškov je namreč zelo pomemben tudi čas trajanja potresa, ta pa je bil v Breginju sorazmerno majhen.

Arias je predlagal kot mero za intenziteto potresa vrednost

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^{\infty} a^2(t) dt$$

kjer je a pospešek temeljnih tal, g pa pospešek prostega pada. Ta količina je povezana z energijo, ki jo konstrukcija sprejema pri gibanju tal med potresom. Trajanje potresa je običajno definirano kot razlika med časom, ko doseže I_A 95 % končne vrednosti, in časom, ko doseže I_A 5 % končne vrednosti.

Precej raziskav kaže na to, da ima zelo pomemben vpliv na intenziteto potresa hitrost temeljnih tal pri potresu, zato nekateri avtorji predlagajo hitrost tal kot mero za intenziteto.

Housner je kot mero za intenziteto uvedel enačbo

$$I_H(\xi) = \int_{0,1}^{2,5} S_v(\xi, T) dT$$

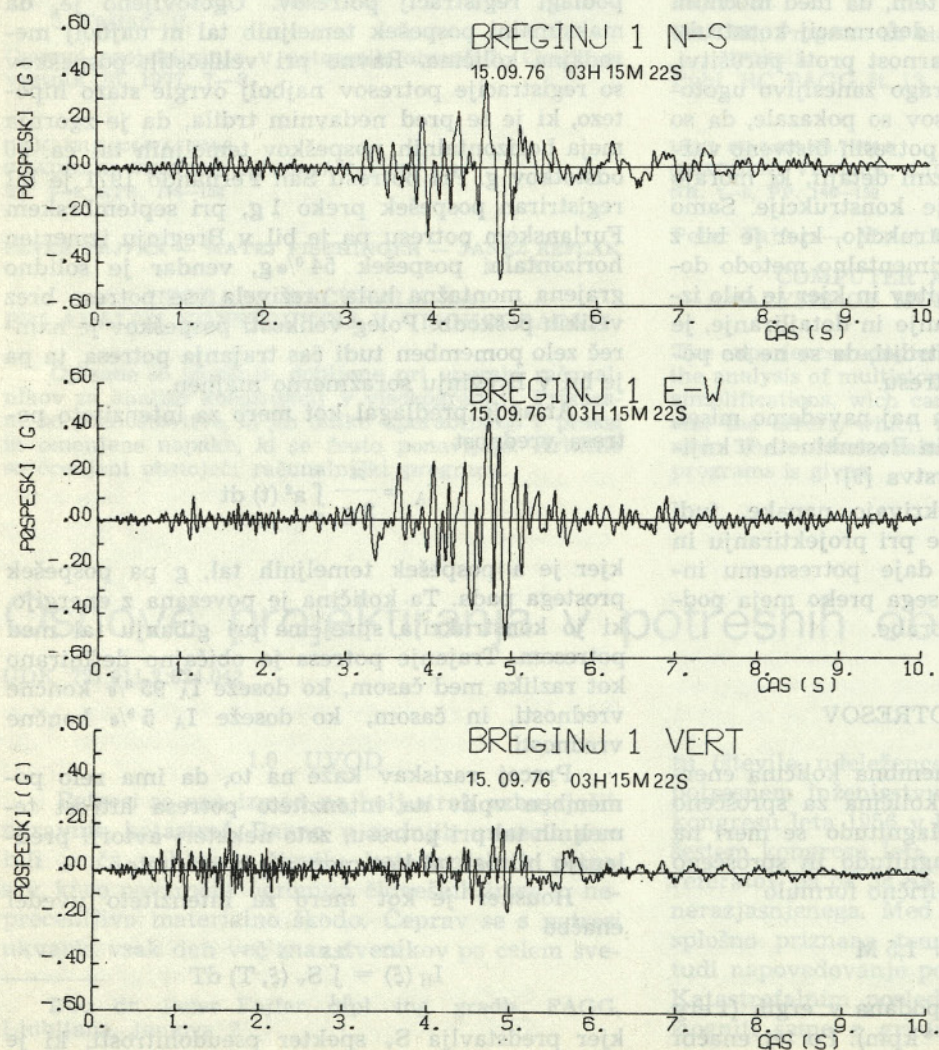
kjer predstavlja S_v spekter pseudohitrosti, ki je

odvisen od dušenja ξ in nihajnega časa T (glej poglavje 4.2). Vrednost I_H neposredno upošteva vpliv potresa na elastične konstrukcije, ki imajo lastne nihajne čase v območju med 0.1 s in 2.5 s (v to skupino sodi velika večina gradbenih konstrukcij) in je povezana z energijo, ki se pri potresu dovaja v konstrukcijo.

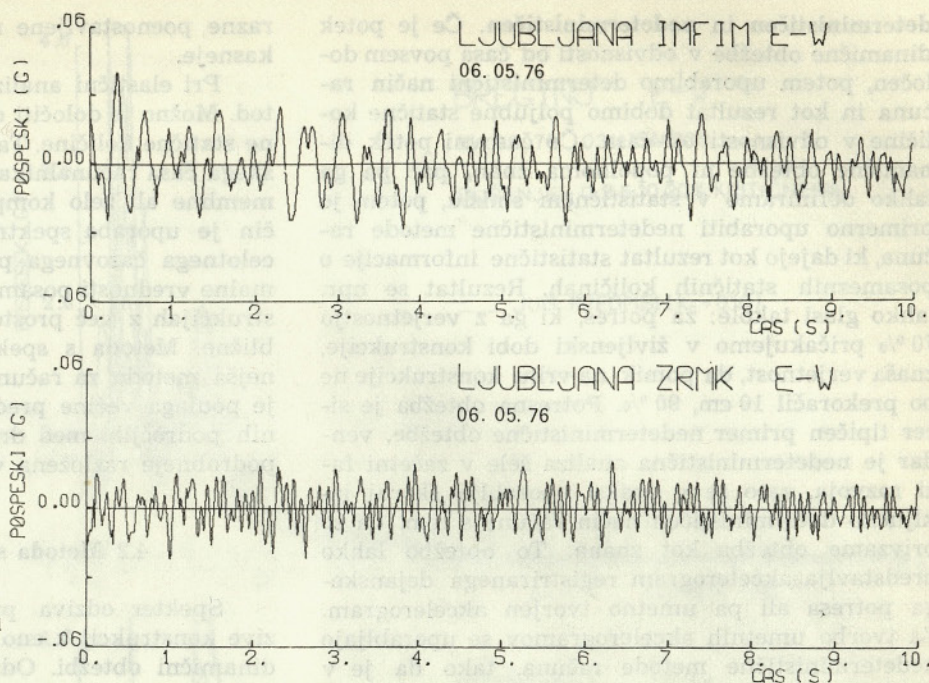
Za ilustracijo je prikazanih nekaj akcelero-gramov potresov v Furlaniji, ki so bili posneti pri nas, in podanih nekaj osnovnih podatkov. Podatki o akcelero-gramih so povzeti po [1] in računalniško obdelani v RC FAGG. V članku [4] so objavljeni podatki, dobljeni na podlagi preliminarne izračunov, zato obstajajo manjše razlike. V tabeli 1 so zbrani osnovni podatki dveh potresov, ki sta bila registrirana v Breginju in od katerih je bil eden najmočnejši od vseh potresov, registriranih pri nas (majski potres v Breginju ni registriran), ter podatki za majski potres, registriran na dveh različnih mestih v Ljubljani. Za primerjavo so podani še podatki o potresu El Centro, ki se je doslej največkrat uporabljal pri računu, saj je bil do pred nekaj leti najmočnejši registrirani potres.

V sliki 2.1 je prikazan časovni potek vseh treh komponent akcelero-grama, posnetega v Breginju, v sliki 2.2 pa po ena od horizontalnih komponent akcelero-gramov, posnetih na dveh različnih mestih v Ljubljani. Iz tabele in slik lahko razberemo splošno znano dejstvo, da so vertikalni pospeški precej manjši kot horizontalni in da so pospeški za isti potres na slabih tleh (IMFIM — Jadranska ulica) bistveno večji kot na dobrih tleh (ZRMK — Bežigrad) ter da je frekvenčni sestav različen. Analiza vseh treh komponent posameznih akcelero-gramov ni pokazala nobene zakonitosti glede smeri pospeškov, ki se je s časom povsem nepravilno spreminjala.

Doslej smo govorili o značilnostih potresov, ki so se že dogodili, pri projektiranju pa moramo vnaprej predvidevati, do kakšnega potresa lahko pride. Kako problematično je lahko to predvidevanje, kaže podatek, da Breginj po veljavnih predpisih sploh ni v potresnem območju! Trenutno je v izdelavi nova seizmološka karta Jugoslavije, v okviru UNESCO pa sta grupi strokovnjakov iz ZDA in SZ neodvisno izdelali dve študiji, v ka-



Sl. 2.1 Tri komponente akcelero-grama v Breginju



Sl. 2.2 Horizontalni komponenti
akceleroigramov v Ljubljani

terih so na podlagi zgodovinskih podatkov in geoloških karakteristik za celotno območje Balkana predvidene maksimalne magnitude oziroma pospeški in hitrosti, ki jih z določeno verjetnostjo lahko pričakujemo v določenem obdobju. Področje Slovenije je ravno mejno področje te študije, zato se bo verjetno po analizi potresov v Furlaniji pokazalo, da so podane vrednosti v študijah premajhne. Na podlagi takšnih podatkov je mogoče predpisati koeficiente v predpisih, obstojajo pa tudi metode za računsko generacijo poteka nekega verjetnega potresa.

3.0 FILOZOFIJA PROJEKTIRANJA V POTRESNIH OBMOČJIH

Že takoj na začetku moramo ugotoviti, da je absolutno varnost praktično nemogoče zagotoviti, od družbe in posameznikov pa je odvisno, koliko so pripravljeni in sposobni prispevati k temu, da bi bila zagotovljena kar največja možna varnost. Ko gre za človeška življenja, odpovedo vsi ekonomski kriteriji, zato je zanimiva ideja, da bi bilo potrebno zagotoviti isto relativno varnost napram vsem naravnim katastrofam in nesrečam. To lahko izrazimo z drugimi besedami tudi tako, da bi bilo smotrno vlagati ista sredstva za rešitev človeškega življenja tako npr. v prometu kot pri potresno-varni gradnji. Šele ko bi bila napravljena takšna primerjalna analiza, bi bilo mogoče smotrno določati koeficiente v predpisih o gradnji.

Trenutno je po vsem svetu priznано osnovno načelo projektiranja v seizmičnih področjih, ki pravi:

1. Pri manjših potresih, ki se lahko pojavijo večkrat v življenjski dobi zgradbe, mora zgradba ostati nepoškodovana.

2. Pri potresih srednje jakosti (ki jih lahko pričakujemo s ca. 50 % verjetnostjo v času življenjske dobe zgradbe), se lahko pojavijo poškodbe nenosilnih elementov, medtem ko mora nosilni del konstrukcije ostati nepoškodovan.

3. Pri najmočnejših potresih, ki jih je pričakovati na področju lokacije objekta, ne sme priti do porušitve in s tem do človeških žrtev, lahko pa se pojavijo poškodbe nosilnih in nenosilnih elementov.

Velikostni red dopustnih poškodb je seveda odvisen od pomembnosti in namena objekta in lahko sega od poškodb, ki jih ni več mogoče popraviti, pa do poškodb, ki ne smejo ovirati uporabe objekta neposredno po potresu (npr. bolnišnice). Izjeme pri teh načelih predstavljajo posebno pomembni objekti, pri katerih bi poškodbe lahko povzročile nadaljnje katastrofe (npr. jedrski reaktorji).

Ta opisna načela je v praksi mogoče zaenkrat upoštevati le približno zaradi že omenjenih nezanesljivih podatkov o jakosti potresa in zaradi težav pri določanju neelastičnega obnašanja konstrukcij.

V naslednjih poglavjih bomo na kratko opisali metode računa in principe potresno-varnega konstruiranja.

4.0 METODE RAČUNA

4.1 Pregled metod

Obstajata dva bistveno različna pristopa k določanju odziva konstrukcije pri dinamični obtežbi:

determinističen in nedeterminističen. Če je potek dinamične obtežbe v odvisnosti od časa povsem določen, potem uporabimo deterministični način računa in kot rezultat dobimo poljubne statične količine v odvisnosti od časa. Če časovni potek dinamične obtežbe ni popolnoma znan, pač pa ga lahko definiramo v statističnem smislu, potem je primerno uporabiti nedeterministične metode računa, ki dajejo kot rezultat statistične informacije o posameznih statičnih količinah. Rezultat se npr. lahko glasi takole: za potres, ki ga z verjetnostjo 70 % pričakujemo v življenski dobi konstrukcije, znaša verjetnost, da pomik na vrhu konstrukcije ne bo prekoračil 10 cm, 90 %. Potresna obtežba je sicer tipičen primer nedeterministične obtežbe, vendar je nedeterministična analiza šele v začetni fazi razvoja, zato se v praksi uporablja skoraj izključno determinističen način računa s tem, da se privzame obtežba kot znana. To obtežbo lahko predstavlja akcelrogram registriranega dejanskega potresa ali pa umetno tvorjen akcelrogram. Za tvorbo umetnih akcelrogramov se uporabljajo nedeterministične metode računa, tako da je v tem primeru dejansko uporabljana kombinacija obeh metod: nedeterministična za določitev obtežbe in deterministična za analizo konstrukcije pri tej obtežbi.

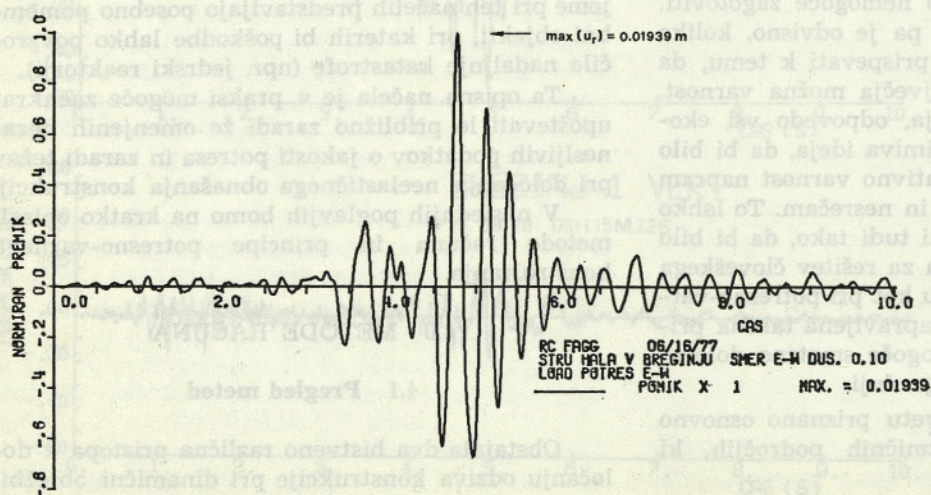
Pri determinističnih metodah ločimo metode, ki temeljijo na **teoriji elastičnosti**, in metode, ki upoštevajo **neelastične deformacije**. Glede na filozofijo projektiranja, ki smo jo opisali, ustrezajo prve analizi pri manjših potresih, za potrebe srednje jakosti in za rušilne potrese pa bi bilo potrebno upoštevati druge. Te nelinearne metode so teoretično izdelane, njihova praktična uporaba pa je zelo omejena zaradi prevelike cene in zaradi pomanjkanja zanesljivih podatkov o odvisnosti med obtežbo in deformacijami za različne konstruktivne elemente iz različnih materialov. Ker je po drugi strani plastifikacija materiala pri močnejših potresih nesporno dejstvo, se v praksi uporabljajo

razne poenostavljene metode, ki jih bomo opisali kasneje.

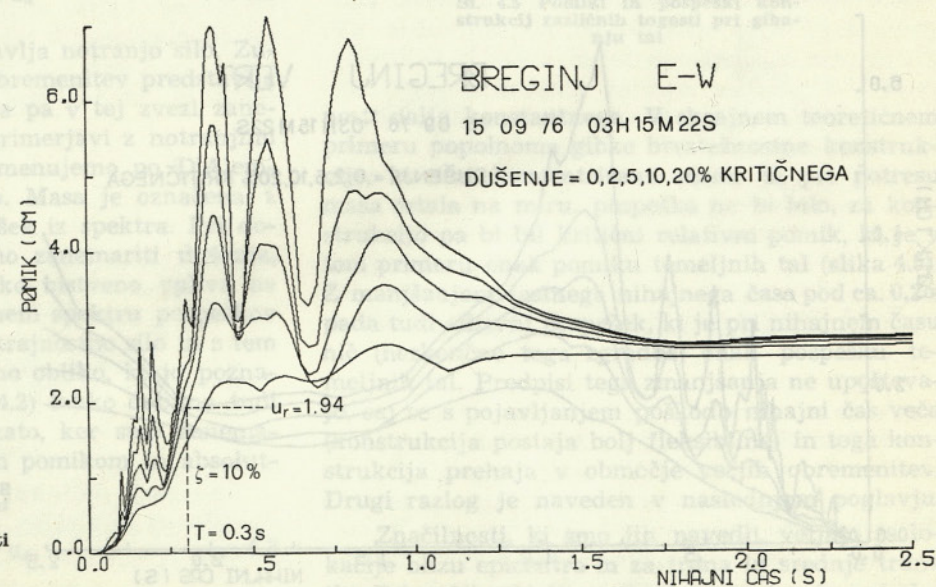
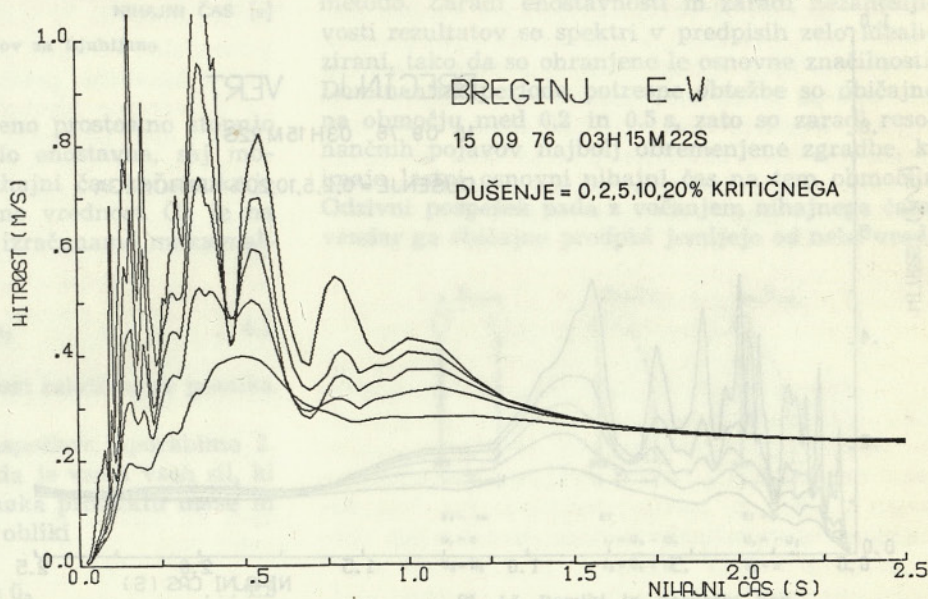
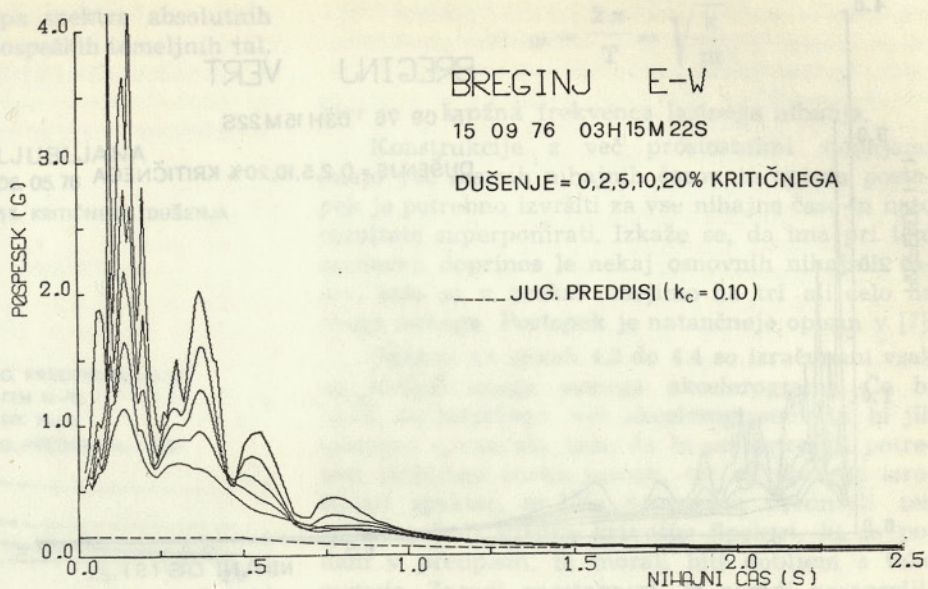
Pri elastični analizi ločimo spet dve vrsti metod. Možno je določiti celotni časovni potek poljubne statične količine. Ta način zahteva veliko računskega časa računalnika in je primeren samo za pomembne ali zelo komplicirane objekte. Drugi način je uporaba spektrov odziva, kjer ne dobimo celotnega časovnega poteka, pač pa samo maksimalne vrednosti posameznih količin, ki so pri konstrukcijah z več prostostnimi stopnjami samo približne. Metoda s spektrom odziva je najprimernejša metoda za račun običajnih konstrukcij, zato je podlaga večine predpisov o gradnji na seizmičnih področjih, med drugim tudi naših. Metoda je podrobneje razložena v naslednjem poglavju.

4.2 Metoda s spektrom odziva

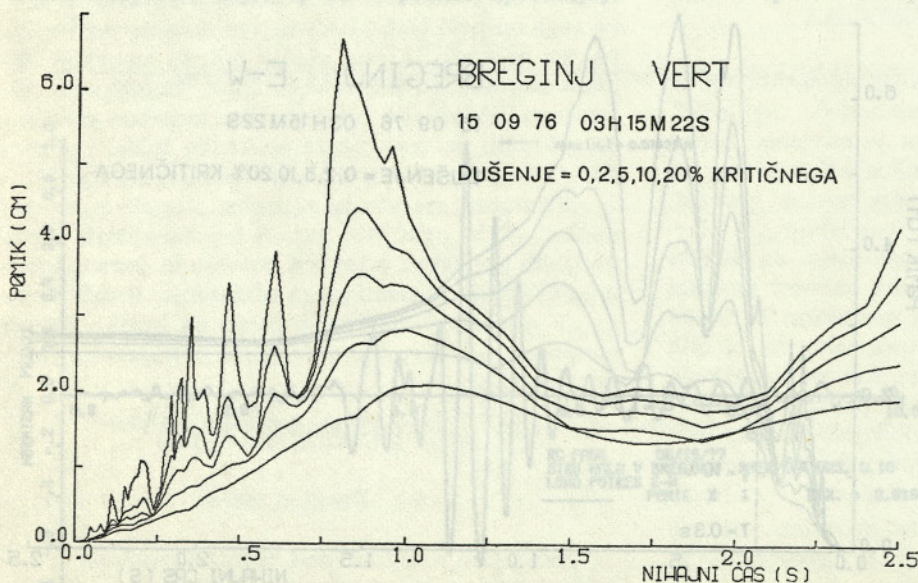
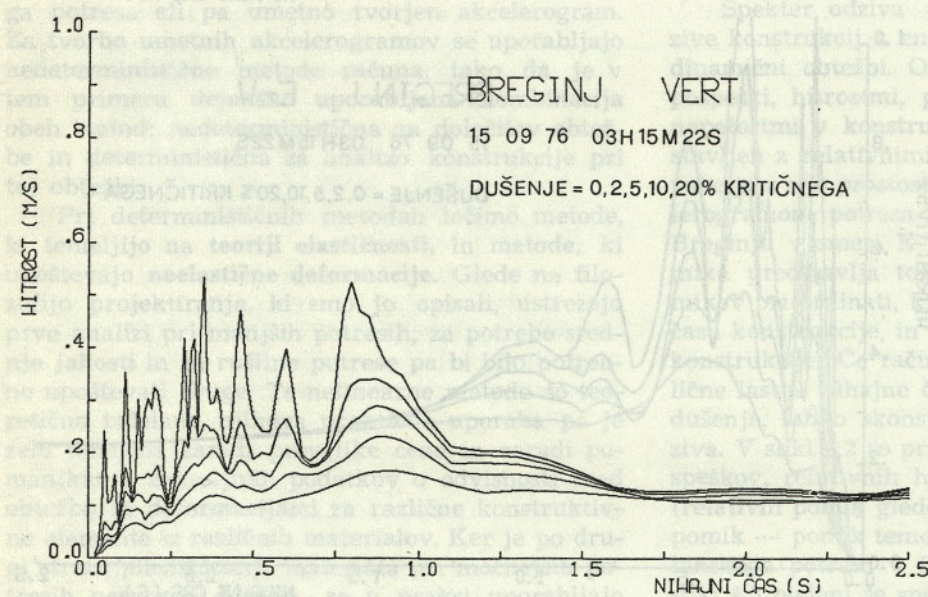
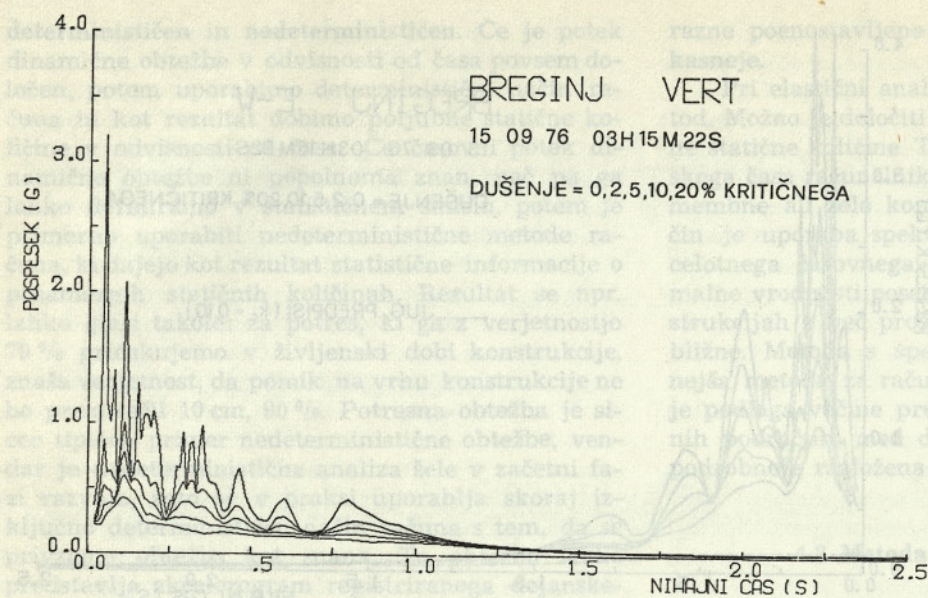
Spekter odziva predstavlja maksimalne odzive konstrukcij z eno prostostno stopnjo pri dani dinamični obtežbi. Odziv lahko izrazimo bodisi s pospeški, hitrostmi, pomiki, notranjimi silami ali napetostmi v konstrukciji. Na sliki 4.1 je predstavljen z relativnimi pomiki izražen odziv konstrukcije z eno prostostno stopnjo pri obtežbi z akcelrogramom potresa v Furlaniji, registriranega v Breginju v smeri E-W. Maksimalna vrednost pomika predstavlja točko v spektru relativnih pomikov pri ordinati, ki ustreza lastnemu nihajnemu času konstrukcije, in na krivulji, ki ustreza dušenju konstrukcije. Če račun odziva ponavljamo za različne lastne nihajne čase in za različne koeficiente dušenja, lahko skonstruiramo celoten spekter odziva. V sliki 4.2 so prikazani spektri absolutnih pospeškov, relativnih hitrosti in relativnih pomikov (relativni pomik glede na temeljna tla = absolutni pomik — pomik temeljnih tal) za registracijo Furlanskega potresa v Breginju. Za primerjavo so v sliki 4.3 podani še spektri, ki so posledica vertikal-



Sl. 4.1 Odziv (pomiki) konstrukcije z eno prostostno stopnjo pri obtežbi s pospeški, registriranimi v Breginju

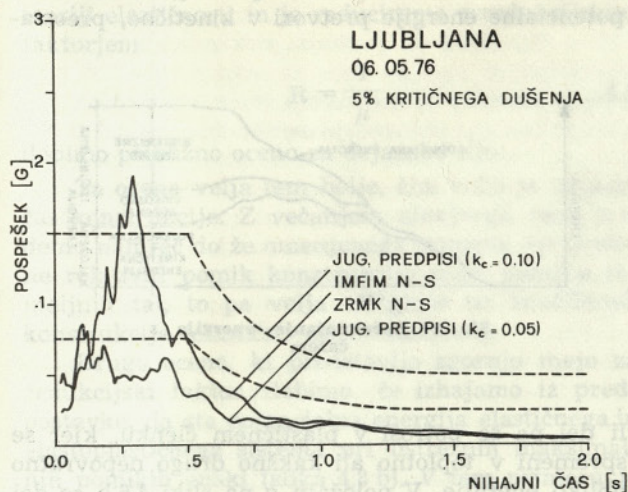


Sl. 4.2 Spektri pospeškov, hitrosti in pomikov za Breginj E-W



Sl. 4.3 Spektri pospeškov, hitrosti in pomikov za Breginj-vertikalna smer

nih pospeškov, v sliki 4.4 pa spektra absolutnih pospeškov konstrukcije pri pospeških temeljnih tal, registriranih v Ljubljani.



Sl. 4.4 Spektra pospeškov za Ljubljano

Analiza konstrukcije z eno prostostno stopnjo je pri podanih spektrih zelo enostavna, saj moramo izračunati le lastni nihajni čas konstrukcije in v spektru odčitati ustrezno vrednost. Če je na razpolago spekter pomikov, izračunamo maksimalno notranjo silo po enačbi

$$f = k u_r \quad \dots 4.1$$

kjer je k togost, u_r pa vrednost relativnega pomika iz spektra.

Če je podan spekter pospeškov, uporabimo 2. Newtonov zakon, ki pravi, da je vsota vseh sil, ki delujejo na masno točko, enaka produktu mase in pospeška in ga napišemo v obliki

$$k u_r = m \ddot{u}_a \quad \dots 4.2$$

Produkt na levi predstavlja notranjo silo. Zunanjih sil pri potresu ni (obremenitev predstavlja gibanje podpor), sile dušenja pa v tej zvezi zanemarimo, saj so majhne v primerjavi z notranjimi silami. Produkt na desni imenujemo po D'Alembertu tudi vztrajnostno silo. Masa je označena z m , $\ddot{u}_a$ pa je absolutni pospešek iz spektra. Pri določanju pospeška ne smemo zanemariti dušenja, saj je iz slik razvidno, kako bistveno vpliva na zmanjšanje odziva. Ob znanem spektru pospeškov je torej možno izračunati vztrajnostno silo in s tem prevesti problem na običajno obliko, ki jo poznamo pri statiki. Iz enačbe (4.2) lahko dobimo tudi približno zvezo (približno zato, ker smo zanemarili dušenje) med relativnim pomikom in absolutnim pospeškom pri potresu

$$\ddot{u}_a \cong \omega^2 u_r \quad \dots 4.3$$

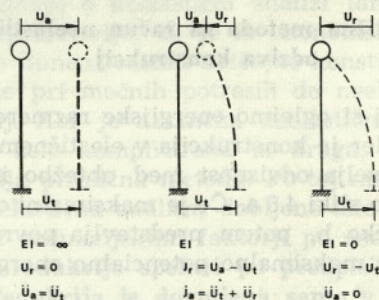
saj velja

$$\omega = \frac{2\pi}{T} = \sqrt{\frac{k}{m}}$$

kjer je ω krožna frekvenca lastnega nihanja.

Konstrukcije z več prostostnimi stopnjami imajo več lastnih nihajnih časov in opisan postopek je potrebno izvršiti za vse nihajne čase in nato rezultate superponirati. Izkáže se, da ima pri tem zaznaven doprinos le nekaj osnovnih nihajnih časov, zato se v praksi omejimo na tri ali celo na enega samega. Postopek je natančneje opisan v [7].

Spektri na slikah 4.2 do 4.4 so izračunani vsak na podlagi enega samega akceleroograma. Če bi imeli na razpolago več akceleroogramov in bi jih ustrezno normirali, tako da bi vsi ustrezali potrebnom približno enake jakosti, ter za vsakega izračunali spekter, bi bile povprečne vrednosti teh spektrov bolj gladke krivulje. Spektri, ki so podani v predpisih, bi morali biti dobljeni s tako metodo. Zaradi enostavnosti in zaradi nezanesljivosti rezultatov so spektri v predpisih zelo idealizirani, tako da so ohranjene le osnovne značilnosti. Dominantne periode potresne obtežbe so običajno na območju med 0,2 in 0,5 s, zato so zaradi resonančnih pojavov najbolj obremenjene zgradbe, ki imajo lastni osnovni nihajni čas na tem območju. Odzivni pospešek pada z večanjem nihajnega časa, vendar ga običajno predpisi jemljejo od neke vred-



Sl. 4.5 Pomiki in pospeški konstrukcij različnih togosti pri gibanju tal

nosti dalje konstantnega. V skrajnem teoretičnem primeru popolnoma gibke breztežnostne konstrukcije, ki nosi koncentrirano maso, bi pri potresu masa ostala na miru, pospeška ne bi bilo, za konstrukcijo pa bi bil kritični relativni pomik, ki je v tem primeru enak pomiku temeljnih tal (slika 4.5). Z manjšanjem lastnega nihajnega časa pod ca. 0,2 s pada tudi odzivni pospešek, ki je pri nihajnem času nič (neskončno toga zgradba) enak pospešku temeljnih tal. Predpisi tega zmanjšanja ne upoštevajo, saj se s pojavljanjem poškodb nihajni čas veča (konstrukcija postaja bolj fleksibilna) in toga konstrukcija prehaja v območje večjih obremenitev. Drugi razlog je naveden v naslednjem poglavju.

Značilnosti, ki smo jih navedli, veljajo za lokacije blizu epicentra in za trdna in srednje trdna tla. Pri večji oddaljenosti od epicentra in pri sla-

bih tleh se dominantni nihajni časi potresa večajo in iz tega razloga je za fleksibilne objekte oddaljen potres lahko nevarnejši od bližnjega.

Spektri naših registracij potresov v Furlaniji se dokaj dobro ujemajo z navedenimi značilnostmi. Iz slik je razviden velik vpliv dušenja, ki bistveno zmanjšuje odziv. Natančne koeficiente dušenja je zaenkrat za dejanske konstrukcije še nemogoče določiti. Literatura navaja za tipične gradbene objekte vrednosti od 2 do 10 %, pri čemer imajo vitke konstrukcije nižje vrednosti od togih in jeklene nižje od betonskih. Na sliki 4.4 je razviden vpliv kvalitete temeljnih tal. S primerjavo spektrov na slikah 4.2 in 4.3 je mogoče dobiti vtis o vplivu vertikalnega gibanja tal.

V jugoslovanskih predpisih je podan spekter pospeškov, ki je definiran kot produkt $k_c \beta g$ (glej [7]). V spektru je upoštevana ena sama povprečna vrednost dušenja. Spekter za 9. cono in srednja tla ($k_c = 0.10$) je prikazan na slikah 4.2 in 4.4.

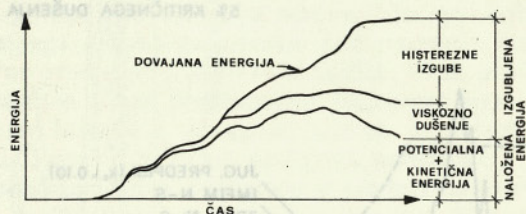
Iz slike 4.2 je razvidna ogromna razlika med dejanskim spektrom in računskim spektrom po predpisih. Taka razlika je tipična za vse predpise, izkušnje pa kljub temu kažejo, da solidno grajeni objekti, dimenzionirani po predpisih, v glavnem prestanejo tudi močnejše potrese brez porušitve. Razlago za ta pojav lahko najdemo samo, če raziščemo neelastično obnašanje konstrukcije.

4.3 Približna metoda za račun neelastičnega odziva konstrukcij

Najprej si oglejmo energijske razmere pri nihanju. Dokler je konstrukcija v elastičnem področju, potem velja odvisnost med obtežbo in deformacijami po sliki 4.6 a. Če je maksimalni odziv označen s točko b, potem predstavlja površina trikotnika abc maksimalno potencialno energijo konstrukcije in ta energija se, ko se masa vrača v ravnotežni položaj, pretvarja v kinetično energijo. V elastičnem področju se mehanska energija, ki se dovaja v konstrukcijo pri potresu, izgublja edino z dušenjem.

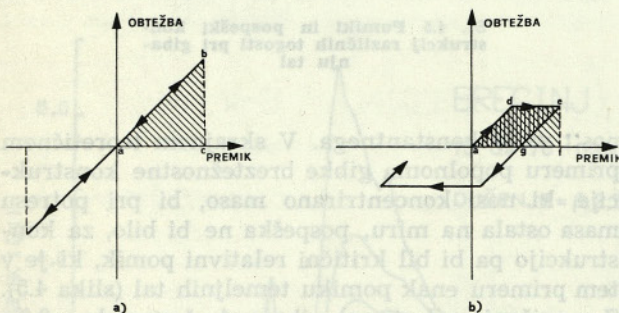
Če so sile tako velike, da se pojavi plastični členek (ob predpostavki idealno elastoplastičnega

obnašanja konstrukcije), potem velja diagram po sliki 4.6 b. Velikost sile je omejena, maksimalna potencialna energija je enaka ploščini adef. Ko se masa vrača v ravnotežni položaj, se samo del potencialne energije pretvori v kinetično, preostala

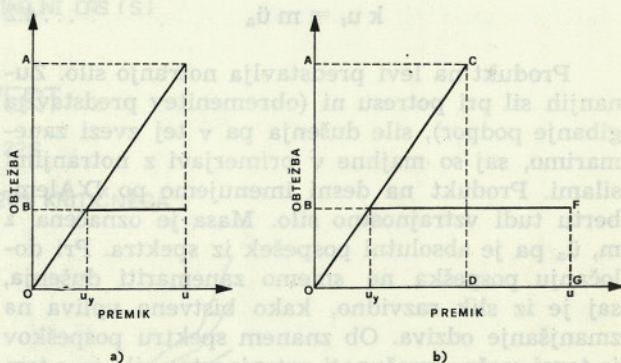


Sl. 4.7 Spreminjanje energije s časom

li del pa se potroši v plastičnem členku, kjer se spremeni v toplotno ali kakšno drugo nepovratno obliko energije. V položaju g na sliki 4.6 b se del potencialne energije, ki ustreza ploščini efg pretvori v kinetično, preostali del adeg pa v nepovratno (histerezne izgube). Primer časovnega poteka odnosa med posameznimi vrstami energije je prikazan na sliki 4.7. Iz slike je razvidno, da je potencialna energija elastoplastične konstrukcije manjša od potencialne energije elastične konstrukcije in zaradi tega ni potrebno, da bi bil maksimalni pomik elastoplastične konstrukcije bistveno večji od maksimalnega pomika elastične konstrukcije. Primerjava rezultatov elastičnih in neelastičnih dinamičnih analiz nekaterih objektov kaže, da sta maksimalna pomika po obeh teorijah približno enaka in zato se v zadnjem času večkrat uporablja predpostavka o enakosti pomikov, dobljenih po obeh teorijah. Vpliv te predpostavke si oglejmo spet na idealni elastoplastični konstrukciji (slika 4.8).



Sl. 4.6 Diagrama obtežba — deformacija za elastičen in idealno elasto-plastičen material



Sl. 4.8 Primerjava odziva elastične in elastoplastične konstrukcije. (a) Enaki maksimalni premiki, (b) Enaka maksimalna energija

Najprej definirajmo tako imenovan faktor duktilnosti za pomike

$$\mu = \frac{u}{u_y} \quad \dots 4.4$$

kjer je u dejanski pomik in u_y pomik na meji elastičnosti. Iz slike 4.8 a je razvidno, da je sila po neelastični teoriji za faktor duktilnosti manjša od sile po elastični teoriji. Če torej silo izračunamo po teoriji elastičnosti in jo reduciramo z redukcijskim faktorjem

$$R = \frac{1}{\mu} \quad \dots 4.5$$

dobimo približno oceno za dejansko silo.

Ta ocena velja tem bolje, čim večji je nihajni čas konstrukcije. Z večanjem nihajnega časa pridemo namreč do že omenjenega primera, ko postane relativni pomik konstrukcije enak pomiku temeljnih tal, to pa velja ne glede na značilnosti konstrukcije (elastične ali neelastične).

Drugo oceno, ki predstavlja zgornjo mejo za redukcijski faktor, dobimo, če izhajamo iz predpostavke, da sta potencialna energija elastičnega in elastoplastičnega sistema pri ustreznih maksimalnih pomikih enaki (slika 4.8 b). V tem primeru je mogoče izpeljati enačbo

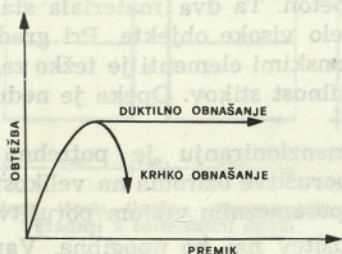
$$R = \frac{1}{\sqrt{2\mu - 1}} \quad \dots 4.6$$

Vrednosti redukcijskih faktorjev so lahko večje le za izjemno toge konstrukcije, za katere smo že ugotovili, da je odzivni pospešek enak pospešku temeljnih tal, kar velja spet ne glede na vrsto konstrukcije. V tem primeru velja seveda

$$R = 1 \quad \dots 4.7$$

kar pomeni, da predstavljajo rezultati elastične analize dejanske rezultate.

Iz navedenega je jasno, da je za varnost konstrukcij pri potresni obtežbi bistveno pomembna sposobnost duktilnega obnašanja (slika 4.9). Konstrukcija, ki se lahko deformira daleč v neelastično področje in se pri tem ne poruši, lahko potroši pri tem veliko energije in ima zato veliko varnost. Pri taki konstrukciji se lahko pri dimenzioniranju bistveno zmanjšajo sile, dobljene z elastično analizo. Druga skrajnost so krhke konstrukcije, ki nimajo



Sl. 4.9 Odnos med obtežbo in deformacijo za duktilno in krhko konstrukcijo

sposobnosti duktilnega obnašanja, zato jih moramo za dosego iste varnosti dimenzionirati na bistveno večje sile kot duktilne konstrukcije.

Seveda se moramo zavedati, da je duktilnost povezana s plastičnimi deformacijami, torej s poškodbami konstrukcije. Pri upoštevanju majhnih redukcijskih faktorjev (velikih faktorjev duktilnosti) se lahko pojavijo poškodbe že pri manjših potresih. Dopustna velikost faktorjev duktilnosti je zato odvisna od pomembnosti in namena konstrukcije. Za običajne konstrukcije literatura navaja vrednosti μ v območju od 3 do 6 za rušilne potrese in od 1.5 do 2 za potrese srednje jakosti. Za objekte, ki morajo opravljati svojo funkcijo po potresu (npr. bolnišnice), morajo biti faktorji nižji, npr. 2 za rušilni potres, objekti, pri katerih ne sme priti do poškodb (npr. jedrski reaktorji), pa morajo ostati v elastičnem področju ($\mu = 1$).

Omeniti je potrebno še vpliv trajanja potresa. Na velikost elastičnega spektra vpliva predvsem velikost pospeškov temeljnih tal, medtem ko je za dejansko konstrukcijo, ki pri potresu pride v neelastično območje, bistveno pomembno tudi trajanje potresa. Za potrese s kratkim trajanjem je mogoče upoštevati precej manjši redukcijski faktor R kot za potrese z dolgim trajanjem. Breginjski akcelrogram kaže, da je bilo trajanje močnih sunkov zelo kratko in to je gotovo eden izmed poglavitnih razlogov, da je kljub izredno visokim vrednostim v elastičnem spektru odziva armirano betonska montažna hala prestala potrese brez hudih poškodb.

Poglavje o neelastični analizi lahko zaključimo z ugotovitvijo, da je iz ekonomskih razlogov smotno dimenzionirati običajne konstrukcije tako, da pride pri močnih potresih do neelastičnih deformacij. Ker je natančna neelastična dinamična analiza zelo komplicirana in draga, se v praksi uporablja približna metoda. Po tej metodi se uporablja elastična analiza, dobljene sile pa se reducirajo z redukcijskimi faktorji po enačbah 4.5 ali 4.6. **To redukcijo spektri po predpisih že upoštevajo. Redukcija je dovoljena samo v primeru, ko ima konstrukcija sposobnost duktilnega obnašanja. Za neduktilne in za izjemno toge konstrukcije (enačba 4.7) redukcija ni dovoljena in zato za take konstrukcije sedanji predpisi ne zagotavljajo zadostne varnosti. Raziskave kažejo, da daje omenjena približna metoda sorazmerno dobre rezultate pri regularnih konstrukcijah, kjer ne prihaja do lokalnih koncentracij napetosti. Sposobnost konstrukcije, da se je brez porušitve sposobna toliko deformirati, kolikor zahteva predpostavljene faktor duktilnosti, bi bilo praviloma potrebno preveriti. Duktilnost armiranobetonskih konstrukcij je obširno obdelana v [10].**

5.0 ZASNOVA IN DIMENZIONIRANJE KONSTRUKCIJ

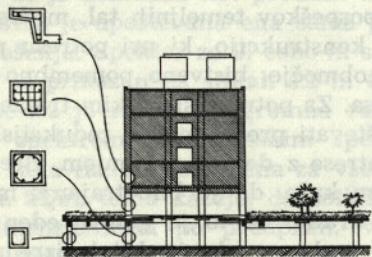
V tem poglavju bomo podali nekaj osnovnih napotkov za zasnovo in dimenzioniranje konstrukcij v seizmičnih območjih, ki so logična posledica

ugotovitev o obnašanju konstrukcij pri seizmični obtežbi, navedenih v prejšnjih poglavjih. Napotke bomo razvrstili v dve grupi (zmanjšanje potresne obtežbe in povečanje duktilnosti).

Ugotovili smo, da pri potresu predstavljajo obtežbo vztrajnostne sile (potresna obtežba), ki so enake produktu mase in pospeška, in jih torej lahko zmanjšamo, če zmanjšamo maso ali pospešek. Prvi napotek je tako trivialen:

— Izogibati se je treba nepotrebnim masam. Eden od vzrokov, ki so pripomogli k nepopravljivim poškodbam bolnišnice Olive View med potresom v San Fernandu v Kaliforniji leta 1971 je bila tudi velika masa zelenice v 1. etaži (slika 5.1).

— Težišče zgradbe naj bo čim nižje. Pospeški so v zgornjih etažah višji kot v spodnjih, zato ma-



Sl. 5.1 Konstrukcija bolnišnice Olive View

sa, ki je zgoraj, povzroči večjo horizontalno obtežbo kot ista masa, ki je spodaj.

Pospeške bi lahko zmanjšali, če bi gradili konstrukcije s takimi lastnimi nihajnimi časi, da bi bil odziv konstrukcije čim manjši. V splošnem velja, da je odziv gibke konstrukcije manjši od odziva toge konstrukcije, vendar smo že omenili, da pri oddaljenih potresih in na slabih tleh lahko velja ravno obratno. Poleg tega lahko pri zelo vitkih konstrukcijah pride že pri manjših potresih do zelo velikih deformacij in s tem do velike škode na nekonstruktivnih elementih, ki predstavljajo velik del vrednosti objekta. Tako toge kot tudi zmerno gibke zgradbe imajo torej svoje prednosti in pomanjkljivosti, zaradi omejitve poškodb nekonstruktivnih elementov pa velja:

— Izogibati se je treba zelo vitkim zgradbam.

— Deformacija ene etaže naj ne bo večja od 0.5 % etažne višine (pri vetru 0.25 %).

Za visoke objekte so se kot zelo primerne izkazale stenaste konstrukcije, bodisi samostojno, bodisi v kombinaciji s skeleti.

Pri potresih ima torzija neugoden vpliv, saj povečuje obremenitev šibkejših nosilnih elementov, zato velja:

— Izogibajmo se nesimetričnim zgradbam.

— Izogibajmo se predolgim zgradbam.

Torzija se namreč lahko pojavi celo pri dolгих dvojnosimetričnih objektih zaradi faznega zamika gibanja tal na različnih delih objekta.

Upoštevanje druge skupine napotkov povečuje duktilnost konstrukcije in s tem varnost objek-

ta proti porušitvi. Ustrezno duktilnost je mogoče doseči s pravilno zasnovo, z izbiro primerne materiala in s pravilnim dimenzioniranjem in detajliranjem.

Pri zasnovi velja:

— Izogibati se je treba nezveznostim v konstrukciji.

Nezveznosti v konstrukciji (bodisi po višini, bodisi po tlorisu) povzročajo velike koncentracije napetosti. Na teh mestih pride do plastifikacije, medtem ko je povsod drugod konstrukcija še v elastičnem področju. Ker se večji del energije potroši za plastične deformacije, te pa so omejene v takih primerih na lokalno področje, pride lahko do zelo velikih deformacij in s tem do porušitve. Tipičen primer za tako konstrukcijo je že omenjena bolnišnica Olive View (slika 5.1). Dve spodnji etaži sta bili »mehki« v primerjavi z zgornjimi etažami, kjer so bile stene. Stebri so se spreminjali po etažah. Deformacije stebrov spodnjih dveh etaž po potresu so znašale okoli 60 cm in do popolne porušitve ni prišlo samo zaradi kvalitetne spiralne armature stebrov. Kljub temu, da je bil zgornji del le malo poškodovan, je bilo potrebno zgradbo porušiti.

— Uporabljati je treba statično nedoločene konstrukcije.

Glede na to, da se večina mehanske energije izgubi s plastičnimi deformacijami, so statično nedoločene konstrukcije, kjer je potrebna za porušitev cela vrsta plastičnih členkov, veliko ugodnejše od statično določenih, kjer že prvi plastični členek povzroči porušitev.

— Stebri naj bodo močnejši od prečk.

S tem dosežemo, da se tvorijo plastični členki najprej v prečkah in šele nato v stebrih. Poškodbe prečk običajno ne morejo ogroziti celotne konstrukcije, poleg tega pa jih je mnogo lažje sanirati kot poškodbe stebrov. S plastifikacijo prečk se izgubi veliko energije, ne da bi bila pri tem ogrožena stabilnost konstrukcije kot celote. Podoben napotek velja tudi pri stenah, ki so povezane s prečkami.

Glede uporabe materiala velja:

— Najprimernejši material je jeklo, sledi na mestu liti beton. Ta dva materiala sta edina primerna za zelo visoke objekte. Pri gradnji z montažnimi betonskimi elementi je težko zagotoviti potrebno duktilnost stikov. Opeka je neduktilen material.

Pri dimenzioniranju je potrebno paziti na vrstni red porušitve oziroma na velikostni red varnosti proti posameznim vrstam porušitve.

— Porušitev naj bo upogibna. Varnost proti ostalim vrstam porušitve naj narašča od strižne porušitve preko porušitve sidranja in temeljev do nestabilnosti.

Največ energije se izgubi pri upogibnih plastičnih deformacijah, manj pri strižnih in skoraj nič, če odpove sidranje ali temelji. Iz tega razloga je neprimerna zasnova z visokimi prečkami in

kratkimi stebri, kajti v takih primerih pride do krhke strižne porušitve stebrov.

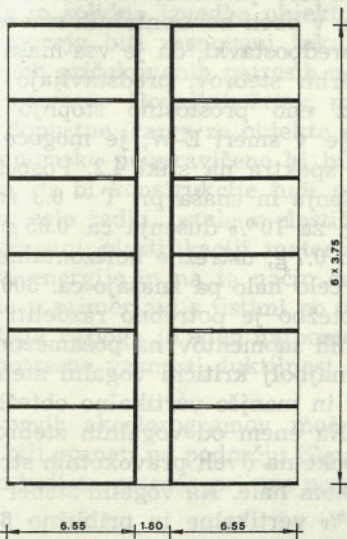
— Dimenzioniranje betona mora zagotavljati duktilnost.

Če pride do porušitve natezne armature, je taka porušitev duktilna, medtem ko je porušitev betona v tlaku krhka. Iz tega razloga količina natezne armature ne sme biti prevelika. Podrobnosti o dimenzioniranju so podane v [10], na tem mestu naj navedemo samo, da povečanje tlačne armature, povečanje trdnosti betona in povečanje maksimalnega možnega raztezka betona povečajo duktilnost, medtem ko povečanje natezne armature, povečanje trdnosti jekla in povečanje osne sile zmanjšajo duktilnost. Zelo važna za zagotovitev duktilnosti je transverzalna armatura. Najboljša je spiralna armatura. Zgostitev stremen lahko bistveno poveča duktilnost elementa.

6.0 VPLIV VELIKOSTI RAČUNSKIH POTRESNIH SIL NA EKONOMIKO GRADNJE

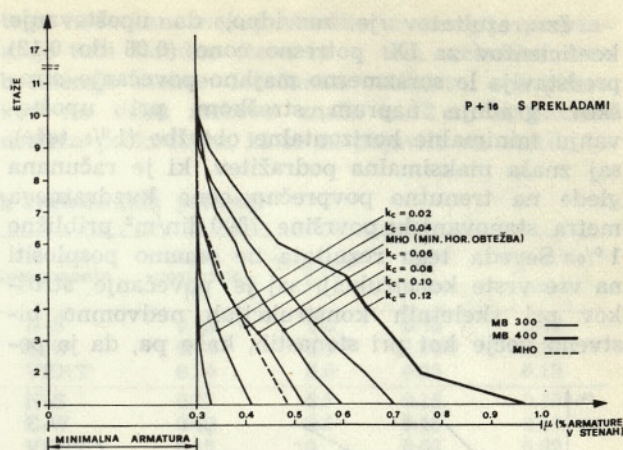
Potresno varna gradnja zahteva povečanje cene objektov. Zaenkrat še ni skoraj nobenih podatkov o medsebojni odvisnosti med potresno varnostjo in stroški za zagotovitev te varnosti. Ko bi približno vedeli, koliko stane povečana varnost, bi

DEBELINA STEN 0.15
ETAŽNE VIŠINE 2.75
VARIANTA 1 BREZ PREKLAD NAD VRATI
VARIANTA 2 PREKLADI 0.15/0.70



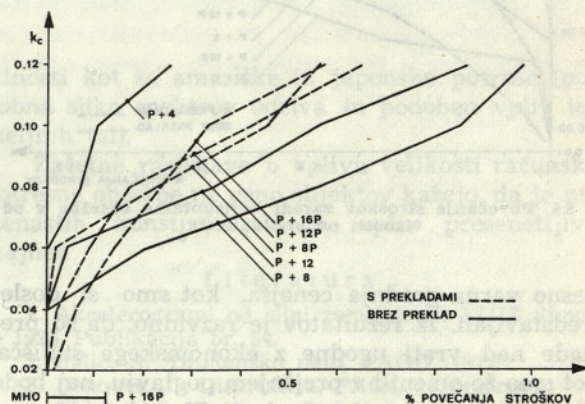
Sl. 6.1 Idealiziran tloris tipične stanovanjske zgradbe pri gradnji s tunnelskimi opaži

se lahko neprimerno lažje odločali pri izbiri velikosti seizmičnih koeficientov v predpisih. Iz tega razloga so bile na FAGG pričete raziskave o vplivu potresne varnosti na ekonomiko gradnje. V prvi fazi smo se odločili obdelati stavbe, grajene s tunnelskimi opaži. Za začetek smo izvršili račun po veljavnih predpisih in primerjali povečanje cene



Sl. 6.2 Povečanje armature po posameznih etažah objekta P+16 s prekladami zaradi horizontalne obtežbe

objektov različnih višin pri različnih koeficientih seizmičnosti k_c [2]. Pri tem sta bili upoštevani povsod dve varianti (s prekladami nad vrati in brez njih). Idealiziran tloris objekta je prikazan na sliki



Sl. 6.3 Povečanje stroškov zaradi horizontalne obtežbe v odvisnosti od koeficienta k_c

6.1. Računani so bili objekti višine P+4, P+8, P+12 in P+16. Dimenzije sten so bile vzete kot konstante, spreminjala se je količina armature in marka betona, če je bila prekoračena dopustna napetost za MB 300. Minimalni procent armiranja znaša po predpisih 0.3 %, zato je bilo povečanje stroškov izraženo s povečanjem armature glede na minimalno armiranje in s povečanjem marke betona nad MB 300. Rezultati so prikazani na slikah 6.2 do 6.4.

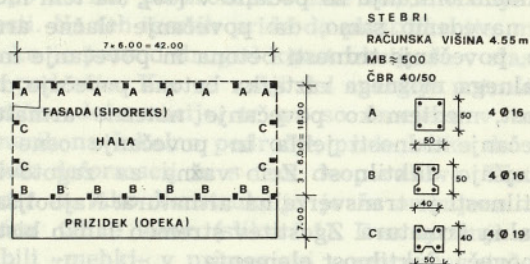
Ni podanih rezultatov za objekt P+4 s prečkami, ker povsod zadošča minimalna armatura, ter za objekt P+16 brez prečk, ker pri višjih koeficientih k_c ne zadošča MB 500 in bi bilo potrebno zato povečati debelino sten.

Diagram 6.4, kjer so na ordinati podane vrednosti $k_c \beta$, je podan zato, da bo možno uporabiti rezultate tudi za nove predpise o gradnji na potresnih območjih, ki so v pripravi in ki predvidevajo druge koeficiente za račun potresnih sil, njihov produkt pa bo ustrezal produktu $k_c \beta$.

Iz rezultatov je razvidno, da upoštevanje koeficientov za IX. potresno cono (0.08 do 0.12) predstavlja le sorazmerno majhno povečanje stroškov gradnje napram stroškom pri upoštevanju minimalne horizontalne obtežbe (1 % teže), saj znaša maksimalna podražitev, ki je računana glede na trenutno povprečno ceno kvadratnega metra stanovanjske površine 7000 din/m², približno 1 %. Seveda tega rezultata ne smemo posplošiti na vse vrste konstrukcij, saj je povečanje stroškov pri skeletnih konstrukcijah nedvomno bistveno večje kot pri stenastih, kaže pa, da je po-

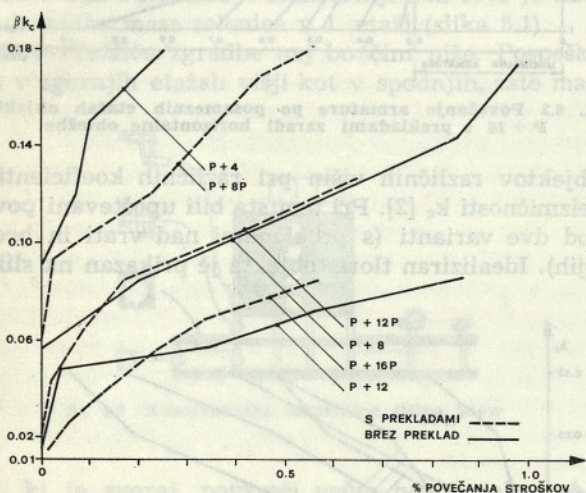
mološki karti Slovenije Breginj ni v seizmičnem področju. Zato so v teku raziskave, ki naj bi razložile, kaj se je s halo dogajalo med potresi.

Na tem mestu navajamo približne rezultate začetnih raziskav. Na sliki 7.1 je shematično prikazan tloris hale. V sami hali je montiran instrument, ki je registriral septembrske potresne sunke,



Sl. 7.1 Shematični tloris montažne hale v Breginju

tako da so na razpolago točni podatki o obtežbi konstrukcije. Stalno obtežbo je v času potresa predstavljala praktično samo lastna teža konstrukcije. Vertikalno nihanje tal je povzročilo dodatno vertikalno obtežbo v velikosti $\pm 20\%$ g. Nihajnega časa konstrukcije za nihanje v horizontalni smeri ni mogoče točno določiti, saj je treba nihajni čas same konstrukcije nekoliko zmanjšati zaradi opečnega prizidka in fasadnih sten iz siporeksa, ki povečujejo togost, in nekoliko povečati zaradi poškodb po majskem potresu, ki so zmanjšale togost. Kot približno vrednost za nihajni čas pri nihanju v obeh horizontalnih smereh smo vzeli 0.3 s. Ob predpostavki, da je vsa masa skoncentrirana na vrhu stebrov, predstavljajo stebri konstrukcije z eno prostostno stopnjo in pospešek konstrukcije v smeri E-W, je mogoče neposredno odčitati iz spektra na sliki 4.2. Pospešek je odvisen od dušenja in znaša pri $T = 0.3$ za 5 % dušenja ca. 1 g, za 10 % dušenja ca. 0.85 g in za 20 % dušenja ca. 0.7 g, ustrezne horizontalne vztrajnostne sile za celo halo pa znašajo ca. 300, 255 in 210 Mp. To obtežbo je potrebno razdeliti v razmerju vztrajnostnih momentov na posamezne stebre, pri čemer so najbolj kritični vogalni stebri, ki imajo isto togost in manjšo vertikalno obtežbo kot krajni stebri. Na enem od vogalnih stebrov so dobro vidne razpoke na dveh pravokotnih stranicah stebra nad tlakom hale. Na vogalni steber odpade približno 3.5 % vertikalne in približno 6 % horizontalne obtežbe, tako da znašajo horizontalne sile, izračunane po teoriji elastičnosti, 16, 15 oziroma 13 Mp za različne koeficiente dušenja. Približno iste vrednosti dobimo tudi pri analizi v smeri N-S. Maksimalna horizontalna nosilnost vogalnega stebra višine 4.55 m, izračunana s programom NON-FRAN [3], znaša 2.6 Mp pri obtežbi v smeri stranic kvadrata in 3.5 Mp pri obtežbi v smeri diagonale, kar pomeni, da je morala biti dejanska obtežba 5 do 7-krat manjša od obtežbe, izračunane po teoriji



Sl. 6.4 Povečanje stroškov zaradi horizontalne obtežbe v odvisnosti od produkta βk_c

tresno varna gradnja cenejša, kot smo si doslej predstavljali. Iz rezultatov je razvidno, da so preklade nad vrati ugodne z ekonomskega stališča. Kot smo že omenili v prejšnjem poglavju, naj bodo dimenzionirane tako, da se bodo plastificirale pred stenami. Ugodnejše rezultate višjih objektov napram objektu P+8 je mogoče razložiti s tem, da ima objekt P+8 najneugodnejše razmerje med osnimi silami in upogibnimi momenti. Medtem ko naraščajo osne sile pri višjih objektih linearno, naraščajo upogibni momenti počasneje zaradi manjšanja koeficienta β , kar je posledica naraščanja nihajnega časa. Iz slike 6.2 je razvidno, da je minimalna horizontalna obtežba v velikosti 1 % teže za objekt P+16 bolj kritična kot nizki koeficienti k_c . Razlog za to je iskati v povečanih dopustnih napetostih pri potresni obtežbi. Pri ostalih objektih zadošča minimalna armatura 0.3 % za prevzem minimalne horizontalne obtežbe.

7.0 ANALIZA OBNAŠANJA ARMIRANO-BETONSKE MONTAŽNE HALE V BREGINJU

Armiranobetonska montažna hala sistema »Gorica« v Breginju je prestala vse potresne sunke s sorazmerno majhnimi poškodbami. To dejstvo je presenetljivo, če upoštevamo, da hala ni bila računana na potresno obtežbo, saj po veljavni seiz-

elastičnosti. To razliko si lahko razložimo z veliko duktilnostjo zelo šibko armiranih stebrov. Dejanski pomiki, izračunani pri maksimalni sili, so namreč več kot desetkrat večji od pomikov, izračunanih po teoriji elastičnosti pri isti obtežbi. Poleg

tega nedvomno nekaj obtežbe in energije prevzamejo tudi fasadne stene in s tem nekoliko razbremenijo stebre. Izračunan velikostni red pomikov na vrhu stebrov znaša ca. 2 cm in nekako ustreza poškodbam, ki so se pojavile na stikih.

Tabela 1: Podatki o nekaterih registriranih potresih

Datum	Cas	Oddaljenost od epicentra [km]	Magnituda	Mesto posnetka	Komponenta	Maks. pospešek [g]	Trajanje* [s]	I_A [m/s]	I_M (0,2) [m]
15. 9. 76	03 15 22.1	≈ 25	5.9	Breginj	N-S	0.49	3.6	0.75	0.48
					E-W	0.53	2.4	1.10	0.36
					VERT	0.20	6.0	0.25	0.19
15. 9. 76	09 21 20.4	≈ 25	5.7	Breginj	N-S	0.17	8.5	0.18	0.18
					E-W	0.42	6.5	0.48	0.20
					VERT	0.13	10	0.08	0.09
6. 5. 76	20 00 14.7	≈ 110	6.2	Ljubljana IMFIM	N-S	0.033	11	0.029	0.039
					E-W	0.040	13	0.023	0.033
					VERT	0.017	12.5	0.007	
6. 5. 76	20 00 14.7	≈ 110	6.2	Ljubljana ZRMK	N-S	0.021	9	0.010	0.023
					E-W	0.023	9	0.009	0.017
					VERT	0.016	9	0.005	
18. 5. 40		6.4	7.0	El Centro	N-S	0.33	≈ 20	3.2	0.88
					E-W	0.23			0.77

* Razlika med časom, ko je doseženo 5 % in 95 % I_A

8.0 ZAKLJUČEK

Potresno inženirstvo je področje, kjer je še vedno zelo veliko neraziskanega. Zaradi nezanesljivosti podatkov ter zaradi težavnosti računskih in eksperimentalnih raziskav dejanskega obnašanja konstrukcij do porušitve so za potresno varnost bistvenega pomena ustrezna zasnova, pravilno dimenzioniranje in solidna izvedba objektov.

Objekti morajo biti zasnovani tako, da tudi pri najmočnejših pričakovanih potresih ne pride do porušitev in s tem do človeških žrtev, medtem ko so poškodbe dopustne (razen za objekte posebnega pomena). Ekonomsko neupravičeno bi bilo dimenzionirati tako, da bi konstrukcije tudi pri močnih potresih, ki so zelo redki, ostale v elastičnem področju. Pri dopustni plastifikaciji materiala se izgubi večji del energije in na ta način se bistveno zmanjšajo sile v primerjavi s tistimi po teoriji elastičnosti. Iz tega razloga je eden najpomembnejših parametrov potresne varnosti duktilnost konstrukcije.

Analiza prvih akcelorogramov močnejših potresov, ki so bili posneti na področju Slovenije, kaže, da veljajo tudi za potrese pri nas podobne zna-

čilnosti kot za ameriške in japonske potrese (podobna slika spektrov odziva in podoben vpliv temeljnih tal).

Začetne raziskave o vplivu velikosti računske potresne obtežbe na ceno objektov kažejo, da je pri stenastih konstrukcijah ta vpliv presenetljivo majhen.

Literatura

1. Akcelorogrami od silni zemljotresi. IZIIS Skopje 1976, Publikacija br. 54.
2. Balič, S.: Diplomsko delo, FAGG, 1977.
3. Banovec, J.: Disertacija, FAGG (v pripravi).
4. Bubnov, S.: Potres v Posočju. Gradbeni vestnik 26, 1977, 4-5.
5. Clough, R. W., Penzien, J.: Dynamics of Structures. McGraw-Hill 1975.
6. Dowrick, D. J.: Earthquake Resistant Design. Wiley 1977.
7. Fajfar, P.: Račun konstrukcij pri seizmični obtežbi. Gradbeni vestnik 24, 2-12, 1975/1.
8. Muto, K.: Aseismic Design Analysis of Buildings. Maruzen 1974.
9. Newmark, N. M., Rosenblueth, E.: Fundamentals of Earthquake Engineering. Prentice-Hall 1971.
10. Park, R., Paulay, T.: Reinforced Concrete Structures. Wiley 1975.
1. Wiegel, R. L. (editor): Earthquake Engineering. Prentice-Hall 1970.

UDK 721.011.2:624.042
GRADBENI VESTNIK, LJUBLJANA, 1977 (26)
ST. 7-8, STR. 158-171

Peter Fajfar:

OSNOVE PROJEKTIRANJA V POTRESNIH OBMOČJIH

Opisani so osnovni principi zasnove in analize konstrukcij v seizmičnih področjih. Za ilustracijo je podanih nekaj podatkov o vplivu potresa v Furlaniji na ozemlju Slovenije. Prikazan je vpliv računskih potresnih sil na ceno stenastih konstrukcij.

UDC 721.011.2:624.042
GRADBENI VESTNIK, LJUBLJANA, 1977 (26)
NR. 7-8, PP. 158-171

Peter Fajfar:

FUNDAMETALS OF EARTHQUAKE RESISTANT DESIGN

The basic principles of design and analysis of structures in seismic regions are described. Some data about the influence of the earthquake in Friuli in the region of Slovenia are presented for illustration. The influence of design earthquake loads on the cost of shear wall structures is shown.

Program za izdelavo statičnega računa montažne dvoranske konstrukcije

UDK 624.074.7

1. UVOD

Želji moderne industrije, da hitro in poceni pridobi potrebne pokrite površine, je mogoče ustreči le z gradnjo objektov iz industrijsko izdelanih modularnih elementov. Eden izmed sistemov za montažno gradnjo objektov iz armiranobetonskih elementov je sistem »Gorica«, ki ga proizvaja kot član mednarodnega združenja VARESE podjetje SGP Gorica iz Nove Gorice. Pred uporabo je bilo treba celotno dokumentacijo prilagoditi jugoslovanskim tehničnim predpisom in standardom. Tako se je od prvotnega sistema ohranila le zunanja oblika elementov.

Veliki uspehi pri uvedbi tega sistema znova dokazujejo splošne prednosti montažne gradnje iz industrijsko izdelanih elementov. Glavne prednosti takega načina gradenj so cenenost ob istočasni nadpovprečni kvaliteti objekta in kratkem času grajenja, ki je skoraj neodvisen od vremena.

Pojem kvalitete objekta lahko razčlenimo na tri dele: kvaliteto zasnove konstrukcije in tehnologije, kvalitete uporabljenih materialov in kvaliteto izdelave. Za doseganje vseh treh delov kvalitete imamo v industriji dobre pogoje.

Kvaliteto zasnove konstrukcije in tehnologije dosežemo s sodelovanjem ustreznih strokovnih ustanov, kar pri klasični gradnji običajno časovno ni izvedljivo. Kvaliteta uporabljenih materialov je odvisna od vhodne kontrole, ki jo pri enakomerno tekoči porabi lažje in učinkoviteje izvajamo. Kvaliteta izdelave pa je najbolj odvisna od delovnih pogojev, ki so v tovarni elementov bistveno boljši kot na gradbišču.

Janez Duhovnik, asistent, mag., dipl. ing. gradb., FAGG, Ljubljana, Jamova 2

Bogdan Jelinčič, tehnični vodja ABK, dipl. ing. gradb., SGP Gorica

Bogdan Kajfež, vodilni projektant, dipl. ing. gradb., SGP Gorica

Vid Marolt, asistent, dipl. ing. gradb., FAGG, Ljubljana, Jamova 2

Janez Reflak, asistent, mag., dipl. ing. gradb., FAGG, Ljubljana, Jamova 2

Rajko Rogac, izr. prof., dr., dipl. ing. gradb., FAGG, Ljubljana, Jamova 2

Franc Saje, asistent, dipl. ing. gradb., FAGG, Ljubljana, Jamova 2

JANEZ DUHOVNIK — BOGDAN JELINCIC
— BOGDAN KAJFEŽ — VID MAROLT
— JANEZ REFLAK — RAJKO ROGAC — FRANC SAJE

Sistem »Gorica« nam na sedanji stopnji razvoja omogoča:

- kratek čas gradnje,
- nizko ceno konstrukcije,
- visoko kvaliteto elementov,
- etapnost gradnje,
- prilagodljivost različnim tlorisom,
- veliko izbiro dimenzij objekta,
- poljubno izbiro kritine,
- gradnjo v etažah,
- montažo žerjavnih prog,
- odpornost proti vremenskim in kemičnim vplivom,
- enostavno vzdrževanje,
- naravno osvetlitev,
- ekonomično ogrevanje.

Ob utečeni industrijski proizvodnji in izdelavi nekaterih standardnih elementov na zalogo pomeni čas za izdelavo tehnične dokumentacije dobljen del časa, potrebnega za postavitve zgradbe, šteto od priprave investicijske dokumentacije do začetka uporabe objekta. Da se ta čas čimbolj skrajša, je smotrna določena tipiziranost objektov. Za take objekte se uporablja le določeno število elementov različnih dimenzij, za katere je tehnična dokumentacija že vnaprej pripravljena. Ker je arhitektonski del tehnične dokumentacije za montažne industrijske objekte običajno enostaven, je največ časa potrebno za izdelavo statičnega računa. Program, ki je bil napravljen v Računskem centru FAGG, izdelava statični račun za montažne dvorane poljubnih dimenzij, pri čemer morajo biti višine stebrov in razponi ladij enaki pri istem objektu. Ostalih omejitev glede dimenzij program nima, velikost obtežbe pa je popolnoma poljubna.

Račun posameznih elementov je izvršen v več variantah, kjer spreminjamo nekatere dimenzije in kvaliteto materialov. To lahko koristno uporabita arhitekt in tehnolog. Iz statičnega računa so razvidni vsi podatki, ki so važni za začetek izdelave elementov.

2. Konstruktivni sistem PROGRAMA »B«

Konstrukcijo sestavljajo štirje osnovni elementi:

1. tričlenski lok parabolične oblike z natezno vezjo,
2. korita, ki po montaži in zalitju povezujejo lokove v vzdolžni smeri,
3. vzdolžni nosilci,
4. stebri, ki preko nosilcev prevzemajo kompletno obtežbo strešne konstrukcije in jo prenašajo v čaše točkovnih temeljev.

Tričlenski parabolični lok je sestavljen iz dveh delov parabolične oblike, ki sta zaradi zmanjšanja lastne teže oblikovana v rešetkasti izvedbi. V temenu se členkasto spajata, na ležiščih pa ju medsebojno povezuje kovaško obdelana natezna vez. Razpetine so od 12 do 30 m z medsebojnimi razmaki 2,5 in 3,0 m.

Strešna korita so polnilni in nosilni elementi hkrati. Po zabetoniranju in vstavitvi armature v vmesne reže postanejo vzdolžni povezovalni element med lokovi.

Zaradi svojih dimenzij in predvsem zaradi majhne teže so zelo priročna za vsako manipulacijo.

Korita so 250 in 300 cm dolga, lahko imajo napušč dolžine 50 cm. Vsa so široka 33 cm in visoka 9 cm.



Sl. 1. Tovarna v Šempetru pri Novi Gorici, kjer izdelujejo elemente montažnega sistema PROGRAMA »B«

Nosilci prenašajo obtežbo strešne konstrukcije na stebre. Izdelujemo štiri osnovne izvedbe: krajne, srednje in čelne nosilce ter nosilce žerjavne proge. Presek je oblike črke T. Široki so 50 cm, visoki 60, 80, 100 in 120 cm, dolgi pa po potrebi od 5 do 12 m.

Stebri prenašajo obtežbo strešne konstrukcije in pripadajoče fasade na točkovne temelje. Stebri so pravokotnega ali I prereza. Dimenzija prereza v prečni smeri dvorane je vedno 50 cm, druga dimenzija pa se spreminja po 10 cm od 30 do 80 cm. Stebri imajo lahko enostranske ali dvostranske konzole za nosilce žerjavnih prog in to za kovinsko ali za betonsko izvedbo nosilcev žerjavne proge.

Dolžine so poljubne, tudi do 13 m, tako da so zgoraj prirejeni za ležišče T nosilcev.

Vsi elementi so izdelani iz visokokvalitetnega betona in armature v jeklenih opažih, ki zagotavljajo natančno in estetsko obliko.

3. Računski model

Za posamezne elemente konstrukcije je v programu upoštevan čimbolj poenostavljen, večinoma statično določen sistem. Poenostavitve, ki so pri tem upoštevane, so take, kot jih običajno uporabljamo v statičnih računih. Statično določeni sistem omogoča enostaven izračun notranjih sil in enostavno odvisnost medsebojnih sil na stikih med elementi. Med najpomembnejše posledice odločitve, da naj bo računski model statično določen, pa sodi možnost enostavne optimizacije pri dimenzioniranju. Če spreminjamo dimenzije prečnih presekov elementov in tako nastalo spremembo lastne teže zanemarimo, ni treba znova računati notranjih sil.

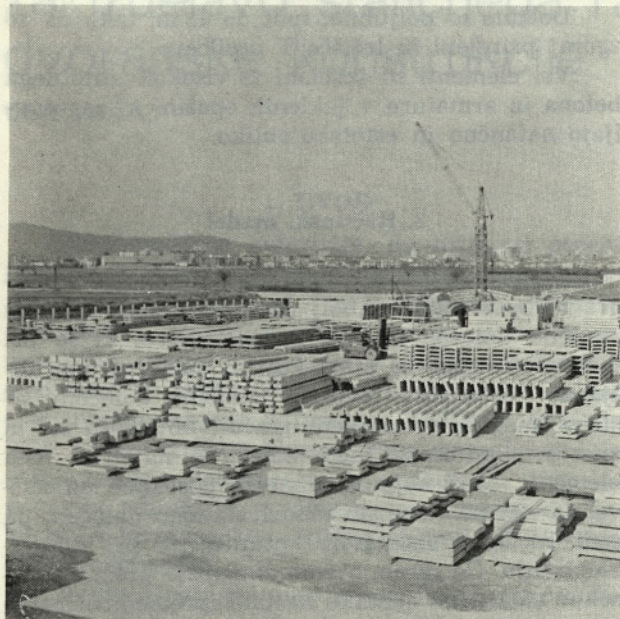
Korita so pri dolžinah 2,5 in 3,0 m računana kot prostoležeči nosilci s previsnim poljem. V primeru, ko leže korita na poševni površini strehe, je zanemarljivo njihovo medsebojno sodelovanje pri upogibu v smeri površine strehe, ki nastane zaradi zalitja rež med koriti. Korita leže neposredno na lokovih ali na nadsvetlobnikih.

Nadsvetlobniki so računani kot pomični ravniški okvirji, ki so v določenih točkah povezani z lokovi. Točkovne podpore so izbrane na mestih, kjer so nameščene jeklene sponke, čeprav nadsvetlobnik leži na loku po celi dolžini spodnjega pasu. Vsi elementi so drug v drugega vpeti.

Lokovi so računani kot tričlenske palične konstrukcije z vezjo. Pasovi in polnilne palice so v modelu med seboj členkasto povezane. Posamezni elementi zgornjega pasu so dimenzionirani tudi na momente, ki se pojavijo v njem zaradi ukrivljenosti osi in neposredne obtežbe. Podpore loka sta členkasti, obe prevzemata navpične sile, vodoravno pa v računu loka samo leva. Reakcije se v celoti prenašajo na nosilce.

Nosilci so vsi računani kot prostoležeči, podprti s stebri. Zanemarljiva je vpetost v sosedna polja, ki nastane po povezavi nosilcev v vzdolžni smeri. Pri vodoravni obtežbi v prečni smeri je upoštevana povezava krajnih nosilcev s srednjimi in s krajnimi na drugi strani dvorane pri večladijskih dvoranih, oziroma samo s krajnimi na drugi strani pri enoladijskih. To povezavo omogoča natezna

vez, ki lahko prenaša tudi tlačno silo zaradi vodoravne obtežbe, dokler ta ni večja od natezne sile zaradi stalne obtežbe. Pri tem vpliv osnih sil v vezi na deformacijo vezi zanemarimo. Računski model za nosilce žerjavne proge je prav tako prosto-ležeči nosilec, ki se naslanja na stebre na konzolah.



Sl. 2. Montažni elementi na deponiji ob tovarni

Pri vseh vrstah nosilcev računamo, da so torzijsko vpeti na obeh koncih.

Stebri so računani kot konzole, ki vsaka zase nosijo ustrezen del obtežbe. Le pri vodoravni obtežbi upoštevamo poenostavljen statično nedoločen računski model, kjer so vrhovi stebrov preko vezi lokov med seboj povezani, kar omogoča ugodnejšo razdelitev obtežbe. Stebri so v temelje toga vpeti.

Računski model za potresno obremenitev je konzola s koncentrirano maso na vrhu stebra.

4. Obtežba

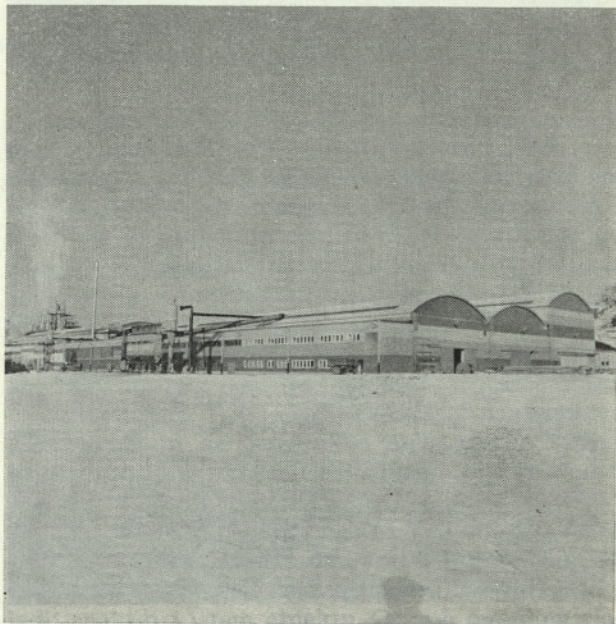
Obtežba je upoštevana kot določajo predpisi PTP 2, tehnični predpisi o vplivu vetra na jeklene konstrukcije in začasni tehnični predpisi za gradnjo na potresnih področjih. Obtežni primeri, ki jih je skupaj 40, so najbolj verjetne kombinacije posameznih obtežb, ki jih zahtevajo predpisi.

Te obtežbe izvirajo iz lastne teže zgradbe, teže snega, pritiska ali srka vetra, potresa, vpliva žerjava in koncentriranih sil na loku. Lastno težo zgradbe izračuna program na osnovi podatkov, ki jih mora določiti projektant objekta, ali pa je teža določena z dimenzijami elementa. Projektant lahko spreminja podatek o teži kritine in izolacije. V ta dva podatka lahko vključimo tudi težo drugih

delov zgradbe, ki so razporejeni na isti način kot kritina.

Sneg je upoštevan po predpisih PTP 2. Edini podatek, ki ga potrebuje program, je teža snega na vodoravni površini 1 m^2 . V skladu s tč. 2131 se ta obtežba pri sedanji obliki lokov nič ne zmanjšuje, zato je v prvem obtežnem primeru s snegom ta enakomerno porazdeljen po celi površini strehe. V drugem obtežnem primeru je upoštevana tč. 2133. Zato je tu sneg na eni polovici strehe poln, na drugi pa polovičen. Tč. 2134 zahteva upoštevanje nakopičenja snega v žlotah, kar zajemata oba naslednja primera, ki jih program računa samo pri večladijskih dvoranah. V prvem je na polovici strehe poln, sneg, na drugi polovici pa je sneg razporejen po trikotniku z vrhom v žloti. V drugem primeru pa je razpored snega na obeh polovicah strehe trikoten.

Veter je upoštevan po PTP 2 in tehničnih predpisih o vplivu vetra na jeklene konstrukcije. Računa se ločeno z obtežbo v prečni in v vzdolžni smeri. Pri obtežbi z vetrom v prečni smeri ima velik vpliv oblika zgradbe. V predpisih nismo zmeraj našli popolnoma ustreznih rešitev in smo pri bolj kompliciranih oblikah streh privzeli tista navodila, ki veljajo za podobne oblike zgradb. Najenostavnejša je obtežba pri ločnih strehah brez nadsvetlobnika, kjer so upoštevani trije obtežni primeri. V prvem primeru je obtežba vetra razporejena skladno s tč. 23263 PTP 2, v drugem in tret-



Sl. 3. Tovarna BREST Cerknica, zgrajena s sistemom PROGRAM »B«

jem primeru pa je obtežba vetra razporejena skladno s tč. 5,15 in 5,16 tehničnih predpisov za vpliv vetra na jeklene konstrukcije. Pri tem je najprej upoštevan pritisk znotraj objekta, drugič pa srk. Pri nesimetričnih oblikah streh z nadsvet-

lobniki je upoštevana smer vetra z desne in leve strani, kar običajno podvoji število obtežnih primerov. Pri obtežbi z vetrom v vzdolžni smeri je upoštevani pritisk oz. srk na čelnih stenah ter trenje na površini strehe. Osnovni podatki, ki vplivajo na račun obtežbe z vetrom, so oblika loka, nadsvetlobnika, tip zgradbe in osnovna obtežba z vetrom na 1 m^2 .

Pri računu potresnih obremenitev za stebre program najprej izračuna dinamične karakteristike računskega modela. Na podlagi teh in podatka o koeficientu k_c izračuna velikost vodoravne sile na vrhu stebrov. Za loke program ne računa dinamičnih karakteristik in privzame za β vrednost 1,5. Navpična obtežba na loku zaradi potresa je vzeta kot $1/3$ vodoravne.

Obtežba z žerjavi se računa po navodilih za račun obtežbe z žerjavi v PTP 2. Podatki, ki so potrebni za račun, povedo, kakšna je žerjavna proga, njena teža, kolesni pritisk, dinamični koeficient za stebre in nosilce, razdalja konzole od vrha stebra ter razdalja med kolesi žerjava.

Koncentrirane sile na loku so lahko štiri in so dane z dvema podatkom: velikostjo sile v navpični smeri in položajem prijemališča, merjeno od leve podpore. S temi silami upoštevamo težo morebitnih napeljav in opreme.

5. Opis programa

5.1 Zgradba programa

Program za izračun montažnih konstrukcij dvoran je napisan v programskem jeziku FORTRAN, ki je najbolj primeren za reševanje tehničnih problemov. Napisan je sicer za računalnik CYBER, vendar ga je možno zaradi primerne strukture hitro predelati za vsak računalnik, ki ima prevajalnik za FORTRAN.

Ker je program preobsežen, da bi bil shranjen v vsem obsegu v spominu računalnika, je razdeljen na plasti ali overlaye. Pri izvajanju sta v spominu naenkrat samo osnovni overlay, ki kontrolira izvajanja celotnega programa in je vedno prisoten ter tako imenovani primarni overlay, ki je trenutno potreben za račun in ga računalnik začasno pokliče v spomin. Razvrstitev overlayev je pogojena s potekom statičnega računa. Primarni overlayi si pri izvajanju programa sledijo v naslednjem vrstnem redu:

- OBTEZBA
- KORITO
- NADSVET
- LOK
- ZERJAV
- NOSILEC
- STEBER

Povezava med overlayi je izvedena s pomočjo skupnega (COMMON) področja, ki je med izjava-

njem neprestano v spominu. V tem področju so stalno shranjeni geometrijski podatki o konstrukciji, obtežba, dopustne napetosti materialov, ob enem pa se med računom shranjujejo vse količine, ki povezujejo primerne overlaye.

Za primer naj bo navedena povezava med overlayem LOK in NOSILEC. LOK izračuna reakcije lokov in jih spravi v skupno področje. Od tu jih vzame NOSILEC kot sile za nosilce.

5.2 Opis delov programa

Že samo ime overlaya nam pove, kateri del statičnega računa izvaja. Vsak overlay je sestavljen iz glavnega programa in več podprogramov.

OBTEZBA

Program prečita, kontrolira in izpiše vhodne podatke o konstrukciji. Določi 12 osnovnih obtežnih kombinacij, iz katerih sestavi 36 obtežnih kombinacij za prečno smer dvorane in še 4 za vzdolžno smer. Nato izračuna geometrijske karakteristike loka, tj. koordinate vozlišč in prereze loka, potem pa še sile na vozlišča loka za vse obtežne kombinacije. Vsi rezultati tega overlaya se shranijo v skupnem področju.

KORITO

Program izračuna tri tipe korit z dolžinami 2,5, 3,0 in 3,5 m s previsom. Kot osnovni obtežni primeri so lastna teža, sneg, veter in koristna obtežba pri montaži. Upoštevane so 3 obtežne kombinacije:

1. Montaža
2. Uporaba — korito na temenu loka, obteženo z lastno težo in snegom
3. Uporaba — korito ob podpori loka, obteženo z lastno težo, snegom in vetrom.

Za navedene kombinacije so izračunane komponente upogibnih momentov in prečnih sil v dveh pravokotnih smereh. Računalnik določi merodajne statične količine za dimenzioniranje. Postopek dimenzioniranja se začne pri marki betona MB 300, ko so izračunane napetosti v prerezu in jih računalnik primerja z dopustnimi. V primeru, da so vse napetosti pod dopustnimi, je račun končan in so izpisani rezultati, sicer se postopek ponovi za višjo marko betona.

NADSVET

Program obravnava nadsvetlobnik na loku. Za vse štiri tipe so bile predhodno izračunane notranje statične količine in reakcije za tri osnovne obtežne primere. Vrednosti teh količin so vgrajene v program. Iz osnovnih določi računalnik 36 obtežnih kombinacij in ustrezne notranje statične količine. Nadalje poišče merodajne količine za dimenzioniranje in kontrolira napetosti v prerezi. Za nadaljnji račun shrani v spominu akcije nadsvetlobnika, ki delujejo kot obtežbe na lok.

LOK

V tem delu programa računalnik izvrši statični račun loka in določi akcije, s katerimi lok deluje na nosilce. Za vsakega od 36 obtežbnih primerov so izračunane reakcije v podporah, sila v jekleni vezi, sile v zgornjem in spodnjem pasu ter vertikalnih in diagonalnih paličnega sistema. Lok je razdeljen na tri prodročja. Za vsako področje so izmed obtežbnih kombinacij izbrane maksimalne tlačne in maksimalne natezne sile. Pri nateznih silah je izračunan prerez armature in napetost betona za kombinacije treh različnih jekel in dveh dopustnih napetosti. Pri tlačnih silah dobimo prerez in napetost armature ter napetost betona.

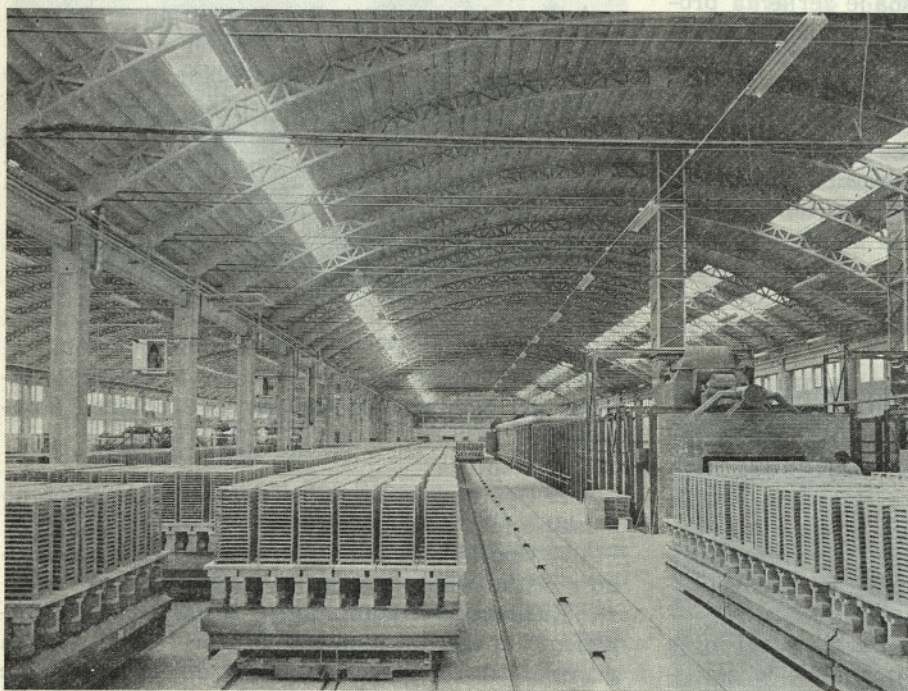
Akcije loka, ki delujejo kot obtežba na nosilec, se shranijo v spominu.

so akcije lokov pri krajnem in srednjem nosilcu ter obtežba vetra zaradi zunanjih sten pri krajnem in čelnem nosilcu. Program poišče maksimalne statične količine izmed 36 obtežbnih kombinacij in opravi podobno dimenzioniranje kot za nosilce žerjavne proge.

Za nadaljnji račun se shranijo akcije nosilcev na stebre.

STEBER

Program izračuna notranje statične količine v stebrih za obtežne kombinacije v prečni in vzdolžni smeri in dimenzionira stebre. Obtežba je dobljena glede na položaj stebra v konstrukciji z akcijami nosilcev, delovanjem vetra na zunanje stene in žerjavom na konzoli stebra. Za vsako obtežno kom-



Sl. 4. Notranjost tovarne »keramix«

ZERJAV

Program določi obtežbo z žerjavom na betonske T nosilce žerjavne proge in jih dimenzionira. Najprej poišče merodajne statične količine. Postopek dimenzioniranja se začne pri najmanjši višini nosilca in najnižji marki betona, ko ugotavlja, ali so dejanske napetosti betona pod dopustnimi. Če pogoj ni izpolnjen, program vzame večjo marko betona. Šele takrat, ko so izčrpane vse marke betona, preskoči na višji nosilec.

Brž ko je zadoščeno pogoju pri dimenzioniranju, smo dobili najmanjšo možno višino nosilca. Račun se nato ponovi še za ostale višine nosilcev.

NOSILEC

Program služi za izračun T nosilcev in sicer krajnega srednjega in čelnega. Obtežba na nosilce

binacijo so izračunani osna sila in upogibna momenta v dveh pravokotnih smereh za več prerezov v stebri. Pri tem računalnik poišče maksimalno vrednost vsake od teh količin in ostali dve, ki istočasno nastopata. Postopek dimenzioniranja je do neke mere podoben kot pri T nosilcih. Začne se pri najmanjšem profilu in najmanjši marki betona. Procent armature v prerezu se povečuje s pričetkom od najmanjšega, dokler niso napetosti pod dopustnimi. Če tudi največji procent armature ne zadošča, program preskoči na višjo marko betona in šele nato na večji prerez. S tem je dobljena najmanjša možna marka betona.

5.3 Prilagodljivost programa

Program je bil sicer izdelan za račun ločnih montažnih hal, vendar je možno njegove module

uporabiti tudi za podobne tipe montažnih konstrukcij. Iz zgradbe programa je razvidno, da vsak overlay lahko deluje samostojno, če na katerikoli način prejme količine, ki so njegovi vhodni parametri. To pomeni, da lahko sami izračunamo te parametre, jih vnesemo v overlay in izračun steče. Za ta namen so najbolj primerni overlayi za žerjav, nosilce in stebre.

Za primer naj bo omenjen overlay STEBER, ki potrebuje kot vhodne parametre geometrijske karakteristike in sile na stebre. Te sile lahko povzroča katerakoli konstrukcija, ki je postavljena na stebrih. Zamisel je bila izvedena pri modifikaciji programa za račun paličnih K nosilcev. Pri tem sta bila uporabljena modula ZERJAV in STEBER z manjšimi spremembami in napisan nov osnovni overlay.

6. Metode dimenzioniranja

6.1 Nosilci in korita

Po katalogu montažnih elementov so predvideni trije tipi nosilcev, ki se med seboj razlikujejo le po nastavkih za napušč in zaključek strehe. Pri dimenzioniranju je za vse tipe nosilcev upoštevan enak nosilni prerez T oblike. Prispevek konstruktivno potrebnih nastavkov za napušč in zaključek strehe k nosilnosti prereza je zaradi majhnih debelin minimalen in ga pri dimenzioniranju zane-marimo. Tlačna plošča je široka 50 cm in debela 20 cm pri vseh nosilcih. Stojina je ob robu tlačne plošče široka 16 cm, na spodnjem robu pa 14 cm. Višina stojine je v odvisnosti od obremenitve nosilca spremenljiva v stopnjah po 20 cm tako, da so na voljo štiri višine nosilcev in to od 60 do 120 cm.

Zaradi ekscentrične vertikalne in horizontalne obtežbe nosilcev je bilo pri dimenzioniranju potrebno upoštevati obremenitev nosilcev v vertikalni ravnini M_y in Q_z , obremenitev nosilca v horizontalni ravnini M_x in Q_y ter torzijo nosilcev M_x .

Obremenitev v vertikalni ravnini prevzame rebro prereza T oblike, ki je sestavljen iz tlačne plošče in stojine. Pri dimenzioniranju na upogib z upoštevanjem ravnovesja in predpostavke o linearnem poteku razporeditve normalnih napetosti po višini nosilca dobimo sistem dveh enačb za določitev robne napetosti betona in višine tlačne cone x . Če se izkaže, da je višina tlačne cone x večja od debeline tlačne plošče, upoštevamo v nosilnosti prereza tudi prispevek tlačnih napetosti betona v rebro prereza. Poleg napetosti betona na robu prereza kontroliramo tudi napetosti v težišču tlačne plošče. Pri kontroli glavnih nateznih napetosti zaradi prečne sile Q_z privzamemo, da prečno silo v celoti prevzame rebro.

Nadalje upoštevamo, da obremenitev v horizontalni ravnini prevzame tlačna plošča prereza, ker stojina, ki bi pri upogibu v horizontalni rav-

nini lahko služila kot tlačna plošča, leži v nevtralni osi oziroma v natezni coni. Kontrolo napetosti betona na robu prereza izvedemo analogno, kot je razloženo v prejšnjem odstavku, le da imamo na razpolago pravokoten betonski prerez.

DIAGRAM POTEKA



Sl. 5. Diagram poteka programa GORICA

Ker je torzijska obremenitev nosilca sorazmerno majhna in ker je torzijski vztrajnostni moment tlačne plošče nosilca znatno večji od torzijskega vztrajnostnega momenta stojine, smo tlačno ploščo računali na celoten torzijski moment nosilca. Ob podpori prevzame prečni sili Q_z in Q_y ter torzijski moment M_x stojina nosilca, ki nalega v vilice stebra. Odgovarjajoče normalne in strižne napetosti betona, ki ustrezajo posameznim obremenitvam prereza na kritičnih mestih, seštejemo in primerjamo z dovoljenimi vrednostmi. Marko betona in višino prereza postopno izberemo tako, da dovoljene napetosti betona nikjer niso prekoračene, pri čemer pa je upoštevana kot najslabša kvaliteta betona MB 300 in kot najboljša MB 500. Na koncu s pomočjo zaključenih izrazov določimo tudi potrebno armaturo.

Pri dimenzioniranju strešnih krovnih elementov, ki imajo obliko poliedrične lupine, je bil upoštevan upogib okrog osi y , ki je vzporedna s tlačno ploščo elementa oziroma z osjo loka in upogib okrog osi z , ki je pravokotna na tlačno ploščo elementa oziroma na os loka. Ker smo želeli, da so

vsi krovni elementi enaki, so vsi dimenzionirani na maksimalno vrednost upogibnega momenta M_z in maksimalno vrednost upogibnega momenta M_y . Pri dimenzioniranju na upogibni moment M_y je upoštevan rebrasti prerez s tlačno ploščo, pri dimenzioniranju na upogibni moment M_z pa pravokotni prerez. Izbrana je takšna kvaliteta betona, da so napetosti zaradi obeh upogibnih momentov manjše od dovoljenih vrednosti.

6.2 Stebri

Stebri so pravokotnega in I-prereza. Stebri imajo lahko tudi enostransko ali obojestransko konzolo za namestitev nosilca žerjavne proge. Stebri so montažno vpeti v temelje. Glede na lego stebra v konstrukciji pa ločimo: krajni, srednji, vogalni, nosilni-čelni in čelni steber. Za vsako vrsto stebra moramo določiti ustrezno obtežbo, tako da je steber lahko obremenjen na enojni ali dvojni ekscentrični tlak. Pri obtežbi stebra je dodatno treba upoštevati še lastno težo stebra, neposredni vpliv vetra na steber in akcijo vpliva žerjava na konzoli. Pri tem je treba seveda izbirati merodajne kombinacije obremenitve, ki se pojavijo glede na razmerje med tlačno silo in upogibnima momentoma, kot npr.:

$$N_{\max}, M_x \text{ prip}, M_y \text{ prip}$$

$$N_{\text{prip}}, M_x \text{ max}, M_y \text{ prip}$$

$$N_{\text{prip}}, M_x \text{ prip}, M_y \text{ max}$$

S temi kombinacijami obremenitve preidemo nato na dimenzioniranje stebrov. Dimenzioniranje

S G P GORICA - NOVA GORICA
RAČUNSKI CENTER FAGG - LJUBLJANA

LIST 3

P I L A N A K A R L O V A C 10.6.1977 T. ST. 14/1977

PODATKI

1	=	ŠTEVILU LADIJ (HORIZONTALNE SMEI)
15	=	ŠTEVILU POLJ (VZDOLŽNA SMEI)
1	=	ORLJKA LOKA
0	=	ORLJKA HORIZONTALNA
1	=	TIP ZARADJE
3	=	TIP POKRITJE STENE
0	=	ŽERJAVNA PROGA
20,50 M	=	OSNA RAZPETINA LADJE
5,30 M	=	TEORETIČNA RAZPETINA POLJA
5,13 M	=	TEORETIČNA RAZPETINA ČELNIM STEBROV
6,30 M	=	VISINA STEROV
	=	RAZDALJE MED LOKOVI
2,50 M	=	0,00 M
40	KP/12	= TEŽA KRITIKE
5	KP/12	= TEŽA IZOLACIJE
100	KP/12	= TEŽA SAGRA
45	KP/12	= OTEŽNA VETRA
110	KP/12	= KOEFICIENT ZA POTPEŠ
400	KP/12	= TEŽA ZIDANJE STENE
400	KP/12	= TEŽA SREHNE STENE
0	KP/12	= TEŽA ČELNI STENE
400	KP/12	= TEŽA GARARITA
0	KP	= TEŽA JERJAVNE PROGE
0	KP	= KOLESNI PRITISK
0,00	=	DINAMICNI KOEFICIENT ZA STEBER
0,00	=	DINAMICNI KOEFICIENT ZA NOSILEC ŽERJAVNE PROGE
0,00 M	=	RAZDALJA KONZOL DO VRHA STEBRA
0,00 M	=	RAZDALJA KOLES ŽERJAVNA

KONCENTRIRANE SILE NA LOKU IN INIHOVA PRIJEMALISCA
(PRIJEMALISCA SO MEJENA OD LEVE DO PRAVE)

150	PP	11,25 M
0	KP	0,00 M
0	KP	0,00 M
0	KP	0,00 M

Sl. 6. Lista vseh podatkov, ki so potrebni za račun

izvršimo v treh prerezi: prerez ob temelju, prerez spodaj ob konzoli nosilca žerjavne proge in prerez nad konzolo nosilca žerjavne proge. Dimenzioniranje prereza ob temelju nam da marko betona za celotni steber in velikost betonskega prereza do konzole nosilca žerjavne proge.

Izbira betonskega prereza poteka tako, da vzamemo najprej začetni betonski prerez 30/50 cm oziroma, če imamo še vpliv žerjava 40/50 cm. Pri tem upoštevamo minimalno marko betona MB 300. Analitični izraz za kontrolo robnih napetosti betona in napetosti armature so izpeljani tako, da je upoštevana simetrična armatura v eni oz. v obeh smereh stebra. To zavisi od tega, ali je obremenitev stebra enojni ali dvojni ekscentrični tlak. Za procent armiranja izberemo najprej minimalno vrednost po predpisih in ga po potrebi povečujemo do maksimalno 3 %. Če so dejanske robne napetosti betona ali armature večje od dovoljenih napetosti, povečamo marko betona na MB 500. Kolikor še sedaj ne zadovoljimo dovoljenim napetostim, izberemo večji betonski prerez stebra in postopek dimenzioniranja ponovimo po zgoraj opisanem načinu. Uklon stebra računamo kot uklon konzole. Za končno ekscentričnost osne sile bodisi v eni ali obeh smereh upoštevamo izraz po predpisih (člen 81), ki upošteva tudi vpliv lezenja betona. Vzdlolž stebra pa suponiramo, da se ekscentričnost spreminja po sinusovi krivulji. Pri dimenzioniranju stebrov upoštevamo najprej izraze za enojno ali dvojno malo ekscentričnost; če so natezne napetosti večje od dovoljenih, uporabimo nato za dimenzioniranje izraze, ki veljajo za enojno ali dvojno veliko ekscentričnost. Vsi analitični izrazi so za vse primere dimenzioniranja in za obe obliki prereza stebrov prirejeni tako, da najprej izkoristimo v celoti betonski prerez v mejah dovoljenih tlačnih in nateznih napetosti. Zato se v izrazih za določitev lege nevtralne osi v primeru velike ekscentričnosti osne sile pojavi kubična enačba, ki jo rešujemo z iteracijskim postopkom. Pri dvojni veliki ekscentričnosti osne sile pa je potrebno iteracijsko reševati poleg lege nevtralne osi še naklon te osi h koordinatnim osem.

Dimenzioniranje konzole nosilca žerjavne proge pa je izvršeno po načelu računanja kratkih konzol, ki ga navajajo naši predpisi za beton in armirani beton (čl. 142).

7. Zaključek

SGP Gorica je leta 1970 začela s tehnologijo prefabriciranih montažnih elementov za gradnjo industrijskih dvoran pod imenom »Sistem Gorica«. Prvo leto je bilo izdelanih in montiranih 19.145 m² dvoran v občini Gorica. Že naslednje leto pa so se pokazale vse prednosti montažne gradnje in v zelo kratkem času je bilo zgrajenih več kot 86.500 m² pokritih dvoran širom vse Jugoslavije. Vsako leto se je število objektov večalo in s tem tudi najraz-

ličnejše zahteve investitorjev. SGP Gorica je v ta namen naročila pri RC FAGG specialen program za statični izračun in dimenzioniranje teh dvoran. Izdelava programa je zahtevala nekajmesečno angažiranost strokovnjakov RC FAGG in SGP Gorica. Vse delo se je odvijalo teamsko in rezultat je bil avtomatski program za izračun kompletne statike poljubne dvorane iz proizvodnega programa Gorica. Čas izdelave statičnega računa se je s tem zelo zmanjšal. Istočasno pa so se zmanjšali za nekajkrat tudi stroški za statični izračun takšne dvorane poljubnih dimenzij s poljubno obtežbo, čeprav je upoštevano mnogo več obtežnih slučajev in variantnih izračunov pri elementih, kot je navada pri običajnih statičnih računih. Vzporedno s tem

so bili izdelani tudi tipski delavniški načrti. Vse to je proizvajalcu in njegovim sodelavcem omogočilo ponuditi investitorjem po celi Jugoslaviji skupaj s ceno tudi del tehnične dokumentacije, kar je bistveno skrajšalo čas gradnje. V letu 1972 se je proizvedlo in montiralo že 135.000 m² dvoran, v letu 1973 122.400 m², naslednje l. 1974 pa že 141.780 m². Tako je bila v tem letu dosežena skupna površina preko pol milijona m² pokritega prostora raznih dvoran, torej toliko, kot če bi prekrili s streho 125 nogometnih igrišč. V naslednjih letih se je proizvodnja nekoliko umirila, v letošnjem letu pa zopet raste.

S programom za statični račun in dimenzioniranje omenjenih dvoran je bilo v RC FAGG izračunano 325 objektov. Povprečni čas izdelave statičnega elaborata (brez temeljev) z računalnikom traja 3 dni, v čemer je vračunan čas od takrat, ko odpošljejo podatke na posebnem formularju, do povratka 9 izvodov statičnega računa na okoli 40 straneh z vsemi dimenzijami elementov, kontrolami napetosti betona in jekla ter s preseki armature.

Investicija v izdelavo specialnega programa se je bogato obrestovala. Posebej moramo poudariti, da je takšno učinkovitost možno doseči le s specialnim programom, kjer je možno vse poznane količine tipskih elementov že vgraditi v program. Če bi iste dvorane računali prav tako z računalnikom s pomočjo klasičnih programov, bi bila priprava podatkov neprimerno obsežnejša in bolj komplicirana, sam izračun pa nekajkrat dražji in ne bi vseboval vseh obsežnih primerov, ki so posebej značilni za te konstrukcije. Poleg tega bi morali dimenzioniranje vseh elementov opraviti posebej. V splošnem lahko trdimo, da se za objekte, zgrajene iz industrijsko izdelanih elementov vedno splača izdelati specialni program. Stroški za izdelavo programa so v primerjavi s prihranki, ki so posledica hitrega in natančnega izračuna, neprimerno manjši.

SGP GORICA - NOVA GORICA
RACUNSKI CENTER FAGG - LJUBLJANA

LIST 20

PILANA KARLOVAC 10.6.1977 T.ST. 14/1977

STEBER KRAJNI

VISTINA STERRA = 6.30 M		PREREZ 40./50 CM				
MR 400		CPR 40/50				
ARMATURA JE SIMETRICNA IN VELJA ZA POLOVICO PREREZA						
HOP. SILE	PRECNO	ORT.KOMR.	PRECNO	ORT.KOMR.	VZDOLZNO	ORT.KOMR.
V VZIDUJU	2611. KP	36	984. KP	12	2056. KP	40
REF 1 VZIDUJE I PHESEK				MAKSIMALNE STATICNE KOLICINE, NAPETOSTI IN ARMATURA		
OSNA SILA	UPOG.MOJ.PRECNO	UPOG.MOJ.VZDOLZ.	ORT.KOMR.			
14712. KP	15921. KPH	0. KPH	36			
22030. KP	5729. KPH	0. KPH	12			
14712. KP	1334. KPH	12145. KPH	40			
NAP.RET.	NAP.RET.	NAP.RET.	NAP.ARM.	PR.ARM.	PR.ARM.	
PRECHA	VZDOLZNA	VOGALNA	PRECNO	VZDOLZNO	CH2	
KP/CH2	KP/CH2	KP/CH2	CH2	CH2	CH2	
123.73	159.07	0.00	2311.63	16.09	16.41	
REF 2 POD KONZOLU I PHESEK				MAKSIMALNE STATICNE KOLICINE, NAPETOSTI IN ARMATURA		
OSNA SILA	UPOG.MOJ.PRECNO	UPOG.MOJ.VZDOLZ.	ORT.KOMR.			
12936. KP	3002. KPH	0. KPH	36			
10380. KP	2274. KPH	0. KPH	12			
12936. KP	1334. KPH	1155. KPH	40			
NAP.RET.	NAP.RET.	NAP.RET.	NAP.ARM.	PR.ARM.	PR.ARM.	
PRECHA	VZDOLZNA	VOGALNA	PRECNO	VZDOLZNO	CH2	
KP/CH2	KP/CH2	KP/CH2	CH2	CH2	CH2	
44.31	28.35	0.00	799.24	2.49	2.34	
REF 4 POD VRHOM						
UPOG.MOJENT	3970. KPH	DOP.MOJ.	2837. KPH	PR.ARM.	11.49 CH2	

Sl. 7. Izpis rezultatov za krajni steber in MB 400

UDK 624.074.7

GRADBENI VESTNIK, LJUBLJANA, 1977 (26)
ŠT. 7-8, STR. 172-179

Janez Duhovnik — Bogdan Jelinčič — Bogdan Kajfež
— Vid Marolt — Janez Reflak — Rajko Rogač —
Franc Saje:

PROGRAM ZA IZDELAVO STATIČNEGA RAČUNA MONTAŽE DVORANSKE KONSTRUKCIJE

SGP Gorica, Nova Gorica, gradi montažne dvorane sistema »GORICA«, ki omogoča najrazličnejše oblike industrijskih objektov. V RC FAGG je bil za statični račun takih objektov izdelan specialni program, ki omogoča hiter izračun vseh za izdelavo potrebnih podatkov. V članku so opisane glavne značilnosti programa.

UDK 624.074.7

GRADBENI VESTNIK, LJUBLJANA, 1977 (26)
NR. 7-8, PP. 172-179

Janez Duhovnik — Bogdan Jelinčič — Bogdan Kajfež
— Vid Marolt — Janez Reflak — Rajko Rogač —
Franc Saje:

COMPUTER PROGRAM FOR STATIC ANALYSIS OF PREFABRICATED INDUSTRIAL STRUCTURES

SGP Gorica, Nova Gorica, produces prefabricated industrial structures of the system »GORICA«, which enables various shapes of buildings. For analysis of these structures, a special computer program was written in RC FAGG. This program makes possible the quick calculation of all data, needful for production of structural elements. The main characteristics of the program are described in the paper.

Primer računalniške grafike pri računanju konstrukcij

UDK 624.074.7:681.3

IZTOK KOVAČIČ

1. Uvod

Uporabniki programov za računanje konstrukcij že nekaj časa čakajo na ekonomično slikovno obliko rezultatov. Vzroke za tako stanje lahko pojasnimo z dejstvi:

— Nimamo sodobnih grafičnih naprav.

Premalo ljudi se pri nas ukvarja s tem problemom.

— Uporaba grafike se je tudi drugod razširila šele v zadnjih letih.

— Standardni grafični jezik za programiranje ne eksistira.

Grafične naprave so se prav v zadnjih letih zelo razvijale, njihova uporaba se je povečala, tudi pocenile so se. V nekaj letih bomo tudi pri nas dobili nove naprave, nekaj smo jih že naročili. Kvalitetni skok si ometamo tudi od pogovornega načina obdelave programov, pri katerem je uporaba grafike pristopnejša.

2. Risanje na vrstični tiskalnik

Vrstični tiskalnik ali »printer« je naprava, ki je namenjena za hitro pisanje alfanumeričnih rezultatov na papir. Napravo pogosto uporabljamo tudi za risanje diagramov in drugih slik. Kot grafična naprava ima dobre in slabe lastnosti. Prve so:

— skoraj vsak računski center ima vrstični tiskalnik,

— slikovni del rezultatov lahko dobimo strnjeno skupaj z ostalimi rezultati,

— sliko lahko pošljemo do terminalskih priključkov velikega računalnika,

— programe lahko uporabimo na različnih računalnikih brez večjih predelav.

Slabosti pa so:

— ločljivost slike je zelo omejena,

— slika pogosto na pogled ni zelo privlačna. Ravne črte ne moremo enako dobro narisati v vseh smereh,

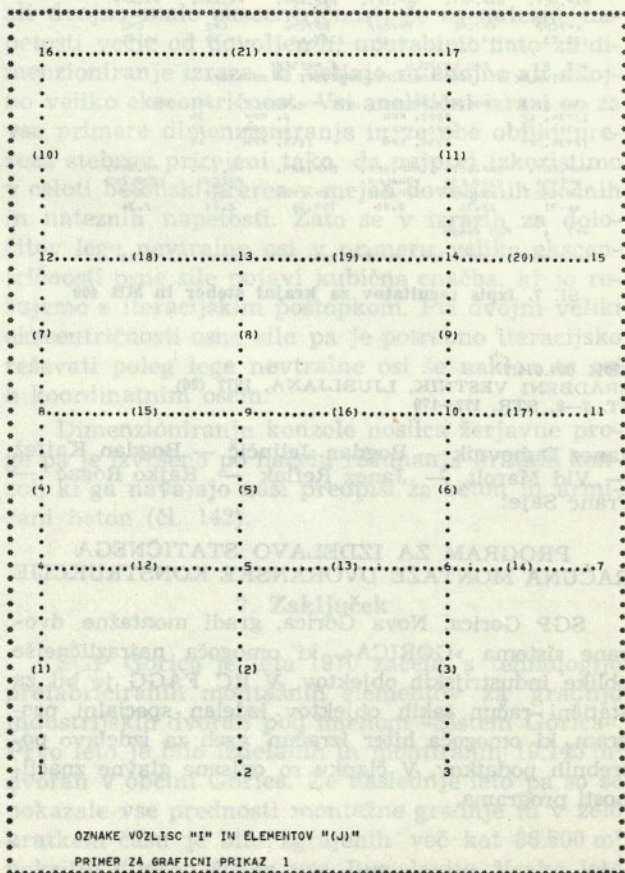
— Izdelava programa, ki skrbi za nastanek slike je razmeroma draga. Mnogi obstoječi programi zato ne dajo takih slik.

Jasno je, da tiskalnika ne bomo uporabljali pri slikah z množico drobnih detajlov. Nekatere slabosti pa lahko bistveno zmanjšamo. Ločljivost povečamo tako, da narišemo večjo sliko. Ker je

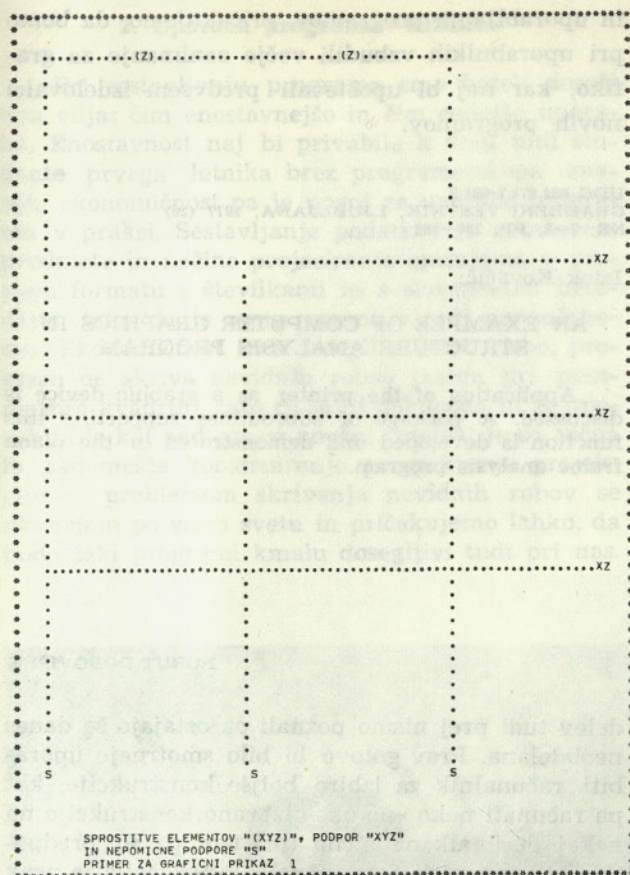
stran po velikosti omejena, moramo sliko narisati preko več strani. V RC FAGG smo izdelali skupino podprogramov, ki zelo pomagajo programerju pri izdelavi grafičnega dela programa. S temi podprogrami definiramo velikost slike, merilo slike, rišemo ravne in krive črte, tekst itd. Podprograme smo napisali v programskem jeziku fortran.

3. Grafični rezultati programa »RAVOK«

Program »RAVOK« je namenjen za račun ravninskih okvirjev. Okvir predstavljajo ravni linijski elementi, ki se med seboj stikajo v vozliščih. Posebej oštevilčimo vozlišča in posebej elemente (sl. 1). Okvir podamo tako, da povemo posebej koordinate vozlišč in številko začetnega in končnega vozlišča vsakega elementa. Obtežbo določimo lahko v vozlišču ali vzdolž posameznega elementa. Izračunane prečne sile, osne sile in upogibne momente dobimo za vsak element v začetnem in konč-



Slika 1



Slika 2

nem vozlišču. Poteka notranjih sil vzdolž elementa program ne izračuna.

Program »RAVOK« smo razširili z grafičnim dodatkom, ki uporabniku omogoča risanje podane konstrukcije, obtežbe in izračunanih notranjih sil. S tem je dobil možnost zanesljive kontrole podatkov in optično pregledne predstavitve rezultatov. Za kontrolo podatkov lahko zahtevamo sliko okvirja z oštevilčenjem vozlišč in elementov (sl. 1), sliko, na kateri so podane podpore in sprostitev elementov in podprtih vozlišč (sl. 2) in sliko za risanje podane obtežbe. Zahtevamo jih z ukazi:

PLOT STRUCTURE
PLOT SUPPORTS
PLOT LOAD

Standardna že pripravljena velikost slike je A4 format, sliko drugačne velikosti bomo zahtevali z ukazom:

PICTURE SIZE širina v cm višina v cm

Če bo velikost slike večja od ene strani, jo bomo dobili na več zaporednih straneh, ki jih lahko po potrebi zlepimo v večjo sliko. Cena slike pa je seveda močno odvisna od velikosti, zato so zelo velike slike neekonomične. Večjo sliko bomo za-

htevali v primeru konstrukcije z veliko elementi. Velikost slike je enaka za vse slike dane konstrukcije.

Rezultate notranjih sil narišemo tako, da jih v numerični obliki napišemo v bližini pripadajočega vozlišča posameznega elementa (sl. 3). Ker je predznak rezultata odvisen od tega ali je vozlišče začetno ali končno, dobimo na sredini vsakega elementa poseben znak, ki nam pove smer elementa. »AA«, »VV«, »<«, »>« so znaki za usmeritev elementov navzgor, navzdol, na levo in na desno. Vsako količino moramo zaradi preglednosti narisati na svojo sliko, zato imamo tudi tri različne ukaze:

PLOT FORCE X
PLOT FORCE Y
PLOT MOMENT Z

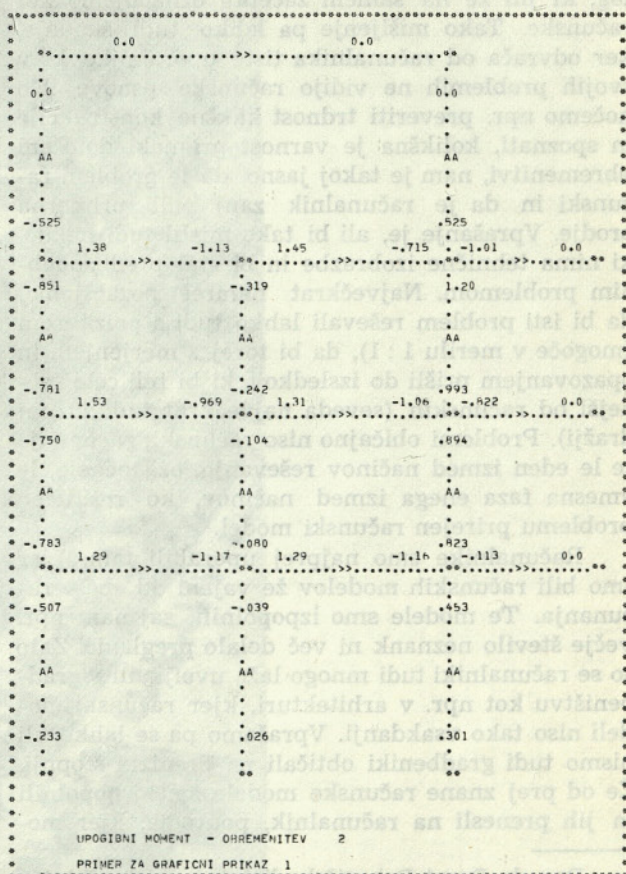
Krajši način ukaza za risanje vseh notranjih količin je:

PLOT FORCE X Y MOMENT Z

Če hočemo dobiti vse možne slike, enostavno ukažemo:

PLOT ALL

V RC FAGG imamo tudi verzijo programa, ki slike namesto na tiskalniku nariše na risalniku krivulj.



Slika 3

4. Zaključek

Prikazali smo del prizadevanj za sodobnejšo komunikacijo med človekom in računalnikom v RC FAGG. Ker smo zato izbrali enega najbolj znanih

UDK 624.074.7:681.3

GRADBENI VESTNIK, LJUBLJANA, 1977 (26)

ST. 7-8, STR. 180-182

Iztok Kovačič:

PRIMER RAČUNALNIŠKE GRAFIKE PRI RAČUNANJU KONSTRUKCIJ

Uporabo vrstičnega tiskalnika kot naprave za risanje smo predstavili pri znanem programu za račun ravninskih okvirjev. Pokazali smo tudi, kako lahko že gotov program razširimo z grafičnim dodatkom.

Avtomatizirano risanje

UDK 742.681.3.06

1. Uvod

Računalnike hočemo predstaviti tudi z drugega vidika. Mogoče že ime »računalnik« zavaja bodočega uporabnika k mišljenju, da je avtomat namenjen samo računanju, to je reševanju takih nalog, ki jih že na samem začetku označujemo kot računske. Tako mišljenje pa lahko tudi škoduje, ker odvrača od računalnika tiste uporabnike, ki v svojih problemih ne vidijo računske osnove. Ko hočemo npr. preveriti trdnost kakšne konstrukcije in spoznati, kolikšna je varnost pri neki določeni obremenitvi, nam je takoj jasno, da je problem računski in da je računalnik zanj zelo primerno orodje. Vprašanje je, ali bi tako mislil tudi nekdo, ki nima tehnične izobrazbe in bi stal pred podobnim problemom. Največkrat namreč pozabljamo, da bi isti problem reševali lahko tudi s poizkusom (mogoče v merilu 1 : 1), da bi torej z merjenjem in opazovanjem prišli do izsledkov, ki bi bili celo točnejši od računskih (seveda največkrat tudi precej dražji). Problemi običajno niso računski, računanje je le eden izmed načinov reševanja, oz. točneje, le vmesna faza enega izmed načinov, ko rešujemo problemu prirejen računski model.

Računalnike smo najprej uporabili tam, kjer smo bili računskih modelov že vajeni od »peš« računanja. Te modele smo izpopolnili, saj nam npr. večje število neznank ni več delalo preglavic. Zato so se računalniki tudi mnogo lažje uveljavili v gradbeništvu kot npr. v arhitekturi, kjer računski modeli niso tako vsakdanji. Vprašamo pa se lahko, ali nismo tudi gradbeniki običajni na prenizki stopnji. Že od prej znane računske modele smo izpopolnili in jih prenesli na računalnik, področja, kjer mo-

in uporabljanih programov, pričakujemo, da bomo pri uporabnikih vzbudili večje zanimanje za grafiko, kar naj bi upoštevali predvsem izdelovalci novih programov.

UDC 624.074.7:681.3

GRADBENI VESTNIK, LJUBLJANA, 1977 (26)

NR. 7-8, PP. 180-182

Iztok Kovačič:

AN EXAMPLE OF COMPUTER GRAPHICS IN STRUCTURE ANALYSIS PROGRAM

Application of the printer as a graphic device is discussed. A package of subroutines supporting this function is developed and demonstrated in the plane frame analysis program.

BORUT DOBOVIŠEK

delov tudi prej nismo poznali pa ostajajo še danes neobdelana. Prav gotovo bi bilo smotrnejše uporabiti računalnik za izbiro boljše konstrukcije, kot pa računati neko »na oko« izbrano konstrukcijo na nekaj decimal k natančno (pri tem pa so predpostavke vse prej kot natančne). Optimizacija je prav gotovo področje, ki se ga bo treba lotiti in kjer nam računalniki lahko zelo pomagajo. Zavira nas pomanjkanje primernih računskih modelov in mogoče je tudi, da se ne zavedamo vseh možnosti računalnikov, ker gledamo vse preveč in samo računsko. Računalnike bi morali spoznati tudi z drugačnih vidikov.

Računalniki lahko koristijo tudi pri nalogah, ki so sicer brez njih prav tako rešljive, ki pa jih z računalnikovo pomočjo rešimo hitreje in ceneje. In če računalnik ob tem hkrati tudi bolje spoznavamo, te možnosti ne gre zanemarjati. Taka priložnost je npr. avtomatično risanje, ki je pravo nasprotje prej omenjenim problemom. Risanje je dejavnost, pri kateri ne pomislimo najprej na računski model in je zato tudi ne povežemo z računalnikom. Uporaba avtomata pri risanju ne privede do novih izsledkov, temveč samo nadomesti ročno delo. Kljub temu pa je tudi taka pomoč večkrat dobrodošla.

Sestavek opisuje v nadaljnjem programu »RISBA«,¹ ki omogoča avtomatično risanje perspektivnih projekcij. Delo na tem programu smo začeli z namenom, da bi pri širšem krogu uporabnikov, zlasti pri arhitektih, vzbudili zanimanje za računalnik. Za mnoge študente, ki uporabljajo program pri svojih študijskih nalogah, pomeni to prvi stik z računalnikom in mnoge izmed njih usmeri ugodna izkušnja k nadaljnjemu vključevanju računalnikove pomoči še na drugih področjih.

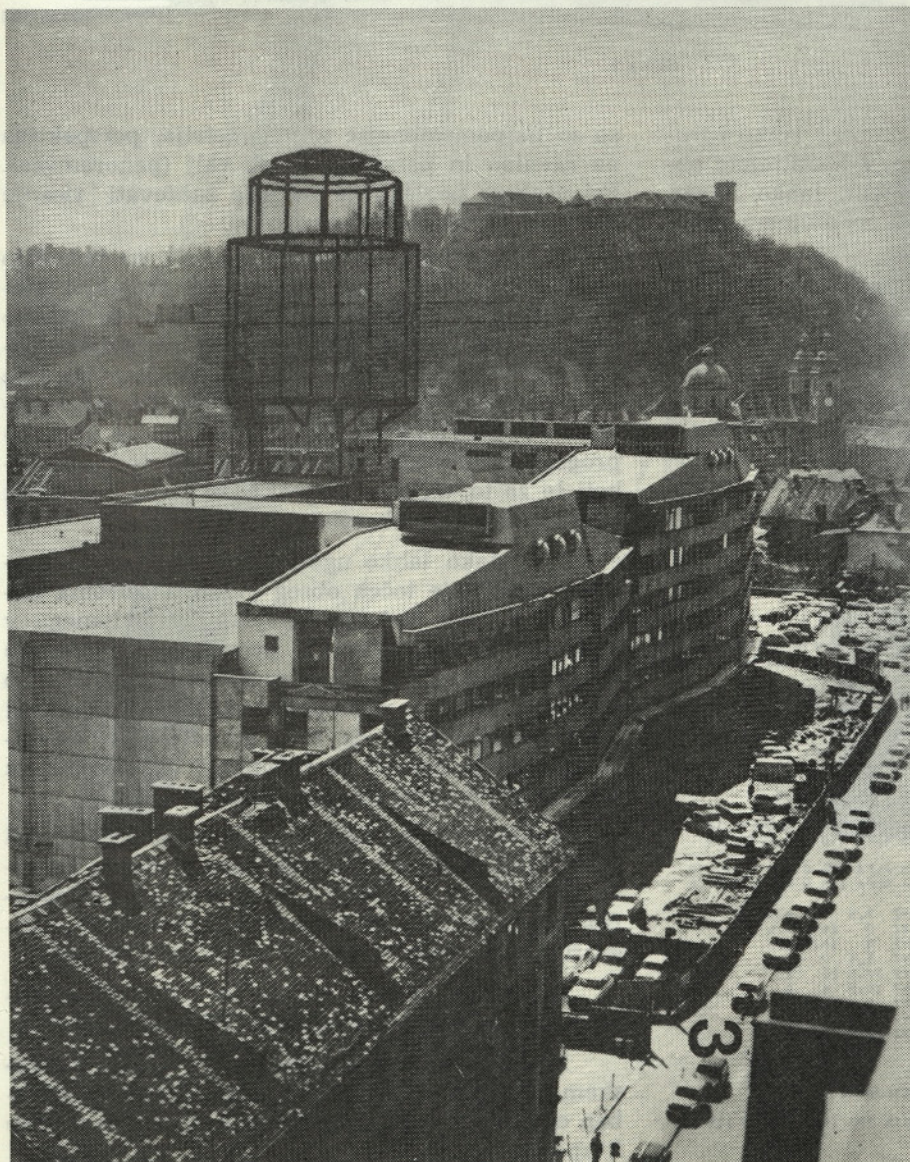
2. Uporaba programa »RISBA«

Pri sestavljanju programa smo hoteli doseči dva cilja: čim enostavnejšo in čim cenejšo uporabo. Enostavnost naj bi privabila k delu tudi študente prvega letnika brez programerskega znanja, ekonomičnost pa je pogoj za uporabo programa v praksi. Sestavljanje podatkov je enostavno, predmete in načine projiciranja opisujemo v prostem formatu s številkami in s slovenskimi besedami, tako da je zapis razumljiv tudi nepoučenemu. Ekonomičnost smo dosegli s črtno risbo, program ne skriva nevidnih robov (razen pri posameznih kvadrilih), zato risba ni dokončna in se uporablja le kot podloga za končni izdelek; je pa točna in nadomešča konstruiranje perspektivne projekcije. S problemom skrivanja nevidnih robov se ukvarjajo po vsem svetu in pričakujemo lahko, da bodo taki programi kmalu dosegljivi tudi pri nas.

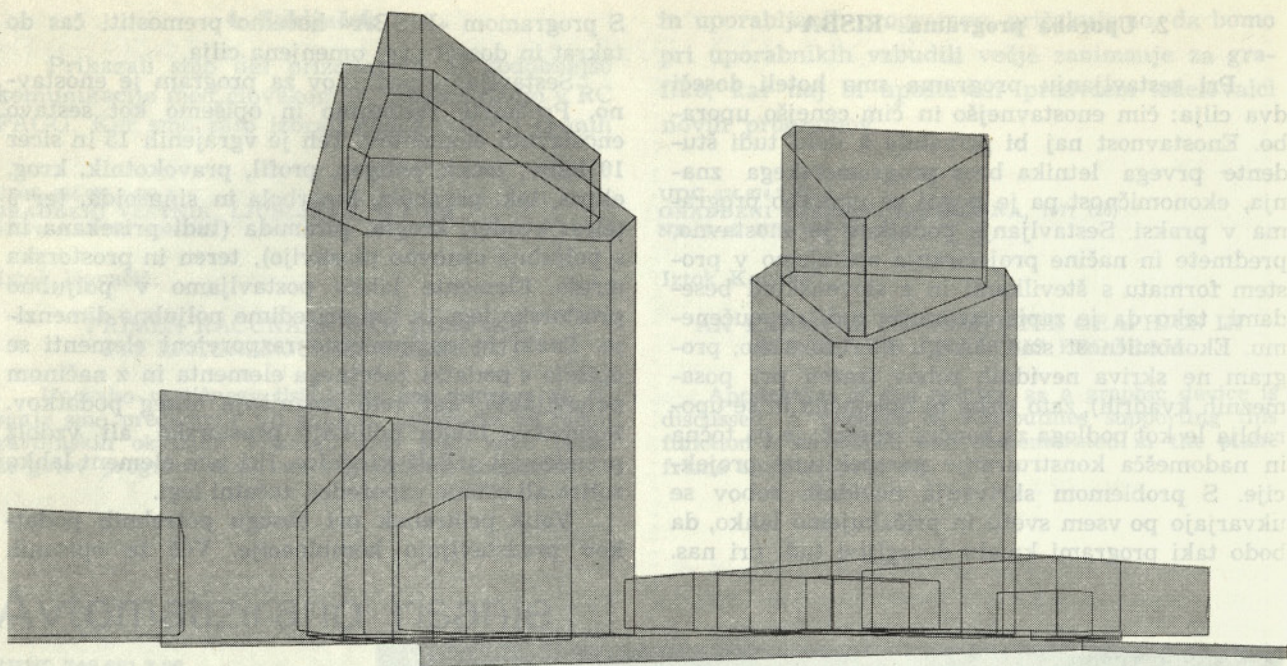
S programom »RISBA« hočemo premostiti čas do takrat in doseči prej omenjena cilja.

Sestavljanje podatkov za program je enostavno. Predmete razdelimo in opišemo kot sestavo enostavnih elementov. Teh je vgrajenih 15 in sicer 10 likov; točka, poligon, profil, pravokotnik, krog, elipsa, lok, parabola, hiperbola in sinusoida, ter 5 teles: kvader, krogla, piramida (tudi priskana in s poljubno osnovno ploskvijo), teren in prostorska mreža. Elemente lahko postavljamo v poljubno prostorsko lego in jim priredimo poljubne dimenzije. Enaki in enakomerno razporejeni elementi se opišejo s podatki začetnega elementa in z načinom ponavljanja, kar zelo zmanjšuje obseg podatkov. Ponovitve lahko potekajo prostorsko ali vzdolž premice ali vzdolž krožnice. Pri tem element lahko rotira ali ostane vzporeden začetni legi.

Velik prihranek pri obsegu potrebnih podatkov predstavljajo kombinacije. Več že opisanih



Slika 1



Slika 2

elementov (ali že opisanih kombinacij) lahko združimo v novo kombinacijo, ki jo v nadaljnjem obravnavamo kot enostaven element, lahko jo poljubno postavljamo v prostor ter ponavljamo in tudi nadalje kombiniramo.

Največ dela zahteva pri sestavljanju podatkov opis predmetov. Ko je ta zaključen lahko zahtevamo poljubno število različnih risb, to je različnih projekcij iz različnih očišč in s pogledom v različne smeri. Pri vsakem pogledu lahko menjamo način projiciranja, merilo itd. Načini projiciranja so lahko različni (tudi na krive ploskve, npr. najprej na kroglo, nato s krogle na ravnilo). Za prak-

so so najpomembnejše aksonometrija, perspektiva na ravnilo in perspektiva na valj (panoramska). Pri vsakem pogledu je mogoče zahtevati risanje vseh ali le nekaterih elementov.

Prednosti avtomatičnega risanja se pokažejo zlasti takrat, ko hočemo narisati več projekcij istega objekta. Če hočemo pozneje narisati še kakšno dodatno risbo, lahko uporabimo že sestavljene podatke z malenkostno spremembo. Prednost pa ima tako risanje takrat, ko mora biti projekcija »pravilna« in ne le »lepa«. Slika 1 prikazuje uporabo programa pri fotomontaži, kjer je bilo treba poskrbeti le za to, da sta fotografija in risba posneti iz istega očišča in prikazani v istem merilu.

Prav tako lahko ugotavljamo s pomočjo pravilne projekcije točen obseg vidnosti oziroma nevidnost kakega bodočega objekta, vstavljenega v obstoječe okolje. Slika 2 prikazuje tonamensko študijo ljubljanskega Trga revolucije. Na sliki 3 so prikazani vsi za to risbo potrebni podatki, iz njih si lahko vsakdo oceni čas, ki bi ga potreboval za njihovo sestavo. Stroški za računalnik in risalnik za tako risbo ne presegajo sto dinarjev.

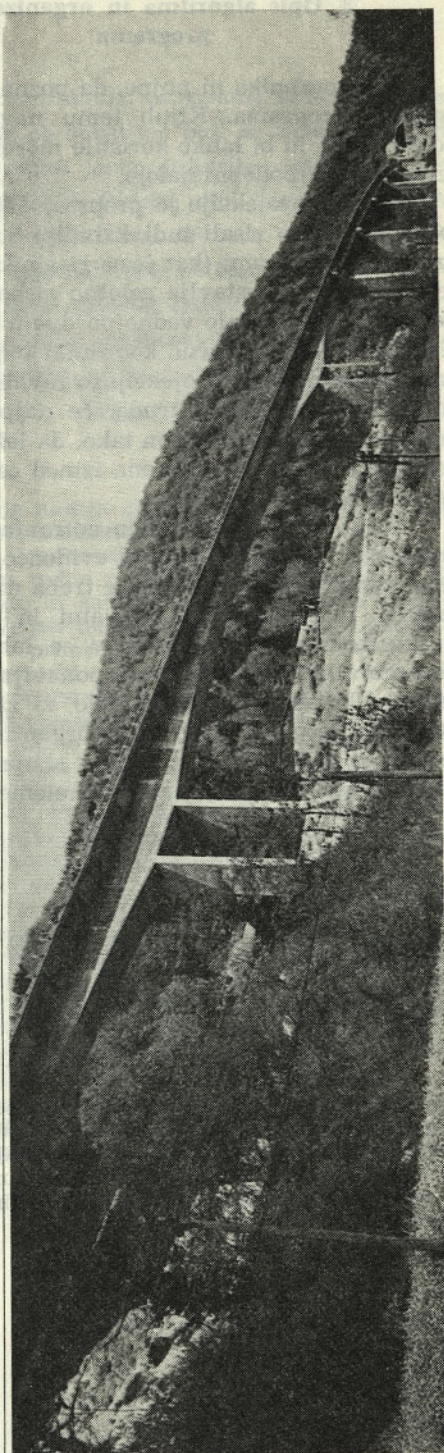
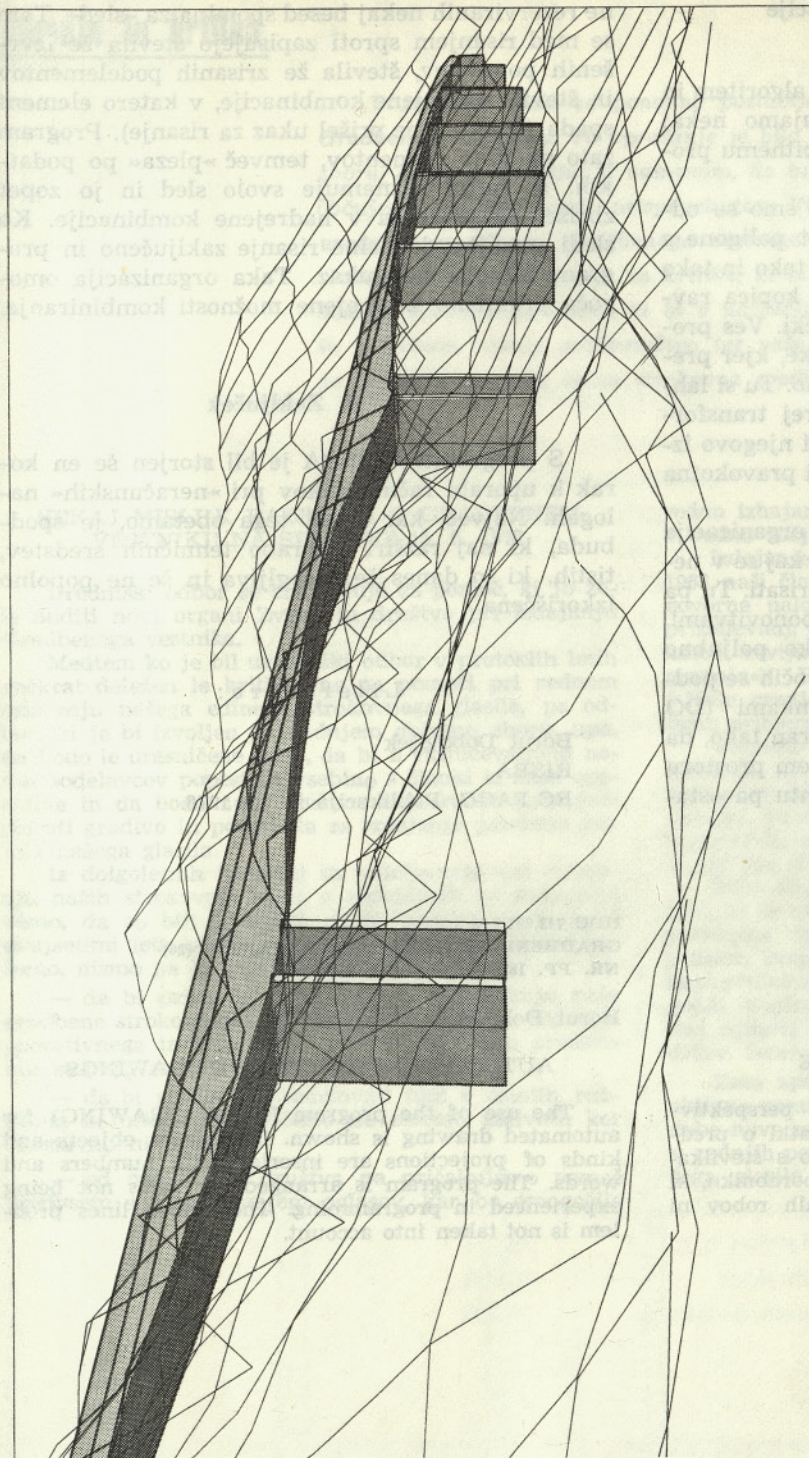
Avtomatizirano risanje bi lahko izkoristili tudi gradbeniki. Slika 4 prikazuje risbo viadukta na cesti Hoče—Levec, na sliki 5 pa je prikazana fotografija istega objekta (ker ni bilo znano očišče fotografije, obe upodobitvi nista popolnoma skladni).

Računalnik nariše seveda le črtno risbo, pometnitve na slikah 2 in 4 so vstavljene ročno.

Program je uporabnikom na voljo v Računskem centru FAGG. Tam je dosegljiv tudi podroben opis programa (1), ki omogoča takojšen pristop k uporabi.

C TPG REVOLUCIJE - RISANJE PERSPEKTIVE S PROGRAMOM -RISBA-
ZACETEK
PROFIL=TLORIS-STOLPNICE 11 DIMENZIJE 0 .7 1.3 0 6.6 3 6.6 4.5 1.3 7.5
0 6.8 0 .7
PIRAMIDA=STOLPNCA 12 DIMENZIJE VISINA 0 13 PROFIL STEVILKA 11
PROFIL=TLORIS-KAPE 13 DIMENZIJE .8 1.2 1.3 .9 5.9 3.5 5.9 4.1 1.3
6.7 .8 6.4 .8 1.2
PIRAMIDA=KAPA-NAD-BANKO 14 DIMENZIJE VISINA 0 1.5 PROFIL STEV. 13
PIRAMIDA=KAPA-NAD-ISKRO 14 DIMENZIJE VISINA 0 4 PROFIL STEV. 13
C
PROFIL=TLORIS-PLOSCADI 16 DIMENZIJE 0 0 12.5 0 12.5 18 27.5 18 27.5 1
PIRAMIDA=PLOSCAD 17 DIMENZIJE VISINA 0 .3 PROF. STEV. 16
35 1 35 25.5 40.5 25.5 40.5 37.5 0 37.5 0 0
C
KOMBINACIJA=PLOSCAD 101 ALFA,BETA,GAMA 0 0 -90 ELEMENT 17
C
KOMBINACIJA=STOLPNICA-LB 102 XYZ 12 21 10 ALFA 0 0 -90 ELEMENT 12
KOMBINACIJA=KAPA-LB 103 XYZ 12 21 11.5 ALFA 0 0 -90 ELEM. 14
C
KOMBINACIJA=ISKRA 104 XYZ 29.5 28.5 10 ALFA 180 0 -90 ELEM. 12
KOMBINACIJA=KAPA-ISKRE 105 XYZ 29.5 28.5 14 ALFA 180 0 -90 ELEM. 15
C OBJEKTI HA PLOSCADI
KVADER 112 XYZ 2 30 0 DIMENZIJE XYZ 7.5 5.5 2.8
KVADER 113 XYZ 9.5 20 0 DIMENZIJE XYZ 3 14 3.6
KVADER 114 XYZ 12.5 20 0 DIMENZIJE XYZ 3 16.5 3.6
KVADER 115 XYZ 15.5 27.5 0 DIMENZIJE XYZ 1.5 9 3.6
KVADER 116 XYZ 24.5 19 0 DIMENZIJE XYZ 10.5 11 2
KVADER 117 XYZ 24.5 31.7 0 DIMENZIJE XYZ 10.5 6 2
KVADER 118 XYZ 29.5 30 0 DIMENZIJE XYZ 5.5 1.7 2
KVADER 119 XYZ 36.5 25.5 0 DIMENZIJE XYZ 4 11 2.8
KVADER 120 XYZ 40.5 28.5 -3 DIMENZIJE XYZ 2.5 3.3 2
C
OKVIR VISINA 40
TEXT POGLED 4
POGLED OCISCE 10 5.5 .4 CILJ 30 35.5 .4 XYZILJA 33 7
PERSPEKTIVA NA RAVNINO MERILO 1.5
RISI ELEMENTE 101 102 103 104 105 112 113 114 115 116 117 118 119 120
KONEC

Slika 3



Slika 4 Slika 5

3. Opis algoritma in organizacije programa

Za uporabnika ni nujno, da pozna algoritem in zgradbo programa. Kljub temu navajamo nekaj podrobnosti, ki bi lahko koristile morebitnemu programerju pri podobni nalogi.

Izračun projekcije je preprost. Ko smo se odločili, da bomo risali tudi krivulje kot poligone s kratkimi stranicami (kar je za risalnik tako in tako edino mogoče), sestavlja celotno risbo kopica ravnih črt, ki povezujejo vedno po dve točki. Ves problem se skrči na izračun koordinat točke, kjer prebada žarek pogleda projekcijsko ravnino. Tu si lahko prihranimo precej truda, če najprej transformiramo koordinatni sistem tako, da leži njegovo izhodišče v očišču in da je ena izmed osi pravokotna na projekcijsko ploskev.

Večjo težavo predstavlja notranja organizacija programa. Potrebno je voditi evidenco, kaj se v nekem trenutku riše in kaj je še treba narisati. Tu pa nastopi težava s kombinacijami in ponovitvami. Vsaka kombinacija elementov se lahko poljubno mnogokrat ponovi iz več tudi ponavljajočih se podrejenih kombinacij. Zato delo z zankami (DO LOOP) ni mogoče. Program je organiziran tako, da se zbirajo podatki o elementih v skupnem prostoru po vrsti opisovanja, pri vsakem elementu pa osta-

ne rezerviranih nekaj besed spomina za »sled«. Tam se med risanjem sproti zapisujejo števila že izvršenih ponovitev, števila že zrisanih podelementov in števila nadrejene kombinacije, v katero element spada (iz katere je prišel ukaz za risanje). Program zato ne šteje elementov, temveč »pleza« po podatkih, si sproti zaznamuje svojo sled in jo zopet zbriše, ko se vrača v nadrejene kombinacije. Ko sledi zmanjka, je delno risanje zaključeno in program zahteva nov ukaz. Taka organizacija omogoča praktično neomejene možnosti kombiniranja.

4. Zaključek

S programom RISBA je bil storjen še en korak k uporabi računalnikov pri »neračunskih« nalogah. Največ, kar si od tega obetamo, je spodbuda, ki naj razširi uporabo tehničnih sredstev, tistih, ki so danes že dosegljiva in še ne popolno izkoriščena.

Literatura:

Borut Dobovišek
RISBA
RC FAGG, Publikacija št. 12, 1976.

UDK 742: 681.3.06
GRADBENI VESTNIK, LJUBLJANA, 1977 (26)
ŠT. 7-8, STR. 182-186

UDC 742.681.3.06
GRADBENI VESTNIK, LJUBLJANA, 1977 (26)
NR. PP. 182-186

Borut Dobovišek:

Borut Dobovišek:

AVTOMATIZIRANO RISANJE

Prikazano je avtomatizirano risanje perspektivnih projekcij s programom RISBA. Podatki o predmetih in način projiciranja se vstavljajo s številkami in besedami. Program je namenjen uporabniku, ki ni vešč programiranja. Skrivanje nevidnih robov ni predvideno.

AUTOMATED PERSPECTIVE DRAWINGS

The use of the program RISBA (DRAWING) for automated drawing is shown. Data about objects and kinds of projections are inserted with numbers and words. The program is arranged for users not being experienced in programming. The hidden lines problem is not taken into account.

mnenje in kritika

V zadnjem času se ponovno postavlja vprašanje ustreznosti strokovne ravni Gradbenega vestnika. To vprašanje je bilo že obravnavano tudi na zadnjem obnem zboru Zveze v Velenju. Z namenom, da bi odprli javno diskusijo o tej zadevi, pričujemo na tem mestu prispevek tov. Vladimira Čadeža, dipl. ing. gradb., člana uredniškega odbora Gradbenega vestnika. Pričakujemo, da bodo temu prispevku sledila tudi druga mnenja in kritike, ki bi nam pomagale oblikovati vsebino Gradbenega vestnika na način, ki bi v največji meri ustrezal željam naših gradbenikov in potrebam našega gradbeništva ter naše družbe, upoštevajoč pri tem dejstvo, da je Gradbeni vestnik edina strokovna gradbeniška revija v SR Sloveniji.

Glavni in odgovorni urednik
Sergej Bubnov

NEKAJ MISLI K RAZPRAVI O GRADBENEM VESTNIKU NA SEJI DNE 15. 6. 1977

Uredniški odbor se zahvaljuje za pomoč, ki jo žele nuditi novi organi Zveze in društva pri izdajanju Gradbenega vestnika.

Medtem ko je bil uredniški odbor v preteklih letih večkrat deležen le kritike, ne pa pomoči pri rednem izdajanju našega edinega strokovnega glasila, pa odbor, ki je bi izvoljen na zadnjem obnem zboru, upa, da bodo le uresničene želje, da bi z vključevanjem novih sodelavcev popestrili vsebino s članki iz naše operative in da bodo naša društva neposredno pomagala zbirati gradivo in poskrbela za izdajanje posebnih števil našega glasila.

Iz dolgoletnih izkušenj in sodelovanja pri izdajanju naših strokovnih revij v republikah in federaciji vemo, da so bili problemi glede vsebine enaki pred dvajsetimi leti, kot so danes. Vsi dobro vemo, kaj hočemo, nismo pa še v celoti uspeli doseči:

— da bi pritegnili k aktivnemu sodelovanju naše gradbene strokovnjake, ki bi napisali članke s področja operativnega izvajanja del, s čimer bi lahko predstavili stopnjo razvoja našega gradbeništva;

— da bi gradbeniki sodelovali tudi v ostalih rubrikah, ki nekatere, žal, često ne morejo zaživeti, ker enostavno ni piscev;

— od osrednjega društva pa pričakujemo pomoč predvsem s pridobivanjem oglasov, kar bo omogočilo

redno izhajanje našega glasila, ki je v zadnjem času v vedno večjem zaostanku.

Izdajanje Gradbenega vestnika, ki ga že od leta 1963 naši člani redno prejemajo, je zelo težka in odgovorna naloga, ki zahteva mnogo truda in osebnih prizadevanj. Vedeti moramo, da ima doslej naša strokovna revija v primerjavi s podobnimi v Srbiji («Izgradnja»), Hrvatski («Gradjevinar»), in federaciji («Naše gradjevinarstvo») približno isti nivo in je zato temu primerno upoštevana v merilu cele države.

Verjetno tudi v bodoče slovenski gradbeni strokovnjaki ne želimo, da bi se z velikim trudom doseženi nivo znižal in da bi naš strokovni časopis postal obrobni časopis. Zato se ne smemo odreči objavam kvalitetnih strokovnih člankov naših strokovnjakov, ki jih itak težko pritegnemo k sodelovanju.

Tako tendenco lahko zagovarjajo le tisti posamezniki, ki so zaprti vase in ki jim ni do tega, da se naše slovensko gradbeništvo vključi v širši jugoslovanski prostor. Prepričani smo, da moramo našim gradbenim strokovnjakom tudi na bolj teoretičnih področjih omogočiti konfrontacijo v jugoslovanskem merilu. Nekateri njihovi dosežki so že na nivoju najbolj razvitih držav, česar pa prav zaradi svoje zaprtosti ne opazimo.

Zato apeliramo na društva in osrednjo Zvezo, da aktivno pomagajo uredniškemu odboru s tem, da pridobije nove sodelavce in da skrbe zato, da se kot doslej v zadnjih petnajstih letih omogoči redno izdajanje našega glasila.

Vladimir Čadež, dipl. ing.

**SPLOŠNI
PROJEKTIVNI
BIRO
LJUBLJANA
P.O.**

IZDELUJEMO:

KOMPLETNO INVESTICIJSKO TEHNIČNO
DOKUMENTACIJO ZA VISOKE,
INDUSTRIJSKE, NIZKE IN VODNE
GRADNJE, PROJEKTIRANJE NOTRANJE
OPREME, OPRAVLJANJE GEODETSKIH
IZMER, IZDELAVA EKSPERTIZ IN
STROKOVNIH MNENJ, TER IZDELAVA
URBANISTIČNE DOKUMENTACIJE IN
ZAZIDALNIH NAČRTOV.

PROJEKT



MARIBOR

PROJEKT MARIBOR

PODJEKTJE ZA PROJEKTIRANJE
IN INŽENIRING, p. o

62001 MARIBOR

Gregorčičeva ulica 37

telefon h. c. 26 161

direktor 26 356

pom. direktorja 26 285

POSLOVNI PREDMET

izdelava tehnične dokumentacije za vse vrste objektov visokih in
nizkih gradenj ter kompleksnih investicijskih objektov, instalacij,
naprav in opreme;

izdelava investicijske dokumentacije, študij, tehnoloških postopkov,
ekspertiz, načrtov opreme, geodetskih elaboratov in urbanistične
dokumentacije;

izvajanje investitorskega in izvedbenega inženiringa.

INFORMACIJE 196-197

ZAVODA ZA RAZISKAVO MATERIALA IN KONSTRUKCIJ V LJUBLJANI

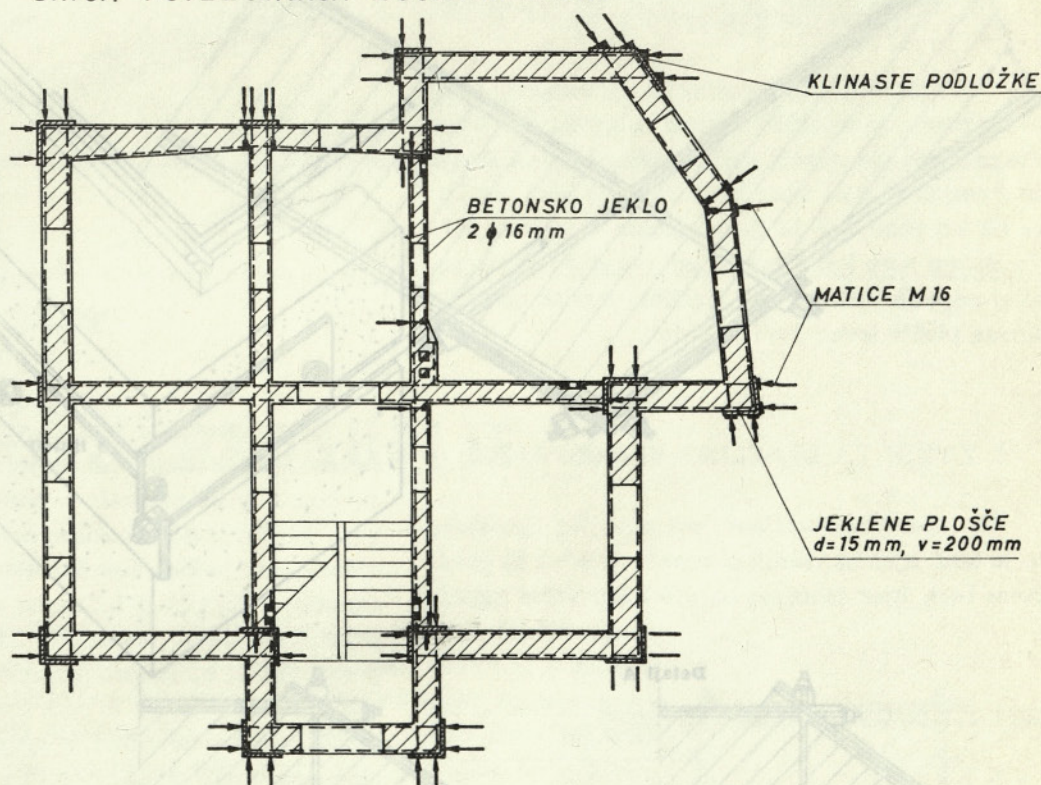
Leto XVIII 7-8

Serijska: PREISKAVE

JULIJ-AVGUST 1977

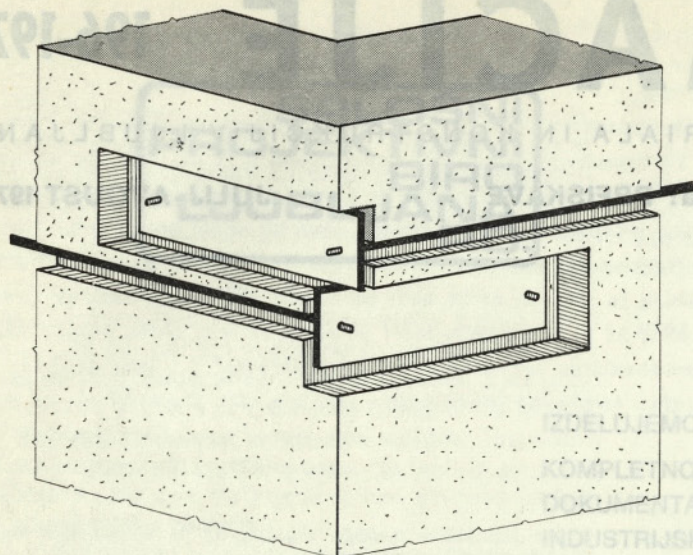
Izvedba povezovanja zidov z jeklenimi vezmi v praksi

SKICA POVEZOVANJA NOSILNIH ZIDOV

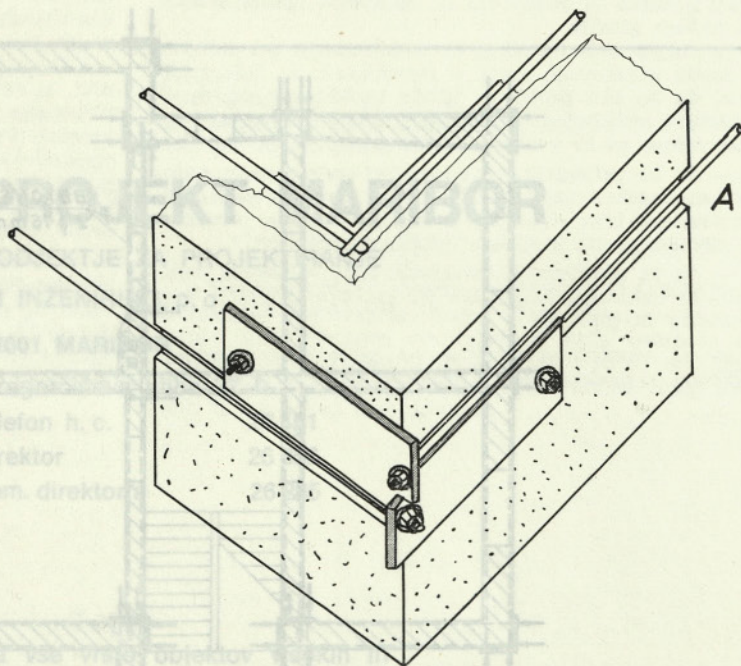


Nosilne zidove stanovanjskih hiš in gospodarskih poslopij povezujemo z jeklenimi vezmi ϕ 16 milimetrov, katere pritrjujemo z maticami na kovinske plošče debeline 15 mm. Dimenzije vezi in plošč so po statični presoji izbrane v enotnih me-

rah. Njihove dimenzije zadoščajo za povezovanje zidov do srednje velikih stanovanjskih hiš. Enotne mere so izbrane zato, da se poenostavi delo pri izdelavi vezi in sidrnih elementov ter za lažjo izvedbo povezovanja.



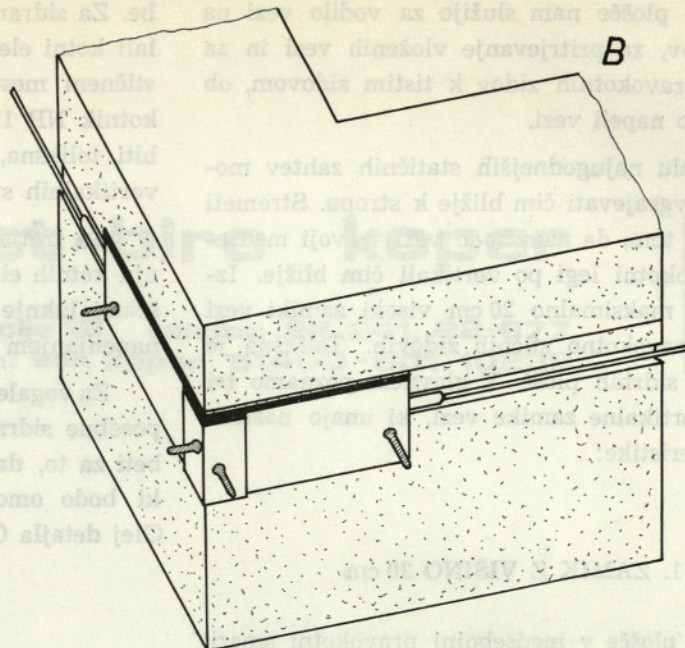
Detajl 1



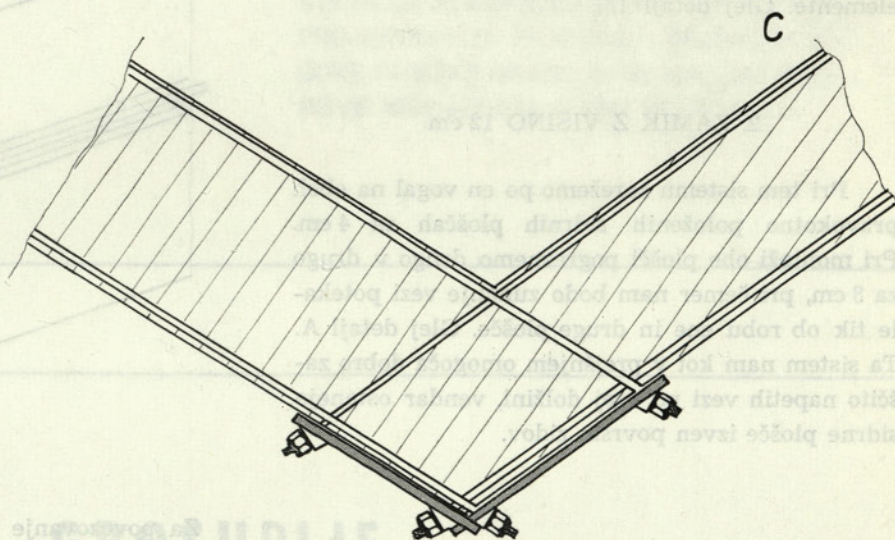
Detajl A

Vsak nosilni zid povežemo po dolžini s po dve-
ma palicama. Vse palice morajo imeti na obeh stra-
neh vrezane navoje. Po montaži palic in sidrnih
elementov palice napnemo z maticami M 16 (ključ

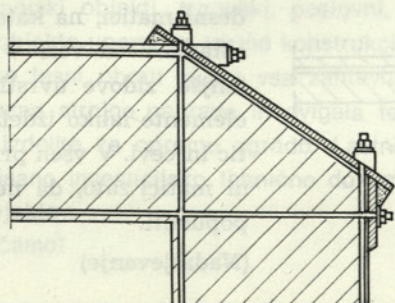
24 m). Celotna sila v palici naj znaša 200 do 500
kilogramov. Pri tem moramo paziti, da so posame-
zni pari palic v ravnem zidu enako napeti. (Glej
priloženi tloris.)



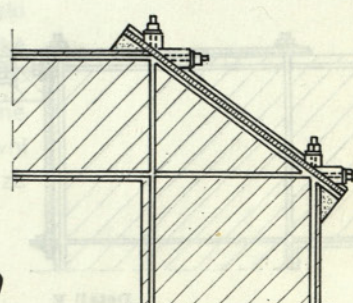
Detajl B



Detajl C



Detajl D



D

Sidrne plošče nam služijo za vodilo vezi na koncu zidov, za pritrjevanje vloženih vezi in za stiskanje pravokotnih zidov k tistim zidovom, ob katerih smo napeli vezi.

V smislu najugodnejših statičnih zahtev moramo vezi vgrajevati čim bližje k stropu. Stremeti moramo za tem, da nam bodo vezi v svoji medsebojni pravokotni legi po vertikali čim bližje. Izvedljivi so maksimalno 20 cm visoki zamiki vezi na dveh pravokotno stičnih zidovih. Tolikšna je tudi višina sidrnih plošč. V glavnem poznamo tri značilne vertikalne zamike vezi, ki imajo naslednje karakteristike:

1. ZAMIK Z VIŠINO 20 cm

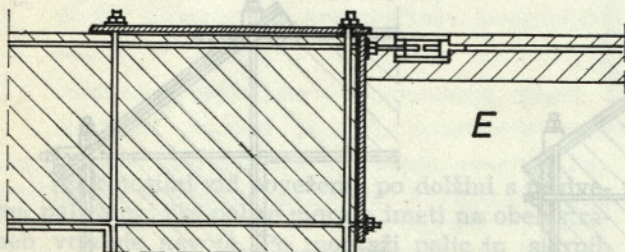
Sidrne plošče v medsebojni pravokotni smeri postavljamo drugo na drugo. Vse plošče in vezi lahko vgreznemo v zid tako, da po izravnavi izsekanih utorov ni kasneje vidnih sledov. Pri tem sistemu je možno dobro zaščititi vezi in vse sidrne elemente. Glej detajl 1.

2. ZAMIK Z VIŠINO 12 cm

Pri tem sistemu zarežemo po en vogal na obeh pravokotno položenih sidrnih ploščah za 4 cm. Pri montaži obe plošči pogreznemo drugo v drugo za 8 cm, pri čemer nam bodo zunanje vezi potekale tik ob robu ene in druge plošče. Glej detajl A. Ta sistem nam kot v prejšnjem omogoča dobro zaščito napetih vezi po vsej dolžini, vendar ostanejo sidrne plošče izven površin zidov.

3. ZAMIK ZA DEBELINO VEZNE PALICE

Ta sistem uporabljamo pri novejših zgradbah, to je tam, kjer ni vidnih okenskih preklad in predvsem tam, kjer moramo ohraniti lep videz zgrad-

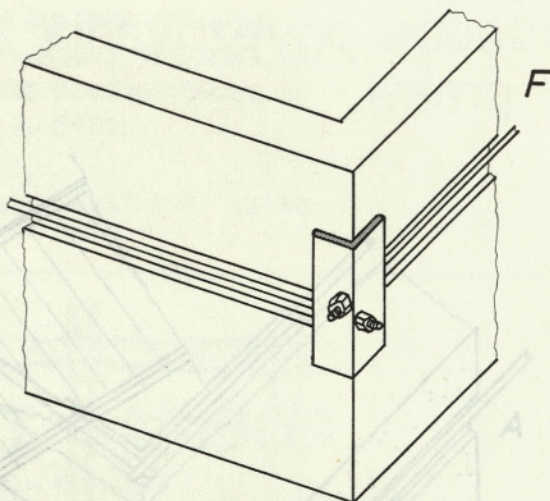


Detajl E

be. Za sidranje vezi si bomo pri tem sistemu izdelali kotni element iz dveh sidrnih plošč, katere na stičnem mestu zavarimo in preko njih položimo kotnik NP 110 do NP 120. Dolžina kotnika mora biti tolikšna, kolikšna je višina plošč. Kotnik na vertikalnih straneh navarimo na plošče.

Ta tretja metoda zahteva, da se pri vgrajevanju kotnih elementov izdelajo za posameznimi ploščami luknje v malto, po katerih lahko vezi med napenjanjem prosto drsijo. Glej detajl B.

Za vogale, ki niso pravokotni, moramo izdelati posebne sidrne elemente, pri čemer moramo skrbeti za to, da izdelamo takšne podložne elemente, ki bodo omogočali pravokotno nalaganje matic. Glej detajla C in D.

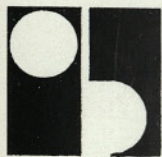


Detajl F

Za povezovanje prizidkov, ki imajo tanke zidove in pri katerih zadostujejo samo zunanje vezi, bomo le-te navezali s posebnimi elementi na vezi, ki povezujejo nosilne zidove. Sidranje omenjenih vezi je razvidno iz detajlov E in F. Spojni element v detajlu E izdelamo na mestu, kjer pripravljamo sidrne elemente. Zanj uporabimo dve desni matici, na katere navarimo 2 ali 3 kose preostankov od vezi $\varnothing 16$ mm. Palice, ki povezujejo tanjše zidove uvrstimo v spojni element. Spojne elemente lahko izdelamo tudi s pomočjo dveh matic in cevi. V vseh primerih moramo imeti obe desni matici zato, da ne bi bilo mogoče kasneje vezi popustiti.

(Nadaljevanje)

Edo Vugrinec



invest-biro koper

trg revolucije 12 telefon 22-241, 22-677
žiro račun: sdk koper 51400-601-10238

podjetje za
urbanizem,
projektiranje,
geodezijo in
inženiring

NUDIMO STORITVE S PODROČJA URBANI-
STIČNEGA PLANIRANJA IN PROJEKTIRANJA,
PROJEKTIRANJA GRADBENIH OBJEKTOV VI-
SOKE IN NIZKE GRADNJE, GEODETSKE STO-
RITVE INŽENIRINGA S TEH PODROČIJ.



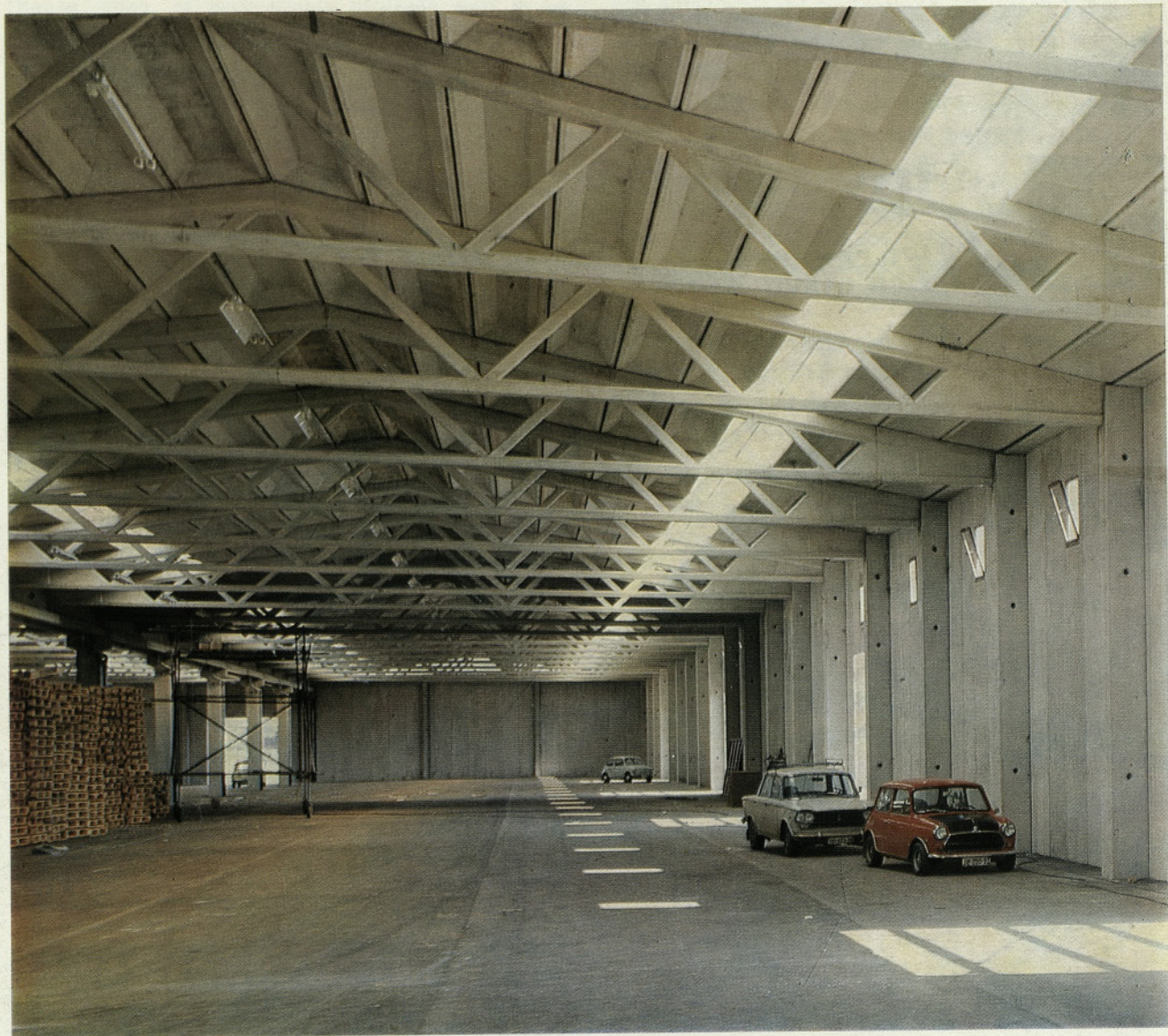
GROSUPLJE

n. sol. o.

Grosuplje, Taborska cesta 13

izvaja vsa gradbena in gradbeno obrtniška dela za objekte visoko-
gradnje kot so: stanovanjski objekti, trgovski, poslovni, industrijski
objekti. Za industrijske objekte uporablja lastno konstrukcijo betonske
izvedbe. TOZD Kovinsko lesni obrati izvaja vsa zahtevna ključavni-
čarska dela, izdeluje razne strojne naprave in dvigala ter gradbene
konstrukcije, mizarske izdelke za opremo zgradb. Lastni projektivni
biro izdeluje vso predpisano investicijsko tehnično dokumentacijo za
vse vrste gradbenih objektov.

Za naročila se priporočamo!



SGP GORICA

NOVA GORICA