

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*

*Janova 2
1000 Ljubljana, Slovenija
telefon (01) 47 68 500
faks (01) 42 50 681
fgg@fgg.uni-lj.si*



Univerzitetni program Gradbeništvo,
Konstrukcijska smer

Kandidat:

Marko Markoja

Dimenzioniranje zidanih konstrukcij po evropskem standardu EN 1996-1-1

Diplomska naloga št.: 2889

Mentor:

izr. prof. dr. Franc Saje

Ljubljana, 31. 5. 2006

STRAN ZA POPRAVKE, ERRATA

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVE O PREGLEDU NALOGE

Nalogo so si ogledali učitelji konstrukcijske smeri:

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN POVZETEK

UDK: 006(4):624:012(043.2)

Avtor: Marko Markoja

Mentor: izr. prof. dr. Franc Saje

Naslov: Dimenzioniranje zidanih konstrukcij po evropskem standardu EN 1996-1-1

Obseg in oprema: 71 str., 9 pregl., 29 sl., 70 en.

Ključne besede: zidane konstrukcije, nearmirane zidane konstrukcije, evropski predstandard ENV 1996-1-1, EC6, računalniški program ZIDKO, osna tlačna nosilnost, strižna nosilnost, poenostavljena računska metoda

Povzetek

Obravnavane so osnove dimenzioniranja nearmiranih zidanih konstrukcij na osno tlačno nosilnost in strižno nosilnost nearmiranih zidov po evropskem predstandardu ENV 1996-1-1. Zaradi zapletenosti in dolgotrajnosti dimenzioniranja nearmiranih zidanih konstrukcij po splošni metodi evropskega predstandarda ENV 1996-1-1, je za navpično obremenjene nearmirene zidove kot alternativa na razpolago poenostavljena računska metoda, ki se lahko uporablja ob izpolnjevanju določenih pogojev in omejitev. Za lažje in hitrejše dimenzioniranje nearmiranih zidov na strižno in osno tlačno obremenitev po splošni metodi, sem v okviru diplomske naloge razvil in izdelal računalniški program ZIDKO, katerega praktična uporaba je prikazana z računskimi primeri.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT**UDC: 006(4):624:012(043.2)****Author: Marko Markoja****Supervisor: Assist. Prof. Dr. Franc Saje****Title: Design of masonry structures based on european standard EN 1996-1-1****Notes: 71 p., 9 tab., 29 fig., 70 eq.****Key words: masonry structures, unreinforced masonry structures, european pre-standard ENV 1996-1-1, EC6, software ZIDKO, vertical load resistance, shear resistance, simplified calculation method****Abstract**

Diploma presents basic rules of european pre-standard ENV 1996-1-1 and method for the design of axially and shear loaded unreinforced masonry structures. Instead of complicated normal method for the design of axially loaded unreinforced masonry structures based on ENV 1996-1-1 we can use as alternative simplified calculation method for the design of axially loaded unreinforced masonry structures. For using this method some conditions have to be field. For faster and easier designing axially and shear loaded unreinforced masonry structures based on normal method I developed and made, within the sphere of my diploma, software ZIDKO, which practical use is demonstrate with calculating example.

ZAHVALA

Za pomoč pri nastajanju diplomske naloge se iskreno zahvaljujem mentorju izr. prof. dr. Francu Sajetu.

Srčno se tudi zahvaljujem očetu Štefanu in mami Vesni ter Projektivnemu biroju Velenje, d.d., še posebej Janiju Ramšaku, ki mi pomaga pri mojih prvih korakih na področju projektiranja.

»Nič ni nemogoče, je le težko izvedljivo.«

KAZALO VSEBINE

1 UVOD	- 1 -
2 IZHODIŠČA DIMENZIONIRANJA ZIDANIH KONSTRUKCIJ PO EVROPSKEM PREDSTANDARDU ENV 1996-1-1	- 3 -
2.1 Zunanji vplivi	- 3 -
2.2 Mejno stanje nosilnosti	- 6 -
2.2 Mejno stanje uporabnosti	- 8 -
3 LASTNOSTI MATERIALOV	- 10 -
3.1 Zidaki	- 10 -
3.2. Malta	- 16 -
3.3 Polnilni beton	- 17 -
3.4 Deformacijske lastnosti zidu	- 17 -
4 TEORETIČNE PODLAGE PROGRAMA ZIDKO ZA DIMENZIONIRANJE NEARMIRANIH ZIDANIH KONSTRUKCIJ PO SPLOŠNI METODI PREDSTANDARDA ENV 1996-1-1	- 20 -
4.1 Ujeto zidovje	- 20 -
4.2 Dimenzioniranje zidanih konstrukcij na tlačno osno obremenitev	- 23 -
4.3 Dimenzioniranje zidanih konstrukcij na strižno obremenitev	- 34 -
5 POENOSTAVLJENA METODA RAČUNANJA ZIDANIH KONSTRUKCIJ PO PREDSTANDARDU ENV 1996-1-1	- 38 -
5.1 Pogoji za uporabo poenostavljene metode dimenzioniranja nearmiranega zidovja izpostavljenega navpični obtežbi	- 38 -
5.2 Poenostavljena računaska metoda dimenzioniranja tlačno obremenjenega zidovja	- 39 -
6 NAVODILA ZA UPORABO PROGRAMA ZIDKO	- 46 -
7 RAČUNSKA PRIMERA IN PRIMERJAVA REZULTATOV	- 55 -
7.1 Tlačna osna obremenitev	- 55 -

7.2 Strižna obremenitev nearmiranih zidov - 57 -

8 ZAKLJUČKI - 60 -

VIRI - 61 -

PRILOGE - 61 -

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 2.1: Delni varnostni faktorji vplivov na zgradbe za trajno in začasno projektno stanje v MSN

Preglednica 2.2: Delni varnostni faktorji lastnosti materialov (γ_M) v MSN

Preglednica 4.1: Vrednosti koeficienta K pri normalni malti

KAZALO PREGLEDNIC

Slika 3.1: Vrsta spojnic

Slika 3.2: Opečni zidak

Slika 3.3: Betonski zidak iz normalnega agregata

Slika 3.4: Zidak iz parjenega betona

Slika 3.5: Protipotresni betonski zidak, ki služi hkrati kot opaž za vertikalno armaturo

Slika 3.6: Opečni nosilni zidak, ki služi hkrati kot toplotna izolacija

Slika 3.7: Opečni element za preklado

Slika 4.1: Ujeto zidovje - sistem vertikalnih in horizontalnih vezi

Slika 4.2: Vertikalne vezi

Slika 6.1: Vizitka programa ZIDKO

Slika 6.2: Glavno okno programa ZIDKO

Slika 6.3: Okno za vnos merodajne obtežne kombinacije za tlačno osno nosilnost

Slika 6.4: Okno za vnos merodajne računske obtežbe za dimenzioniranje na strig

Slika 6.5: Računske notranje sile pri dimenzioniranju zidu na strig

Slika 6.6: Okno za vnos mehanskih lastnosti zidovja

Slika 6.7: Okno za vnos podatka ρ_2

Slika 6.8: Okno za vnos lastnosti zidaka

Slika 7.1: Glavno okno programa z rezultati

1 UVOD

Eurocode nezadržno prodira v vsakdanji delovnik gradbenega inženirja. Nekoč je inženirju zadostvalo računalno in svinčnik, danes pa si delovnega procesa brez uporabe programske opreme ne moremo več zamisliti. Pri tem gre za več razlogov. Prvi je vsekakor čas, ki ga porabimo za določeno delo, kar vpliva na našo konkurenčnost. Drugi razlog je, da sama zasnova Eurocoda temelji na predpostavki, da se bo pri delu uporabljala programska oprema. Eurocode vsebuje bolj kompleksne standarde, kjer uporabljamo pri izračunu več parametrov, kot npr. pri prejšnjih standardih (J.U.S., ...). Tretji razlog je, da so tudi konstrukcijske zasnove modernih konstrukcij mnogo bolj zapletene kot so bile včasih. In še bi lahko naštevali.

Tako je tudi z evropskim predstandardom ENV 1996-1-1, ki obravnava zidane konstrukcije in se v marsičem razlikuje od veljavnega J.U.S. standarda. Postopek dimenzioniranja po predstandardu ENV 1996-1-1 je bolj zapleten in ti vzame več časa, zato sem pri delu ugotovil, da bi bilo pametno izdelati ustrezen računalniški program za dimenzioniranje nearmiranih zidanih konstrukcij v skladu s predstandardom ENV 1996-1-1.

Namen naloge je bil izdelava računalniškega programa za dimenzioniranje nearmiranih zidanih konstrukcij po predstandardu ENV 1996-1-1, kar bi skrajšalo čas za izdelavo projektne dokumentacije. Hkrati pa bo programu dodana obširnejša razlaga predstandarda ENV 1996-1-1, ki služi kot podloga za izdelavo računalniškega programa in bo starejšim projektantom olajšal prehod iz JUS standardov na predstandard ENV 1996-1-1. V okviru diplomske naloge sem obdelal točnejšo in poenostavljeno računsko metodo za dimenzioniranje nearmiranih zidanih konstrukcij po predstandardu ENV 1996-1-1.

Osnovni cilj diplomske naloge je bil izdelati računalniški program, ki bo služil dimenzioniranju nearmiranih zidanih konstrukcij v skladu z določili predstandarda ENV 1996-1-1 po splošni računski metodi. Pri izdelavi diplomske naloge sem uporabil deskriptivno metodo s študijem predstandarda ENV 1996-1-1 – DESIGN OF MASONRY STRUCTURES. Program ZIDKO sem izdelal v programskem jeziku visul basic v okolju programa Microsoft

Visual Studio. NET.

Diplomska naloga poleg uvoda, zaključka in seznama uporabljene literature vsebuje šest vsebinsko zaokroženih delov. V prvem delu so zbrana najpomembnejša določila predstandarda ENV 1996-1-1, ki se nanašajo na dimenzioniranje nearmiranih zidanih konstrukcij na ekscentrični tlak in strig. V drugem delu so obravnavane mehanske lastnosti osnovnih materialov zidanih konstrukcij in mehanske lastnosti zidanih konstrukcij. V tretjem vsebinskem delu diplomske naloge pa so podane teoretične podlage za dimenzioniranje nearmiranih zidanih konstrukcij po splošni metodi računa v skladu s predstandardom ENV 1996-1-1. V četrtem delu je opisana poenostavljena računsko metoda za dimenzioniranje nearmiranih zidanih konstrukcij na ekscentrični tlak v skladu s predstandardom ENV 1996-1-1. Izdelan računalniški program ZIDKO skupaj s kratkimi navodili za uporabo programa tvori vsebino petega dela diplomske naloge. V šestem vsebinskem delu naloge pa sta prikazana dva računsko primera dimenzioniranja nearmiranih zidanih konstrukcij z uporabo izdelanega računalniškega programa ZIDKO.

2 IZHODIŠČA DIMENZIONIRANJA ZIDANIH KONSTRUKCIJ PO EVROPSKEM PREDSTANDARDU ENV 1996-1-1

Zidana konstrukcija mora biti pravilno zasnovana, dimenzionirana in izvedena. Ustrezno dimenzionirana konstrukcija mora izpolnjevati kriterije v mejnem stanju nosilnosti (MSN) in mejnem stanju uporabnosti (MSU). Z izpolnjevanjem teh kriterijev zagotovimo, da zidana konstrukcija z ustrežno stopnjo zanesljivosti uspešno prevzame vse obtežbe in ostale vplive, ki delujejo na konstrukcijo v času izgradnje, uporabe in vzdrževanja. S tem prav tako ne sme priti do nastanka razpok, oziroma morajo biti le-te znotraj dopustnih meja, poškodb nenosilnih elementov in opreme, da lahko zidana konstrukcija ob ustreznem vzdrževanju uspešno služi svojemu namenu celotno predvideno dobo trajanja. Da to dosežemo, mora biti izpolnjenih več dejavnikov hkrati. Poleg pravilnega projektiranja, pri katerem moramo posebno pozornost nameniti konstruiranju stikov in s tem doseči homogenost konstrukcije, je potrebna tudi ustrezna izbira materialov, ki morajo ustrezati določilom standardov. Tretji dejavnik je izvedba zidane konstrukcije, ki mora biti strokovna in ustrezno nadzorovana.

Pri projektiranju moramo najprej pravilno zasnovati konstrukcijo, da dosežemo primerno stabilnost in homogenost konstrukcije in da porušitev posameznega elementa konstrukcije ne ogrozi stabilnost celotne konstrukcije. Naslednji korak je analiza zunanjih vplivov.

2.1 Zunanji vplivi

Pri analizi zunanjih vplivov je potrebno upoštevati vse zunanje vplive, ki nastopajo v življenski dobi konstrukcije. Tako obravnavamo tri projektna stanja:

- trajno stanje (v času normalne uporabe konstrukcije),
- začasno stanje (v času gradnje ali adaptacije oz. vzdrževanja konstrukcije) in
- nezgodno stanje (kadar nastopajo nezgodni vplivi).

Glede na način delovanja delimo zunanje vplive na neposredne, kadar delujejo kot obtežba na konstrukcijo, in posredne, kadar nastopajo v obliki vsiljenih deformacij, ki so posledica temperaturnih sprememb ali posebkov podpor. Zunanje vplive delimo tudi glede na časovno in prostorsko spremenljivost. Glede na časovno spremenljivost zunanje vplive delimo na: stalne vplive (G), spremenljive vplive (Q) in nezgodne vplive (A). Med stalne vplive štejemo: lastno težo konstrukcije, lastno težo nenosilnih elementov, oblog in nepremične opreme, ... Med spremenljivi vplive: obtežbo s snega, obtežbo z vetrom in koristno obtežbo, med nezgodne vplive pa: vpliv eksplozije, trke vozil, plazove in podobno. Glede na prostorsko spremenljivost vplivov ločimo nepomične vplive (lastna teža, ...) in pomične vplive (prometna obtežba, obtežba z vetrom, sneg, ...).

Za potrebe dimenzioniranja je potrebno določiti karakteristične vrednosti zunanjih vplivov, ki so natančneje podane v predstandardu ENV 1991. Karakteristične vrednosti so lahko na zahtevo naročnika oz. investitorja tudi drugačne, če le ta želi večjo varnost in zanesljivost konstrukcije na račun višje cene konstrukcije, vsekakor pa morajo ustrezati minimalnim kriterijem standardov oziroma veljavnih predpisov. Lastna teža konstrukcije se običajno izračuna na podlagi nazivnih dimenzij in specifične teže. Karakteristične vrednosti se lahko podajajo v treh oblikah. Običajno se podajajo kot srednja vrednost G_k oz Q_k . Kadar se pričakujejo večje variacije karakteristične vrednosti stalnega zunanjega vpliva v življenjski dobi konstrukcije, podajamo zgornjo vrednost ($G_{k,sup}$) in spodnjo vrednost ($G_{k,inf}$). Karakteristične vrednosti zunanjih vplivov izhajajo iz določenih predpostavk, ocen in opazovanj okolice. Torej niso 100% zanesljive oz. verjetne, temveč gre za približke, ki slonijo na statističnih podatkih in oceni, ki je izvedena z verjetnostnim računom. Karakteristična vrednost zunanjega vpliva običajno predstavlja 5 % fraktilo predpostavljene statistične porazdelitve, kar pomeni, da je verjetnost, da bo zunanji vpliv presegel karakteristično vrednost tekom življenjske dobe konstrukcije, 95 %. Tudi modeliranje zunanjega vpliva in ocena njegovih posledic je samo približek. Da nekako kompenziramo te netočnosti, pri analizi konstrukcij v mejnem stanju nosilnosti upoštevamo projektne vrednosti zunanjih vplivov, ki jih dobimo s pomočjo delnih varnostnih faktorjev za obtežbo γ_F . Projektna vrednost zunanjega vpliva je določena z izrazom $F_d = \gamma_F * F_k$. Zaradi različnih pričakovanih možnih odstopanj dejanskih vplivov od računsko upoštevanih vrednosti so varnostni faktorji γ_F za različne vrste

obtežbe različni. Mejne vrednosti posamičnih vrst zunanjih vplivov so določene z naslednjimi izrazi:

- stalni vpliv: $G_d = \gamma_G G_k$,
- spremenljivi vpliv: $Q_d = \gamma_Q Q_k$,
- nezgodni vpliv: $A_d = \gamma_A A_k$ (če A_d ni neposredno določen),
- sila prednapetja: $P_d = \gamma_P P_k$.

Pri stalni obtežbi nas pogosto zanimata zgornja in spodnja projektna vrednost. Zgornjo projektno vrednost uporabimo takrat, ko stalna obtežba deluje neugodno oz. povečuje učinke spremenljivih vplivov; spodnjo projektno vrednost pa uporabimo takrat, ko stalna obtežba deluje ugodno oz. zmanjšuje učinke spremenljivih vplivov. Kadar je karakteristična vrednost stalne obtežbe zaradi variabilnosti podana z zgornjo mejo ($G_{k,sup}$) in spodnjo mejo ($G_{k,inf}$), izračunamo spodnjo in zgornjo projektno vrednost stalne obtežbe z izrazoma: $G_{d,sup} = \gamma_{G,sup} G_{k,sup}$ in $G_{d,inf} = \gamma_{G,inf} G_{k,inf}$. V primeru, da imamo samo osnovno karakteristično vrednost, sta zgornji in spodnji projektni vrednosti stalne obtežbe definirani z izrazoma: $G_{d,sup} = \gamma_{G,sup} G_k$ in $G_{d,inf} = \gamma_{G,inf} G_k$.

Pri spremenljivih vplivih imamo zaradi narave obtežbe naslednje reprezentativne vrednosti, ki jih nato uporabljamo v obtežnih kombinacijah: karakteristično vrednost Q_k , kombinacijsko vrednost $\Psi_0 Q_k$, pogosto vrednost $\Psi_1 Q_k$ in kvazi-stalno vrednost $\Psi_2 Q_k$. Kombinacijske vrednosti se uporabljajo takrat, ko simuliramo istočasno delovanje več spremenljivih vplivov, ki se seveda med seboj ne izključujejo, vendar je verjetnost, da bi vsi istočasno dosegli svoje karakteristične vrednosti, ustrezno zmanjšana. Tako je verjetnost, da bo prišlo do prekoračitve vsote kombiniranih vrednosti, približno enaka verjetnosti, da je prekoračena karakteristična vrednost enega izmed vplivov v kombinaciji. Pogosta vrednost je običajno presežena 300-krat na leto ali skozi 5 % življenske dobe, medtem ko kvazi stalna vrednost obtežbe ustreza povprečni vrednosti spremenljivega vpliva.

Za vsako zidano konstrukcijo je potrebno dokazati, da izpolnjuje projektantske zahteve tako v mejnem stanju nosilnosti (MSN) kot v mejnem stanju uporabnosti (MSU). Od mejnega stanja je odvisno, katere obtežne kombinacije se uporablja. Pri dokazovanju je potrebno upoštevati

vs a merodajna projektna stanja in obtežne primere. Mejno stanje konstrukcije je stanje, kjer pri njejovi prekoračitvi konstrukcija več ne ustreza zahtevam standarda. Pri prekoračitvi mejnega stanja nosilnosti pride do porušitve konstrukcije kot celote ali njenega posameznega dela, kar lahko ogrozi življenja ljudi. Pri prekoračitvi mejnega stanja uporabnosti konstrukcija več ne ustreza kriterijem uporabnosti in ne more služiti svojemu namenu. Vzroki so prevelike deformacije in vibracije, ki vplivajo na videz in uporabo konstrukcije. Moteno je delovanje strojev, pojavijo se poškodbe nenosilnih elementov in inštalacij, kar lahko privede do neugodnega počutja ljudi.

2.2 Mejno stanje nosilnosti

V mejnem stanju nosilnosti je potrebno dokazati, da so projektne vrednosti notranjih sil in momentov enake ali manjše od računske nosilnosti konstrukcije. Izpolnjen mora biti pogoj $S_d \leq R_d$.

Za izračun projektnih vrednosti notranjih sil je potrebno določiti vse merodajne obtežne kombinacije. Za trajna in začasna projektna stanja, kadar nimamo opravka s prednapetjem, določimo najugodnejšo obtežno kombinacijo z izrazom

$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$. Za nezgodno projektno stanje pa uporabimo obtežno

kombinacijo $\sum \gamma_{GA,j} G_{k,j} + A_d + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$. Za večino zidanih konstrukcij lahko

uporabimo poenostavljene obtežne kombinacije za objekte visokogradnje. Kadar upoštevamo samo najbolj neugoden spremenljivi vpliv, uporabimo enačbo $\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + 1,5 Q_{k,1}$, ko pa

upoštevamo vse neugodne spremenljive vplive, določimo obtežno kombinacijo z izrazom $\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + 1,35 \sum_{i \geq 1} Q_{k,i}$. Merodajna je tista kombinacija, ki da bolj neugodno vrednost. Tukaj

je potrebno biti pozoren predvsem na to, kdaj neki zunanji vpliv deluje ugodno in kdaj neugodno. Kadar deluje določena spremenljiva obtežba ugodno, je v obtežni kombinaciji ne upoštevamo ($\gamma_{Q,inf} = 0,0$). Pri stalni obtežbi je zaradi narave obtežbe drugače, saj ta deluje vedno. Kadar deluje stalna obtežba ugodno glede na spremenljivo obtežbo, oziroma

zmanjšuje učinke spremenljive obtežbe, je $\gamma_{G,inf} = 1,00$, ko pa deluje neugodno oziroma zvišuje učinke spremenljive obtežbe, je $\gamma_{G,sup} = 1,35$. Za lažjo ponazoritev je namenjena preglednica 2.1. V neugodnem projektnem stanju se običajno za $\gamma_{G,A}$ privzame vrednost 1,0. Če na stabilnost konstrukcije močno vpliva možno odstopanje velikosti stalne obtežbe glede na lego delovanja na konstrukcijo (npr.: previsni nosilci), je potrebno ugodne in neugodne stalne vplive obravnavati kot samostojne obtežne primere, pri čemer moramo pri ugodnih upoštevati faktor $\gamma_{G,inf} = 0,9$, pri neugodnih pa $\gamma_{G,sup} = 1,1$.

Za določitev računske nosilnosti zidane konstrukcije je potrebno poznati lastnosti materiala, geometrijo prereza in geometrijo konstrukcije ter njene robne pogoje. Lastnosti materiala so določene s karakteristično vrednostjo X_k , ki je dobljena na podlagi rezultatov izvedenih preizkusov v skladu s standardom ter ustreza določeni statistični porazdelitvi. Projektno vrednost določene lastnosti materiala izračunamo z izrazom $X_d = \frac{X_k}{\gamma_M}$. Zidane konstrukcije

uspešno prenašajo tlake in strige ter v manjši meri tudi upogibe. Pri projektiranju zidane konstrukcije čistih nategov ne upoštevamo. Tako so pri zidanih konstrukcijah pomembne naslednje tri računske trdnosti:

- računska tlačna trdnost $f_d = \frac{f_k}{\gamma_M}$,
- računska strižna trdnost $f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M}$ in
- računska upogibna trdnost $f_{xd} = \frac{f_{xk}}{\gamma_M}$.

Pri tem je γ_M delni varnostni faktor materiala v MSN, ki je odvisen od kategorije izvedbe zidov, kategorije zidakov, ki je odvisna od stopnje kontrole proizvodnje zidakov, in od projektnega stanja, za katerega kontroliramo nosilnost zidane konstrukcije. Vrednosti delnih varnostnih faktorjev γ_M v MSN so podane v preglednici 2.2.

Preglednica 2.1: Delni varnostni faktorji vplivov na zgradbe za trajno in začasno projektno stanje v MSN

	Stalni vplivi (γ_G)	Spremenljivi vplivi	
		Prevladujoči s karakteristično vrednostjo	Ostali s kombinacijskimi vrednostmi
Ugodni vpliv	1,0	0	0
Neugodni vpliv	1,35	1,5	1,35

Preglednica 2.2: Delni varnostni faktorji za lastnosti materialov (γ_M) v MSN

γ_M			Kategorije izvedbe zidov		
			A	B	C
Trajno in začasno projektno stanje	Kategorije stopnje kontrole proizvodnje zidakov	I	1,7	2,2	2,7
		II	2,0	2,5	3,0
Nezgodno projektno stanje			1,2	1,5	1,8

2.2 Mejno stanje uporabnosti

V mejnem stanju uporabnosti moramo dokazati, da so pomiki, deformacije in vibracije znotraj dopustnih mej ter s tem omogočiti normalno uporabo konstrukcije. Kadar izvajamo konstrukcijo v skladu z določili predstandarda ENV 1991, ni potrebna kontrola v MSU.

Kadar je potrebno določeno zidano konstrukcijo preveriti tudi v MSU, mora biti izpolnjen kriterij $E_d \leq C_d$. E_d je projektni učinek zunanjega vpliva, ki je določen na podlagi najneugodnejše izmed naslednjih treh obtežnih kombinacij v MSU:

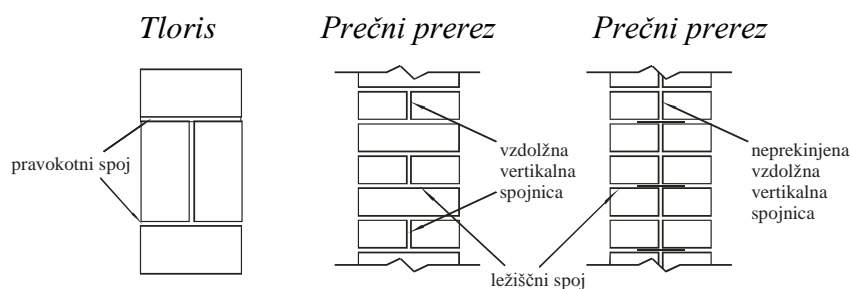
- redka kombinacija $\sum G_{k,j} (+P) + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$,
- pogosta kombinacija $\sum G_{k,j} (+P) + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$ in
- kvazi-stalna kombinacija $\sum G_{k,j} (+P) + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$.

Pri zgradbah lahko namesto redke in pogoste kombinacije obtežbe običajno uporabimo dve

poenostavljeni kombinaciji. V primeru, da upoštevamo samo najbolj neugoden spremenljiv vpliv, uporabimo kombinacijo obtežbe $\sum G_{k,j} (+ P) + Q_{k,1}$, če pa upoštevamo vse neugodne spremenljive vplive pa kombinacijo obtežbe $\sum G_{k,j} (+ P) + 0,9 \sum_{i \geq 1} Q_{k,i}$. Merodajna je bolj neugodna kombinacija obtežbe. Vrednosti delnih varnostnih faktorjev materiala (γ_M) in delnih varnostnih faktorjev za obtežbo (γ_G ter γ_Q) so v MSU enake 1,0, razen, če je eksplicitno določeno drugače.

3 LASTNOSTI MATERIALOV

Zid je sestavljen iz zidakov in malte, ki služi kot vezno sredstvo v vodoravni in navpični smeri. V tem primeru gre za nearmiran zid. Če pa zid še dodatno armiramo ali prednapnemo, govorimo o armiranem ali prednapetem zidu. Pri nas običajno izvajamo ujeta zidovje, kjer je zid ujet med horizontalne in vertikalne vezi, ki pa niso namenjene za upogibno nosilnost ampak za delni prevzem potresne obtežbe. Poznamo tri vrste spojev glede na lego v zidu: spoj med legami, pravokotni navpični spoj in vzdolžni navpični spoj. Spoj med legami je vodoravni spoj med legami zidakov. Pravokotni navpični spoj je pravokoten na ravnino zidane konstrukcije in lege zidakov. Vzdolžni navpični spoj in vzporeden s srednjo ravnino zidane konstrukcije se nahaja znotraj debeline zidu, kadar je zid po debelini sestavljen iz dveh ali več zidakov.



Slika 3.1: Vrsta spojníc

3.1 Zidaki

Zidaki so lahko izdelani iz različnih materialov. Tako poznamo opečne zidake, kalcitno silikatne zidake, betonske zidake iz normalnega in lahkega agregata, parjene in aerirane betonske zidake, zidake iz umetnega kamna in zidake iz naravnega kamna. Od materiala in strukture odprtín oz. zgradbe zidaka je odvisna večina njegovih lastnosti. Tako lahko današnji zidaki dosegajo odlično toplotno izolativnost, zvočno izolativnost, dobro toplotno akumulacijo, požarno odpornost ter tako nudijo zdravo bivalno klimo poleg osnovne nosilne funkcije. Tudi estetska vrednost nekaterih zidakov je pomembna.

Zidake razvrščamo glede na stopnjo kontrole proizvodnje v kategorijo I in kategorijo II. V **kategorijo I** lahko uvrščamo tiste zidake, za katere izdelovalec jamči, da dobavlja pošiljke zidakov določene specifične tlačne trdnosti in izvaja redno kontrolo proizvodnje v skladu z evropskim standardom EN771 in 772-1, katere rezultati izkazujejo, da eksperimentalno določena tlačna trdnost ni manjša od predvidene pri več kot 5 odstotkih vzorcev. V **kategorijo II** uvrščamo tiste zidake, ki tudi izkazujejo deklarirano tlačno trdnost zidakov, dobljeno po določilih ustreznega dela standarda EN 771, ne izpolnjuje pa dodatnih zahtev za kategorijo I. Zidake iz naravnega kamna uvrščamo v kategorijo II. Naslednji način klasifikacije zidakov je delitev zidakov v skupine, v odvisnosti od deleža in velikosti odprtin. Delimo jih v štiri različne skupine: skupina 1, skupina 2a, skupina 2b in skupina 3. Zahteve za skupine zidakov so podane v preglednici "Zahteve za delitev zidakov v skupine".

Vrednosti faktorja δ (ENV 1996-1-1:1995: 45 str.):

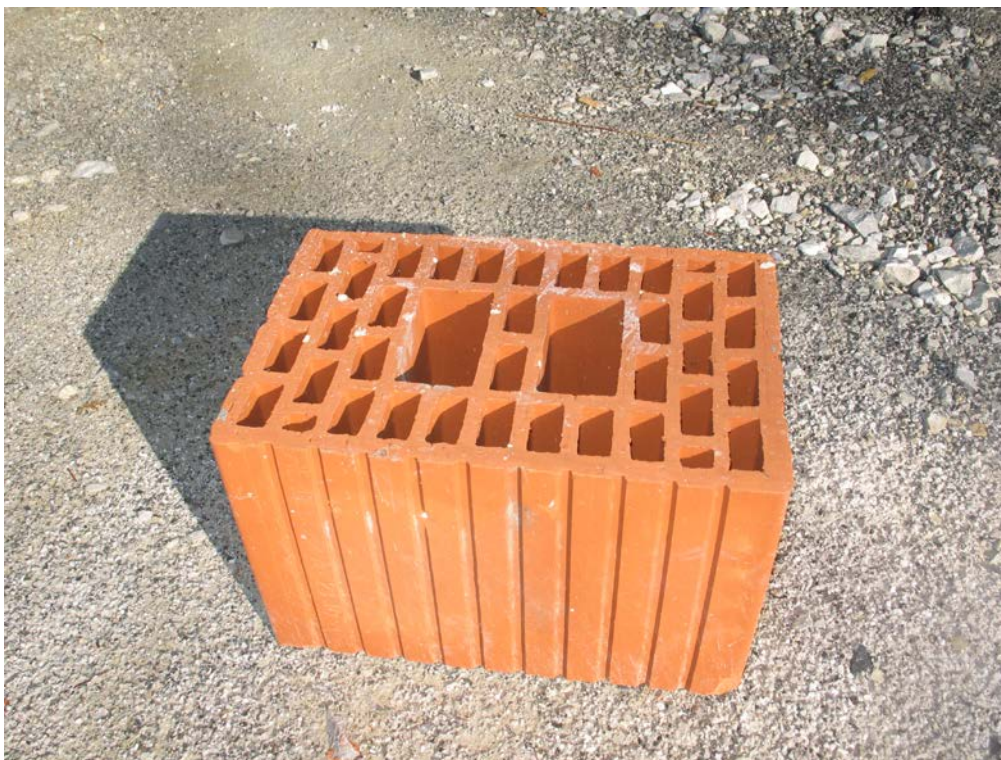
Višina zidaka (mm)	Najmanjša vodoravna dimenzija zidaka (mm)				
	50	100	150	200	250 ali več
50	0,85	0,75	0,70	-	-
65	0,95	0,85	0,75	0,70	0,65
100	1,15	1,00	0,90	0,80	0,75
150	1,30	1,20	1,00	1,00	0,95
200	1,45	1,35	1,15	1,15	1,10
250 ali več	1,55	1,45	1,25	1,25	1,15

Opomba: Linearna interpolacija je dovoljena.

Pri projektiranju uporabljamo normalizirano tlačno trdnost, f_b , ki jo dobimo z izrazom $f_b = \delta * f_{exp}$. δ je brezdimenzionalni faktor, ki je odvisen od višine in najmanjše vodoravne dimenzije zidaka, f_{exp} pa je že zgoraj omenjena povprečna tlačna trdnost zračno suhega zidaka, določena na podlagi eksperimentov v skladu z EN 772-1. Če deluje tlačna sila vzporedno s sloji malte, ali po dolžini ali po debelini zidaka, določimo normalizirano tlačno trdnost zidaka za odgovarjajočo smer obtežbe s preizkusom, ki je v skladu s standardom EN 772-1.

Zahteve za delitev zidakov v skupine (ENV 1996-1-1:1995: 44 str.):

	Skupina zidakov			
	1	2a	2b	3
Prostornina odprtin (% bruto prostornine)	≤ 25	$> 25-45$ za opečne zidake $>45-50$ za betonske zidake iz kamenega agregata	$>45-55$ za opečne zidake $>50-60$ za betonske zidake iz kamenega agregata (glej opombo 2)	≤ 70
Prostornina katerekoli odprtine (% bruto prostornine)	$\leq 12,5$	$\leq 12,5$ za opečne zidake ≤ 25 za betonske agregatne zidake	\leq \leq	Omejena s prostornino (glej zgoraj)
Ploščina odprtine	Omejena s prostornino (glej zgoraj)	Omejena s prostornino (glej zgoraj)	Omejena s prostornino (glej zgoraj)	$\leq 2800 \text{ mm}^2$, razen za zidake z enojno odprtino, kadar bi odprtina morala biti $\leq 18000 \text{ mm}^2$
Sestavljena debelina celotne širine (glej opombo 3)	$\geq 37,5$	≥ 30	≥ 20	Ni zahtev



Slika 3.2: Opečni zidak



Slika 3.3: Betonski zidak iz normalnega agregata



Slika 3.4: Zidak iz parjenega betona



Slika 3.5: Protipotresni betonski zidak, ki služi hkrati kot opaž za vertikalno potresno vez



Slika 3.6: Opečni nosilni zidak, ki služi hkrati kot toplotna izolacija



Slika 3.7: Opečni element za preklado

3.2. Malta

Malta služi kot vezno sredstvo med zidaki. Izbira malte je odvisna od materiala, iz katerega so izdelani zidaki. Tako poznamo: normalno malto, tankoslojno malto in malto iz lahkega agregata. Malto klasificiramo tudi glede na računsko tlačno trdnost, govorimo o marki malte (M), in glede na prostorninsko sestavo. Marko malte označimo s črko M, kateri sledi vrednost tlačne trdnosti (f_m) v N/mm², ki jo določamo v skladu s standardom EN 1015-11. Prostorninsko sestavo opišemo tako, da v zaporedju navedemo prostorninske deleže cementa, apna in peska (npr.: 1:1:5 = cement:apno:pesek). Marka normalne malte mora znašati najmanj M1 pri nearmiranem zidovju in najmanj M5 v stikih z armaturo ali pri prednapetem zidovju. Pri stikih, v katere vložimo armaturo, pa mora biti marka normalne malte vsaj M2,5. Tankoslojna malta mora biti najmanj razreda M5 ali močnejša ter se nanaša v sloju debeline 1 mm do 3 mm. Marka malte iz lahkega agregata mora biti enaka kot pri tankoslojni malti, vsaj razreda M5 ali močnejša. Pri malti iz lahkega agregata se lahko uporabljajo agregati: perlit, lahnjak, ekspanzirana glina, ekspanziran skrilavec in ekspanzirano steklo. Ostale agregate lahko uporabljamo samo v primeru, če s preizkusom dokažemo njihovo ustreznost. Od sestave malte je odvisna lepljivost med zidaki in malto.

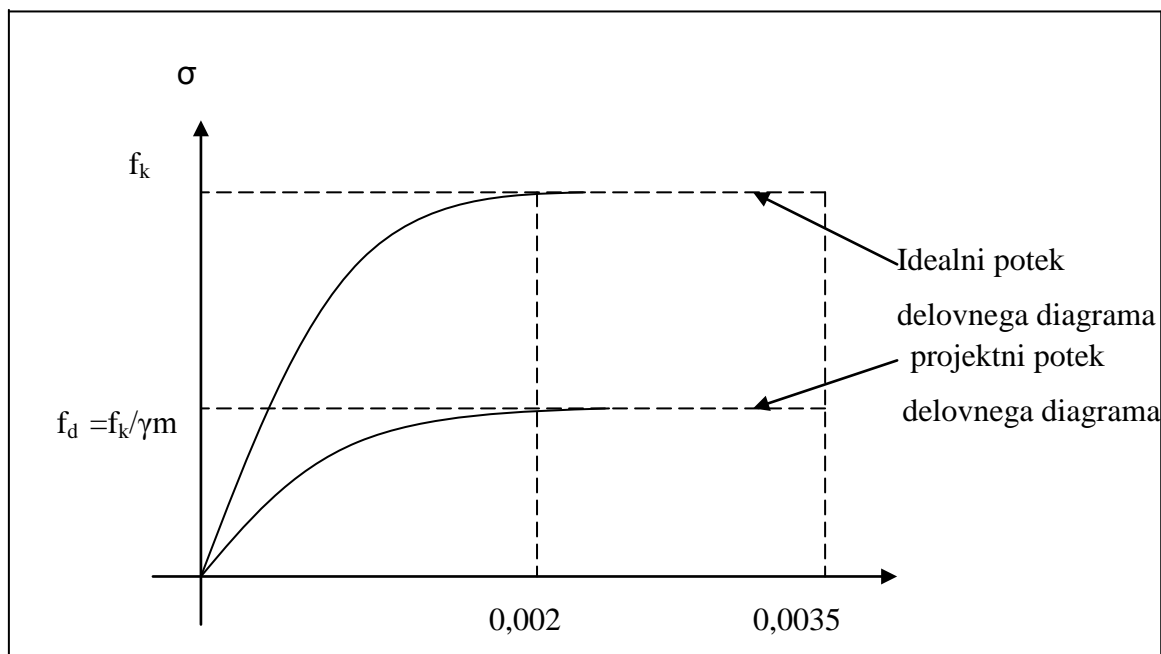
Maltni stiki morajo biti izvedeni pravilno, saj le tako konstrukcija ustreza mejnemu stanju nosilnosti in mejnemu stanju uporabnosti ter dosega ustrezno trajnost. Za doseganje pričakovanih mehanskih lastnosti zidu je potrebno maltne stike izvesti po naslednjih principih:

- stiki med legami zidakov in pravokotni spoji iz normalne malte ali malte iz lahkega agregata ne smejo imeti debeline manjše od 8 mm in ne večje od 15 mm;
- stiki med legami zidakov in pravokotni spoji iz tankoslojne malte ne smejo imeti debeline manjše od 1 mm in večje od 3 mm;
- stiki med legami zidakov morajo biti vodoravni, razen če projektant določi drugače;
- pravokotni spoji se lahko smatrajo kot zapolnjeni, če malta zapolni spoj po celotni višini in najmanj 40 % vzdolž debeline zidaka, drugače ga smatramo kot nezapolnjenega.

3.3 Polnilni beton

Karakteristična tlačna trdnost polnilnega betona ne sme biti manjša od $12/15 \text{ N/mm}^2$. Za polnilni beton, ki ga uporabimo za zapolnitev odprtin, katerih dimenzije niso manjše od 50 mm, ali za krovni sloj betona, katerega debelina znaša med 15 in 25 mm, ne smemo uporabiti agregatnih zrn večjih od 10 mm. Za polnilni beton, uporabljen za odprtine, katerih dimenzije niso manjše od 100 mm, ali kadar debelina krovnega sloja ni manjša od 25 mm, maksimalno zrno agregata ne sme preseči 20 mm. Pravtako je potrebno z ustrežno sestavo polnilnega betona zagotoviti ustrežno vgradljivost, da lahko odprtine popolnoma zapolnimo. Kadar uporabljamo vlivani polnilni beton za polnjenje odprtin z uporabo ekspandiranih agentov, je potrebno zmanjšati tveganje nastanka razpok v polnilnem betonu zaradi krčenja, ki nastane zaradi izgube vode v zidovje.

3.4 Deformacijske lastnosti zidu



Sovisnost med napetostjo in deformacijo zidanih konstrukcij (ENV 1996-1-1:1995: 45 str.)

Sovisnost med napetostjo in deformacijo zidanih konstrukcij (ENV 1996-1-1:1995) nam prikazuje približni potek napetostno-deformacijskega diagrama za zid, ki se obnaša duktilno, kar pa ne drži za vse zidove. Na duktilnost zidu najbolj vpliva skupina zidakov. Tako zidaki skupine 2b ali 3, ki imajo velike luknje, ne omogočajo duktilnega obnašanja zidu. Zid iz takšnih zidakov se krhko poruši. Če nimamo na voljo eksperimentalno dobljenih rezultatov za sekantni elastični modul E zidanih konstrukcij, lahko zanj upoštevamo vrednost $1000 f_k$. Če modul elastičnosti uporabljamo pri izračunih, ki se nanašajo na mejno stanje uporabnosti, je priporočeno, da vrednost E pomnožimo s faktorjem 0,6. Za strižni modul (G) lahko upoštevamo da znaša 40 % elastičnega modula (E).

Ostale deformacijske lastnosti so podane v preglednici "Deformacijske lastnosti nearmiranega zidu pri uporabi normalne malte (ENV 1996-1-1:1995)". Podatke iz te preglednice lahko uporabimo tudi za tankoslojno malto in malto iz lahkih agregatov, če nimamo na voljo eksperimentalnih podatkov.

Deformacijske lastnosti nearmiranega zidu pri uporabi normalne malte (ENV 1996-1-1:1995):

Zid iz zidakov	Končni koeficient lezenja (glej opombo 1) Φ_{∞}		Končno raztezanje in krčenje zaradi vlage (glej opombo 2) mm/m		Koeficient relativnega toplotnega raztezka $10^{-6}/K$	
	Obseg	Računska vrednost	Obseg	Računska vrednost	Obseg	Računska vrednost
Opečni zidaki	0,5 – 1,5	1,0	-0,2 do +1,0	(glej opombo 3)	4 do 8	6
Silikatni zidaki	1,0 – 2,0	1,5	-0,4 do -0,1	-0,2	7 do 11	9
Zgoščeni agregatni betonski zidaki in zidaki iz umetnega kamna	1,0 – 2,0	1,5	-0,6 do -0,1	-0,2	6 do 12	10
Betonski zidaki iz lahkega agregata	1,0 – 3,0	2,0	-1,0 do -0,2	-0,4 (glej op. 4) -0,2 (glej op. 5)	8 do 12	10
Parjeni in aerirani betonski zidaki	1,0 – 2,5	1,5	-0,4 do +0,2	-0,2	7 do 12	8
Zidaki iz naravnega kamna	(glej op. 6)	0	-0,4 do +0,7	+0,1	3 do 12	7

Opombe:

1. Končni koeficient lezenja $\Phi_{\infty} = \varepsilon_{c\infty} / \varepsilon_{cl}$, kjer je $\varepsilon_{c\infty}$ končna deformacija lezenja in $\varepsilon_{cl} = \sigma / E$.
2. Minus pred končno vrednostjo raztezanja in krčenja zaradi vlage pomeni krčenje, plus pomeni raztezanje.
3. Vrednosti so odvisne od tipa materiala, zato tega podatka ne moremo vnaprej podati.
4. Vrednost velja za razširjene glinene agregate.
5. Vrednost velja za lahke agregate (brez ekspandirane gline).
6. Vrednosti so ponavadi zelo nizke.

4 TEORETIČNE PODLAGE PROGRAMA ZIDKO ZA DIMENZIONIRANJE NEARMIRANIH ZIDANIH KONSTRUKCIJ PO SPLOŠNI METODI PREDSTANDARDA ENV 1996-1-1

Računalniški program ZIDKO je namenjen dimenzioniranju nearmiranih zidanih konstrukcij po splošni metodi računa v skladu s predstandardom ENV 1996-1-1. Program nam omogoča dimenzioniranje nearmiranih zidanih konstrukcij glede na osno tlačno nosilnost in glede na strižno nosilnost zidanih konstrukcij.

4.1 Ujeto zidovje

Ker na potresnih območjih ni priporočena gradnja nearmiranih zidov, lahko namesto teh izvajamo ujeto zidovje. Ujeti zid poleg zidakov in malte sestavljajo še navpične in vodoravne zidane vezi, ki služijo delnemu prevzemu potresnih sil in preprečujejo krhko porušitev zidovja. Pri izračunu osne tlačne nosilnosti zidu in strižne nosilnosti ne upoštevamo prispevka betonskih vezi. Opečno zidovje kljub vodoravnim in navpičnim betonskim zidnim vezem dimenzioniramo po pravilih nearmiranega zidovja. Torej zanemarimo prispevek armature in betona v vezeh.

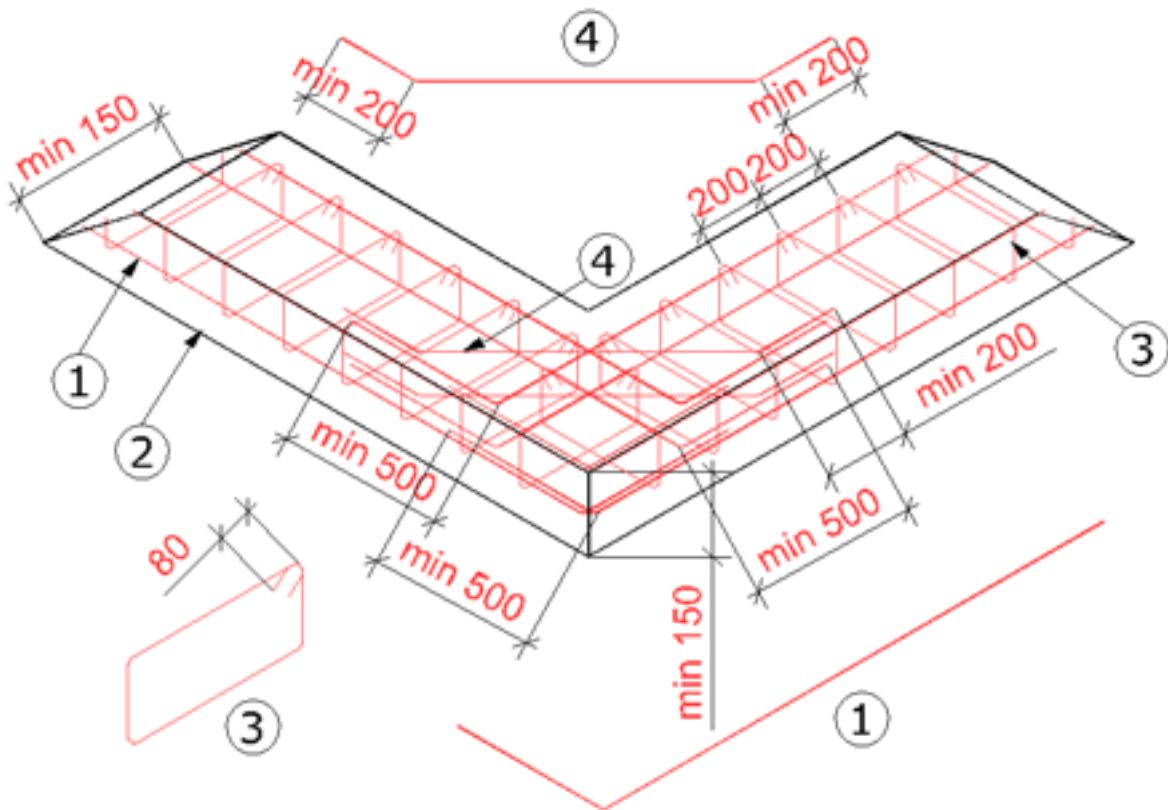
Vodoravne in navpične vezi so armirane betonske izvedbe. Vodoravna vez mora biti izvedena na nivoju vsake etaže nad nosilnimi zidovi. Navpična vez mora biti izvedena na vsakem križanju nosilnih zidov ter na vsakem robu odprtine, katere površina je večja od $1,5 \text{ m}^2$. Pravitako ne sme biti razdalja med dvema sosednjima navpičnima vezema večja od 4 m. Prerez navpičnih in vodoravnih vezi ne sme biti manjši od $0,02 \text{ m}^2$, najmanjša dimenzija prereza pa mora biti večja od 100 mm^2 . Minimalna potrebna armatura v vezeh znaša $0,02 \cdot t \text{ mm}^2$, vendar ne sme biti manjša od 200 mm^2 . t je debelina zidu v mm.



Slika 4.1: Ujeto zidovje - sistem navpičnih in vodoravnih zidnih vezi

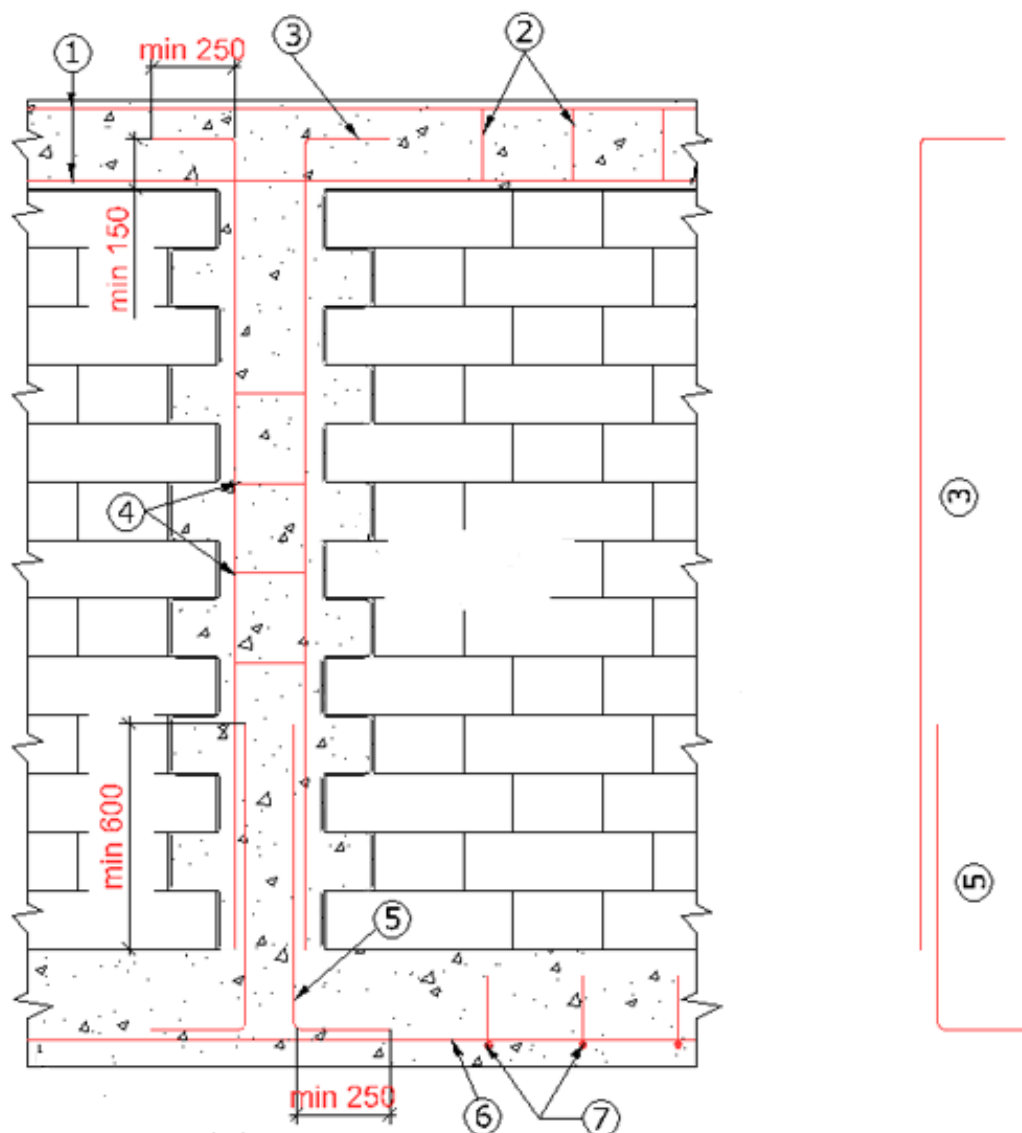


Slika 4.2: Navpične zidne vezi



Detajl stika dveh vodoravnih vezi

(<http://www.staff.city.ac.uk/earthquakes/MasonryBrick/ConfinedBrickMasonry.htm>)



Detajl stika navpične vezi s pasovnim temeljem in vodoravno vezjo

(<http://www.staff.city.ac.uk/earthquakes/MasonryBrick/ConfinedBrickMasonry.htm>)

4.2 Dimenzioniranje zidanih konstrukcij na tlačno osno obremenitev

Oсна tlačna nosilnost zidu je odvisna od geometrije zidu, ekscentričnosti obtežbe, vitkosti zidu in karakteristične tlačne trdnosti zidu, ta pa je odvisna od tlačne trdnosti zidaka in malte ter empirično dokazane zveze med njima. Za vse zidane konstrukcije velja kriterij vitkosti, pri

čemer koeficient vitkosti zidu h_{ef}/t_{ef} ne sme biti večji od 27. Za vrednost natezne trdnosti, ki je pravokotna na stik, privzamemo pri dimenzioniranju 0. Pri določanju osne tlačne nosilnosti nearmiranega zidu moramo upoštevati: dolgotrajne vplive obtežbe, ekscentričnosti obtežbe etaž, ki so odvisne od razporeditve podpornih zidov in ekscentričnosti obtežbe, ki izhajajo iz odklonov konstrukcije in razlik v lastnostih materialov. Pri minimalni debelini nosilnega zidu je evropski predstandard manj strog od JUS-a. Tako mora biti nosilni zid debel najmanj 100 mm, medtem ko je minimalna zahtevana debelina fasadnega zidu 70 mm.

Da zid izpolnjuje pogoje v mejnem stanju nosilnosti (MSN), mora biti vrednost računske osne tlačne nosilnosti nearmiranega zidu N_{Rd} večja ali enaka računski osni obremenitvi zidu N_{Sd} . Izpolnjen mora biti pogoj $N_{Sd} \leq N_{Rd}$.

Pri prekatnih zidovih je potrebno oceniti obtežbo, ki jo nosi posamezna lupina, računsko osno tlačno nosilnost, N_{Rd} , pa računamo za posamezno lupino. Če je pri prekatnem zidu obremenjena samo ena lupina, se osna tlačna nosilnost zidu računa glede na horizontalni prerez obremenjene lupine, vendar se pri določanju kvocienta vitkosti upošteva skupna efektivna debelina zidu.

Fasadne zidove, ki so spojeni tako, da se pri obtežbi obnašajo kot enojni zid, projektiramo na isti način kot enojne zidove, vendar pri tem uporabimo za K vrednost, ki ustreza zidu z vzdolžno vertikalno spojnico. Fasadne zidove, ki so spojeni tako, da se pri obtežbi ne obnašajo kot enojni zid, projektiramo na isti način kot prekatne zidove, pod pogojem, da so spojeni tako, kot to zahteva evropski predstandard.

Dvojni zid projektiramo na isti način kot prekatnega ali enojnega, če sta lupini spojeni skupaj tako, da se pri obtežbi obnašata kot prekatni ali enojni zid.

Računsko osno tlačno nosilnost zidu računamo na tekoči meter dolžine zidu (m') po naslednji enačbi: $N_{Rd} = \frac{\phi_{i,m} t f_k}{\gamma_M}$. Podobno kot pri EC2 je potrebno preveriti osno tlačno nosilnost zidu

v zgornjem in spodnjem vozlišču (indeks i), kjer najbolj vpliva nanjo ekscentričnost zaradi obtežbe etaže, in srednji petini višine zidu (indeks m), kjer na osno tlačno nosilnost najbolj

vplivajo uklon in vplivi teorije drugega reda ter reologija. f_k je karakteristična tlačna trdnost zidu, ki jo bomo obravnavali kasneje, t je debelina zidu, γ_M je parcialni varnostni faktor materiala, ki je obravnavan v 2. poglavju diplomske naloge, $\Phi_{i,m}$ pa je redukcijski faktor, pri čemer Φ_i predstavlja vrednost za zgornji ali spodnji rob zidu, Φ_m pa za srednjo petino zidu. Pri določitvi računske debeline zidu je potrebno upoštevati vse globine spojníc, ki so večje od 5 mm.

Na vrednost redukcijskega faktorja na vrhu ali ob vznožju zidu Φ_i vpliva: ekscentričnost zaradi obtežbe etaže (M_i/N_i), ki je odvisna od razporeditve podpornih zidov ter interakcije med zidovi in med etažno konstrukcijo, ekscentričnost na vrhu ali dnu zidu (e_{hi}), ki nastane zaradi vodoravne obtežbe (npr. vetra) in je ne smemo uporabiti za redukcijo skupne ekscentričnosti, ter naključna ekscentričnost (e_a). Naključno ekscentričnost (e_a), ki je posledica netočnosti izvedbe predvidevamo za polno dolžino zidu in znaša $h_{ef}/450$, kjer je h_{ef} učinkovita višina zidu. Φ_i izračunamo z izrazom $\Phi_i = 1 - 2 \frac{e_i}{t}$, kjer e_i predstavlja

ekscentričnost na vrhu ali dnu zidu in jo izračunamo po enačbi: $e_i = \frac{M_i}{N_i} + e_{hi} + e_a \geq 0,05t$.

Na vrednost redukcijskega faktorja v srednji petini zidu (Φ_m) pa poleg naštetih ekscentričnosti, ki vplivajo na Φ_i , še dodatno vpliva lezenje ter v največji meri vitkost zidu oziroma uklon. Φ_m je določen z enačbo $\Phi_m = A_1 e^{-\frac{u^2}{2}}$, pri čemer je $A_1 = 1 - 2 \frac{e_{mk}}{t}$ in

$$u = \frac{\frac{h_{ef}}{t} - 2}{23 - 37 \frac{e_{mk}}{t}}. \text{ Pri tem za vrednost elastičnega modula privzamemo } E = 1000 * f_k, f_k \text{ pa}$$

izračunamo v skladu s kasneje opisanim načinom. Redukcijski faktor v sredini višine zidu Φ_m lahko odberemo tudi iz grafikona Graf, ki prikazuje vrednosti razmerja Φ_m proti kvocientu vitkosti za različne ekscentričnosti (ENV 1996-1-1:1995), v katerem so zajeti že tudi vplivi lezenja in naključne ekscentričnosti. e_{mk} predstavlja ekscentričnost osne sile na srednji petini višine zidu in je določena z izrazom $e_{mk} = e_m + e_k \geq 0,05t$. Pri tem e_k predstavlja

ekscentričnost, ki nastane zaradi lezenja in jo izračunamo po enačbi $e_k = 0,002 \Phi_\infty \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{t e_m}$.

Φ_∞ je končni koeficient lezenja, podan v 3. poglavju diplomske naloge. Za e_k lahko privzamemo vrednost 0 pri vseh zidovih, ki so zgrajeni iz glinenih in kamnitih zidakov ter pri zidovih, ki imajo količnik vitkosti do 15 in so zgrajeni iz ostalih zidakov. t_{ef} je učinkovita debelina zidu, ki jo bomo obravnavali kasneje. e_m je ekscentričnost zunanjeobtežbe, ki je določena z izrazom $e_m = \frac{M_m}{N_m} + e_{hm} \pm e_a$, in jo upoštevamo v izrazu za izračun e_i . M_m je največji upogibni moment v srednji petini višine zidu, ki se pojavi zaradi momentov na vrhu ali dnu zidu in ga dobimo z linearno interpolacijo. N_m je računski navpični obtežba v srednji petini višine zidu, e_{hm} je ekscentričnost v srednji petini višine zidu zaradi delovanja vodoravne obtežbe in je ne smemo uporabiti za redukcijo e_m .

Kot je že omenjeno zgoraj, vpliva na osno tlačno nosilnost zidu v srednji petini višine zidu med drugim tudi uklon. Torej je tlačna osna nosilnost v srednji petini zidu v veliki meri odvisna od vitkosti zidu in njegovih robnih pogojev. Pri tem je pomembno na koliko robovih je zid bočno podprt in kakšna je stopnja vpetosti podprtih robov, od česar je odvisna učinkovita višina zidu (h_{ef}). Učinkovito višino zidu izračunamo po enačbi $h_{ef} = \rho_n h$. Pri tem h predstavlja etažno višino, ρ_n pa redukcijski faktor, katerega vrednost je odvisna od robnih pogojev. Indeks n označuje število bočno podprtih robov.

Če je zid bočno podprt zgoraj in spodaj z armirano-betonskimi ploščami z obeh strani (plošča je kontinuirna) ali se armirano betonska plošča naslanja samo iz ene strani na vsaj 2/3 debeline zidu, vendar ne manj kot 85 mm, je ρ_2 enak 0,75, ob pogoju, da je ekscentričnost obtežbe na vrhu zidu manjša od 0,25 debeline zidu. Tak konstrukcijski sklop ustreza modelu tlačnega, ki je zgoraj in spodaj togo vpet. Pri obojestransko vpetem modelu armirano betonskih, lesenih in jeklenih elementov se uklonska dolžina izračuna z izrazom $0,5 \cdot$ sistemska dolžina. Razliko gre pripisati temu, da je zid dvokomponenten material, pri katerem ne moremo doseči take stopnje vpetosti kot pri omenjenih materialih. V primeru, da je ekscentričnost obtežbe na vrhu zidu večja od 0,25 debeline zidu, pa je ρ_2 enak 1,0. ρ_2 ima vrednost 1,0 tudi v primeru, če je zid zgoraj in spodaj podprt z leseno medetažno konstrukcijo (lesena streha ali medetažna konstrukcija lesene izvedbe), ki lahko poteka kontinuirno preko

zidu ali pa nalega nanj samo iz ene strani na vsaj $2/3$ debeline zidu, vendar ne manj kot 85 mm. Tak konstrukcijski sklop ustreza modelu, ki je členkasto podprt zgoraj in spodaj. Če ni izpolnjen nobeden izmed zgoraj naštetih pogojev, lahko predvidimo za vrednost ρ_2 1,0.

Za določitev učinkovite višine zidov, ki imajo podprte tri robove (zgornji, spodnji in en navpični rob) ali vse štiri robove in niso preveč dolgi, tako da je vpliv podprtega navpičnega roba na uklon sorazmerno velik in nezanemarljiv (čeprav smo na varni strani, če uporabimo v računu kar ρ_2), uporabimo ρ_3 (podprti trije robovi) oz. ρ_4 (podprti štirje robovi).

Pri zidovih podprtih na treh straneh (zgoraj, spodaj in en navpični rob), kjer višina zidu zadostuje kriteriju $h \leq 3,5 L$ in L predstavlja dolžino zidu med prostim robom in težiščnico

ojačilnega bočnega zidu, uporabimo enačbo $\rho_3 = \frac{1}{1 + \left[\frac{\rho_2 h}{L} \right]^2} \rho_2 > 0,3$. Če pa višina zidu

zadostuje kriteriju $h > 3,5 L$, uporabimo enačbo $\rho_3 = \frac{1,5 L}{h}$. V primeru, da je zid dolg in velja

za njegovo dolžino $L \geq 15 t$, kjer je t debelina zidu, moramo takšen zid obravnavati kot zid, ki je podprt samo zgoraj in spodaj. Za ρ_2 vzamemo ustrezno vrednost glede na robne pogoje zgoraj in spodaj.

Za zidove, ki imajo podprte vse štiri robove in je $h \leq L$, za to določitev koeficienta ρ_4

uporabimo enačbo $\rho_4 = \frac{1}{1 + \left[\frac{\rho_2 h}{L} \right]^2} \rho_2$, če pa je $h > L$, izračunamo ρ_4 s formulo $\rho_4 = \frac{0,5 L}{h}$.

L je v tem primeru razdalja med središčema bočnih zidov, ki podpirata obravnavani zid. V primeru, da je zid dolg in velja za njegovo dolžino dvakrat blažji kriterij kot za zid podprt na treh robovih, $L \geq 30 t$, moramo takšen zid obravnavati kot zid, ki je podprt samo zgoraj in spodaj. Za ρ_2 vzamemo ustrezno vrednost glede na robne pogoje bočnega podpiranja zgoraj in spodaj.

Za zid, ki je prostostoječ, evropski predstandard ne navaja vrednosti, sem pa v programu ZIDKO uporabil vrednost $\rho_1 = 2,0$, ki sem jo prevzel iz EC2 za nearmirane betonske stene.

Če primerjamo dimenzioniranje nearmiranih zidanih konstrukcij na uklon z dimenzioniranjem nearmiranih betonskih sten na uklon po EC2 opazimo veliko podobnosti. Te teme sem se lotil predvsem zato, ker me je zanimala razlika med nearmirano betonsko steno in steno iz betonskih zidakov, med katerima ne bi smelo biti bistvenih razlik. Izraz za izračun efektivne višine nearmirane betonske stene (uklonske dolžine) je smiselno enak izračunu, ki velja za nearmirano zidovje, le oznake so različne. Efektivna višina nearmirane betonske stene (l_0) je definirana z izrazom $l_0 = \beta * l_w$. l_w predstavlja višino stene, β pa koeficient, ki je odvisen od robnih pogojev, in je ekvivalenten ρ . Pri nearmiranih betonskih stenah EC2 ne predvideva možnosti togega vpetja stene zgoraj in spodaj, ampak samo členkasto podprto steno. Tako imamo tu samo tri možne statične modele. Prvi je, da je stena podprta samo zgoraj in spodaj. V tem primeru je $\beta = 1,0$, kot pri zidanih konstrukcijah, in je neodvisen od razmerja med višino stene (l_w) in dolžino stene (l_h). Če je bočno podprta zgoraj in spodaj ter na enem

vertikalnem robu je $\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{3l_h}\right)^2}$. V primeru, da ima nearmirana betonska stena bočno

podprte vse štiri robove in je $l_w \leq l_h$, pa je $\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{l_h}\right)^2}$, če pa je $l_w > l_h$, je

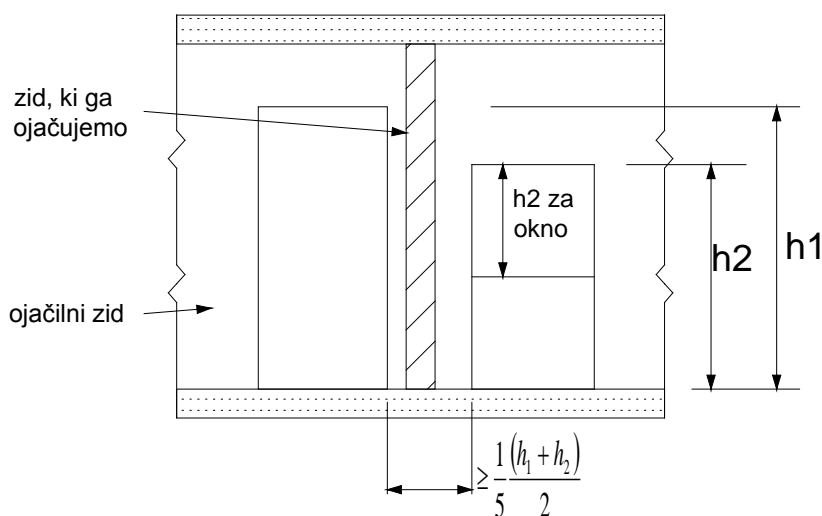
$\beta = \frac{1}{2 * (l_w / l_h)}$. Vidimo, da se izračun razlikuje samo v primeru tristransko podprtega zida,

medtem ko je v primeru zida podprtega na vseh štirih robovih, faktor β definiran z enakima izrazoma, če odmislimo, da EC2 ne pozna toge vpete stene zgoraj in spodaj. Za nearmirane zidane konstrukcije pa sem v primeru konzolne stene privzel vrednost iz EC2, tako da je $\rho_I = \beta = 2,0$. Za redke primere, ko je nearmirana betonska stena podprta zgoraj in spodaj ter je stik s pomočjo armature in betona izveden na mestu gradnje tako, da omogoča popoln prenos upogibnih momentov oz. imamo togo vpeto steno, EC2 dopušča za vrednost $\beta = 0,85$, ob izpolnjenem pogoju $l_w < l_h$. Vidimo, da ENV 1996-1-1 ni tako strog in za zidane konstrukcije v tem primeru dopušča vrednost 0,75. So pa pri nearmiranih betonskih stenah dopuščene večje vitkosti, saj znaša največja dovoljena vitkost 86. Osnova tlačna nosilnost v srednji petini nearmirane betonske stene (N_{Rd}) je definirana z analognim izrazom kot velja za zid $N_{Rd} = -b * h_w * \alpha f_{cd} * \phi$, le da je v tem primeru podana za dolžino betonske stene in ne za

tekoči meter. Tako je α_{cd} računski trajna tlačna trdnost betona, b dolžina stene ter h_w debelina stene. Se pa nekoliko razlikuje izračun redukcijskega faktorja ϕ , vendar prav tako zajame vpliv ekscentričnosti prvega reda (e_0), ekscentričnosti zaradi netočnosti izvedbe (e_a), za katero privzamemo vrednost $e_a = 0,5 * l_0 / 200$ in vpliv ekscentričnosti zaradi lezenja (e_φ) ter vitkosti stene (l_0/h_w). Tako je $e_{tot} = e_0 + e_a + e_\varphi$, redukcijski faktor ϕ pa je definiran z izrazom $\phi = 1,14 * (1 - 2e_{tot} / h_w) - \|0,020\| * l_0 / h_w$, ob čemer mora biti izpolnjen še dodatni pogoj $0 \leq \phi \leq 1 - 2e_{tot} / h_w$. Vidimo, da je v načinu dimenzioniranja več podobnosti kot razlik.

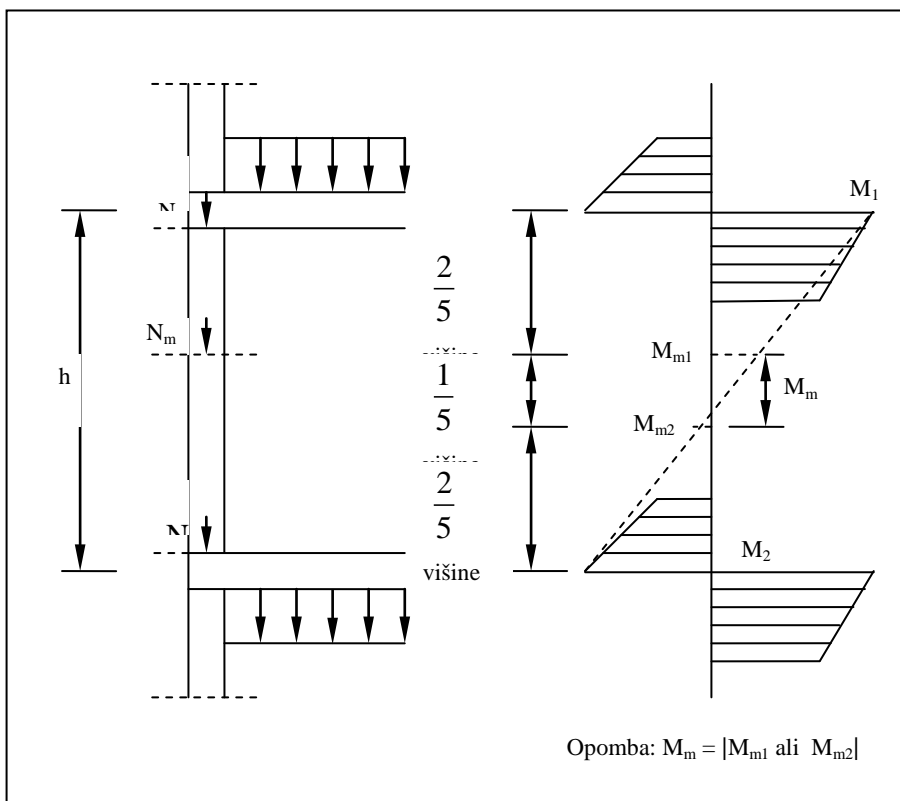
Da lahko smatramo določen rob zidane stene kot bočno podprt mora le ta izpolnjevati določene kriterije. Če ima zid odprtine, ki so višje od ene četrtnine višine nadstropja, širše od ene četrtnine dolžine zidu ali pa pokrivajo več kot eno desetino površine zidu, moramo pri določanju efektivne višine smatrati, da ima zid en prost rob na robu odprtine. Prost rob moramo tudi predvidevati, kadar znaša preostala debelina zidu po oblikovanju navpičnega žleba ali zamika manj kot polovico debeline zidu. Zid, ki služi kot bočna podpora obravnavanemu zidu in se lahko tak rob smatra za bočno podprtega, mora izpolnjevati naslednje kriterije:

- narejen mora biti iz materiala s podobnim deformacijskim obnašanjem kot podprt zid,
- dolžina zidu mora znašati najmanj eno petino višine nadstropja, debelina pa mora znašati najmanj 0,3 učinkovite debeline zidu, vendar ne manj kot 85 mm,
- oba zidova (podprti zid in podpirajoči zid) morata biti enakomerno obtežena,
- oba zidova morata biti postavljena istočasno,
- stik med obema zidovoma je projektiran za nosilnost proti nastali napetosti in tlačnim silam,
- če zid, ki služi kot bočna podpora, prekinjajo odprtine, je dolžina tega zidu med odprtinami tolikšna, kot je podana v sliki Minimalna dolžina ojačilnega zidu z odprtinami (ENV 1996-1-1:1995: 59 str.), ojačani zid pa se mora raztezati za višino ene petine nadstropja nad vsako odprtino.

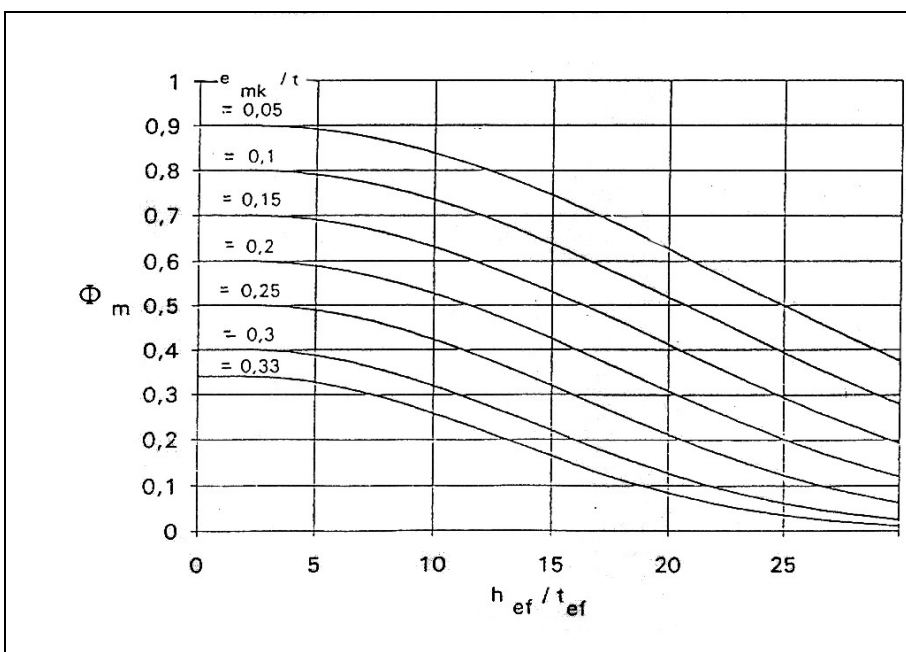


Minimalna dolžina ojačilnega zidu z odprtinami (ENV 1996-1-1:1995: 59 str.)

Učinkovita oz. efektivna debelina (t_{ef}) enojnih zidov, dvojnih zidov, fasadnih zidov in zidov, ki imajo sloje malte le ob krajnih robovih zidakov ter zidov z zapolnjenim vmesnim prostorom je enaka dejanski debelini zidu, t . Medtem ko je efektivna debelina prekatnega zidu, pri katerem sta lupini ustrezno povezani, določena z enačbo $t_{ef} = \sqrt[3]{t_1^3 + t_2^3}$, kjer sta t_1 in t_2 debelini lupin. Če ima obtežena lupina prekatnega zidu višjo vrednost elastičnega modula E kot druga lupina, moramo pri izračunu t_{ef} to ustrezno upoštevati. Kadar je obtežena samo ena lupina prekatnega zidu, pa lahko uporabimo za izračun učinkovite debeline zgornjo enačbo le pod pogojem, da se zidne spone zadostno upogljive, tako da obtežena lupina ne vpliva škodljivo na neobteženo lupino. Pri računanju učinkovite debeline neobtežene lupine njena vrednost ni večja od vrednosti debeline obtežene lupine.



Momenti iz izračuna ekscentričnosti (ENV 1996-1-1:1995: 73 str.)



Graf, ki prikazuje vrednosti Φ_m v odvisnosti od kvocienta vitkosti za različne normirane

ekscentričnosti $\frac{e_{mk}}{t}$ (ENV 1996-1-1:1995: 73 str.)

Pri dimenzioniranju je potrebno najprej določiti karakteristično osno tlačno nosilnost zidu, ki je odvisna od vrste uporabljenega zidaka in malte oz. njunih mehanskih lastnosti. Evropski predstandard nam ponuja različne formule za izračun karakteristične osne tlačne nosilnosti zidu, v odvisnosti od vrste uporabljene malte in prisotnosti vzdolžnih vertikalnih spojníc, pri čemer mora obtežba delovati pravokotno na sloje malte. Seveda mora pri tem zid izpolnjevati ostala določila ENV 1996, kar se tiče izvedbe in sestave zidu. Ko obravnavamo zid, katerega prečni prerez je manjši od $0,1 \text{ m}^2$, je potrebno karakteristično tlačno trdnost zidu f_k reducirati s faktorjem $(0,7 + 3 A)$. Pri tem A predstavlja obtežen vodoravni prerez zidu v m^2 .

Karakteristično tlačno trdnost nearmiranega zidovja f_k , ki je sestavljen iz normalne malte in ustreznega zidaka ter ima vse spojnice zapolnjene kot to zahteva evropski predstandard, določimo z izrazom $f_k = K f_b^{0,65} f_m^{0,25} \text{ (N/mm}^2\text{)}$, pri čemer f_m ne sme biti večja od 20 N/mm^2 ali $2f_b$. Pri tem je f_b normalizirana tlačna trdnost zidakov v N/mm^2 , f_m pa je specifična tlačna trdnost normalne malte v N/mm^2 . K je koeficient z enoto $(\text{N/mm}^2)^{0,10}$ in je odvisen od skupine zidaka in prisotnosti vzdolžne vertikalne spojnice ter je podan v Preglednici 4.1.

Preglednica 4.1: Vrednosti koeficienta K pri normalni malti

Skupina zidaka	Vzdolžna vertikalna spojnica	$K \text{ (N/mm}^2\text{)}^{0,10}$
Skupina 1	Ni prisotna	0,60
Skupina 1	Je prisotna	0,50
Skupina 2a	Ni prisotna	0,55
Skupina 2a	Je prisotna	0,45
Skupina 2b	Ni prisotna	0,50
Skupina 2b	Je prisotna	0,40
Skupina 3	/	0,40

Vzdolžna vertikalna spojnica lahko poteka skozi cel zid ali samo del zidu, kar pa ne vpliva na vrednost K (ostane nespremenjen).

Če pri betonskih zidkih skupine 2 zapolnimo vertikalne odprtine z betonom, dobimo vrednost f_b na podlagi tlačne trdnosti zidakov skupine 1, pri kateri karakteristična tlačna trdnost polnilnega betona ni manjša od tlačne trdnosti zidakov. Če pa je tlačna trdnost

polnilnega betona manjša od tlačne trdnosti zidakov, je tlačna trdnost zidakov enaka karakteristični trdnosti polnilnega betona.

Pri določevanju karakteristične osne tlačne trdnosti nearmiranega zidu iz tankoslojne malte nam evropski predstandard ponuja dve zvezi glede na vrsto uporabljenega zidaka, pri čemer morajo biti vse spojnice zapolnjene v skladu z evropskim predstandardom. Pri uporabi silikatnih zidakov ali pa parjenih ter aeriranih betonskih zidakov skupine 1 v kombinaciji s tankoslojno malto, določimo karakteristično tlačno trdnost zidu z izrazom $f_k = 0,8 f_b^{0,85}$. Pri tem morajo biti izpolnjeni še naslednji pogoji:

- tolerance dimenzij so takšne, da so primerne za uporabo tankoslojne malte;
- normalizirana tlačna trdnost zidakov f_b ne presega 50 N/mm^2 ;
- tlačna trdnost tankoslojne malte znaša vsaj 5 N/mm^2 ;
- debelina zidu je enaka širini ali dolžini zidakov, tako da v celotnem zidu ni vzdolžne navpične spojnice.

Če v kombinaciji s tankoslojno malto uporabimo druge vrste zidakov od zgoraj naštetih, pa izračunamo karakteristično tlačno trdnost nearmiranega zidovja iz tankoslojne malte z enakim izrazom kot pri zidu iz normalne malte, le koeficienti K so drugačnih vrednosti. Za zidake skupine 1 je K enak 0,70; za zidake skupine 2a je K enak 0,60 in za zidake skupine 2b pa je K enak 0,50.

Pri uporabi malte iz lahkega agregata določimo karakteristično osno tlačno trdnost nearmiranega zidu z izrazom $f_k = K f_b^{0,65} \text{ N/mm}^2$. Uporabljeni zidaki morajo biti iz skupine 1, 2a ali 2b, vse spojnice med njimi pa morajo biti zapolnjene v skladu z evropskim predstandardom. Pri tem f_b ne sme biti večja od 15 N/mm^2 , debelina zidu pa mora biti enaka širini oziroma dolžini zidakov, tako da skozi celoten zid ali del zidu ne potekajo vzdolžne spojnice. Za konstanto K v $(\text{N/mm}^2)^{0,35}$ upoštevamo naslednje vrednosti:

- $K = 0,80$ - če je gostota malte iz lahkega agregata večja od 600 in manjša od 1500 kg/m^3 in je zid zidan iz betonskih zidakov, narejenih iz lahkega agregata, ali parjenih in aeriranih zidakov;
- $K = 0,70$ - če je gostota malte iz lahkega agregata večja od 700 kg/m^3 in manjša od

1500 kg/m³ in je zid narejen iz opečnih zidakov ali silikatnih zidakov;

- $K = 0,55$ - če je gostota malte iz lahkega agregata večja od 600 kg/m³ in manjša od 700 kg/m³ in je zid narejen iz opečnih zidakov ali silikatnih zidakov.

Karakteristično tlačno trdnost nearmiranega zidu iz lupinastih (votlih) zidakov skupine 1, ki so postavljeni na svojih zunanjih robovih na dva enaka trakova normalne malte, lahko izračunamo z enačbo $f_k = K f_b^{0,65} f_m^{0,25}$ (N/mm²), če so izpolnjeni naslednji pogoji:

- širina posameznega traku malte znaša 30 mm ali več;
- vzdolžna vertikalna spojnica malte ni prisotna;
- kvocient b/t ne presega 0,8.

Pri tem je b razdalja med središčnima črtama trakov malte, t pa je debelina zidu.

Za koeficient K privzamemo naslednje vrednosti:

- $K = 0,60$, če je $b/t \leq 0,5$,
- $K = 0,30$, če je $b/t = 0,8$.

Za vmesne vrednosti b/t izvedemo linearno interpolacijo.

Zgoraj določene karakteristične osne tlačne trdnosti neamiranega zidu veljajo za primer, če obtežba deluje pravokotno na sloje malte. V primeru, da obtežba ne deluje pravokotno na sloje malte, ampak deluje vzporedno z njimi, lahko uporabimo zgoraj podane izraze le, če pri tem uporabimo normalizirano tlačno trdnost zidaka f_b , ki jo dobimo iz eksperimentalno določene tlačne trdnosti zidaka, pri čemer je smer obremenitve testnih primerkov enaka smeri učinkov obtežbe zidovja, ter pri tem upoštevamo ustrezen faktor δ . Vrednost faktorja δ ostane pri zidkih skupine 1 nespremenjena, vendar ne večja od 1,0, pri skupinah zidakov 2a in 2b pa moramo vrednost koeficienta K iz tabele pomnožiti z 0,5.

4.3 Dimenzioniranje zidanih konstrukcij na strižno obremenitev

Strižno nosilnost zidu zagotavljajo etažne konstrukcije in strižni zidovi. Odprtine in žlebovi v zidovih vplivajo na strižno nosilnost, zato jih je potrebno primerno upoštevati, kar podrobneje navaja evropski predstandard ENV 1996-1-1. Pri dimenzioniranju zidanih konstrukcij na strižno obremenitev mora biti pogoj $V_{Sd} \leq V_{Rd}$. Pri tem je V_{Sd} računaska vrednost strižne

obremenitve v MSN, V_{Rd} pa strižna nosilnost zidu, ki jo bomo obravnavali kasneje. Najprej pa moramo pravilno analizirati vodoravno in navpično obremenitev obravnavanega zidu.

Pri analizi strižnih zidov je potrebno upoštevati tako vodoravno kot tudi navpično zunanjo obtežbo, ki deluje ugodno na strižno nosilnost. Zato je potrebno pri računu upoštevati minimalno osno silo, ki jo dobimo s pomočjo globalne analize naše konstrukcije. Kadar imamo sorazmerno toge etažne konstrukcije, kot je npr. armirano betonska plošča, lahko razporedimo vodoravne sile na strižne zidove, ki so vzporedni s smerjo obtežbe, glede na njihovo togost. Poenostavljeno rečeno; sorazmerno glede na njihov horizontalni strižni prerez, ki je odvisen od debeline in dolžine strižnega zidu, ob pogoju, da je elastični modul vseh zidov približno enak.

Računska strižna nosilnost zidu je odvisna od debeline zidu (t), karakteristične strižne trdnosti zidu (f_{vk}), na katero poleg mehanskih lastnosti malte in zidaka vpliva tudi vertikalna obtežba, katere vpliv se upošteva v formuli kor računski tlačni napetost σ_d . Pri tem se upošteva samo tlačeni del zidu, natezni del zidu pa zanemarimo. Računsko strižno nosilnost zidu izračunamo

z enačbo $V_{Rd} = \frac{f_{vk} t l_c}{\gamma_m}$. l_c je dolžina tlačenelega dela zidu, ki ga izračunamo tako, da

predvidevamo trikotno razporeditev napetosti. Pri programu ZIDKO je upoštevana naslednja poenostavitev za izračun l_c :

- če je $e = M_{Sd}/N_{Sd} < L/6$, je $l_c = L$,
- če je $e \geq L/6$, je $l_c < L$: $l_c = 3(L/2 - e)$.

L je dolžina zidu, M_{Sd} je računski vrednost momenta merodajne obtežne kombinacije, N_{Sd} pa računski vrednost osne sile merodajne obtežne kombinacije.

Način izračuna f_{vk} je odvisen od uporabljene malte ter zapoljenosti spojev, kot bomo videli v nadaljevanju. Kjer je zid izpostavljen seizmični aktivnosti, je način izračuna f_{vk} enak, le da mejne vrednosti iz preglednice Vrednosti f_{vko} in mejne vrednosti f_{vk} za normalno malto (ENV 1996-1-1:1995), ki nastopajo v enačbah, reduciramo s faktorjem $k=0,7$.

Karakteristična strižna trdnost nearmiranega zidu z normalno malto

Karakteristična strižna trdnost nearmiranega zidu, f_{vk} , izdelanega z normalno malto, ki zapolnjuje vse spoje v skladu z evropskim predstandardom, je določena z izrazom:

$$f_{vk} = \min \begin{cases} f_{vko} + 0,4\sigma_d \\ 0,065 f_b, \text{ vendar ne manj kot } f_{vko} \\ \text{mejna vrednost } f_{vk} \text{ iz preglednice} \end{cases}$$

Pri tem je f_{vko} strižna trdnost zidu, ki ni obremenjen z normalno napetostjo $\bar{v} = 0$. Dobljena je eksperimentalno v skladu z določili ENV 1996-1-1 in je navedena v preglednici Vrednosti f_{vko} in mejne vrednosti f_{vk} za zid z normalno malto (ENV 1996-1-1:1995). f_b je normalizirana tlačna trdnost zidakov, če obtežba deluje pravokotno na odprtine zidaka. Torej se ne upošteva tlačna trdnost zidakov v smeri strižne sile. Če pa imamo pravokotne spojnice nezapolnjene, pa karakteristično strižno trdnost zidu izračunamo z izrazom:

$$f_{vk} = \min \begin{cases} 0,5 f_{vko} + 0,4\sigma_d \\ 0,045 f_b, \text{ vendar ne manj kot } f_{vko} \\ 0,7 * \text{mejna vrednost } f_{vk} \text{ iz preglednice} \end{cases}$$

Kadar pa kombiniramo normalno malto in lupinaste zidake skupine 1, kjer imamo dva enaka sloja normalne malte le ob krajnih robovih zidakov, ki sta široka najmanj 30 mm, je karakteristična strižna trdnost zidu določena z izrazom:

$$f_{vk} = \min \begin{cases} \frac{g}{t} f_{vko} + 0,4\sigma_d \\ 0,05 f_b, \text{ vendar ne manj kot } f_{vko} \\ 0,7 * \text{mejna vrednost } f_{vk} \text{ iz preglednice} \end{cases}$$

g je celotna širina dveh trakov malte, t pa debelina zidu.

Karakteristična strižna trdnost nearmiranega zidu s tankoslojno malto

Če uporabljamo tankoslojno malto s parjenimi ali aeriranimi betonskimi zidaki, silikatnimi ali betonskimi zidaki, lahko f_{vk} izračunamo po enačbah, ki veljajo za zid z normalno malto. Za mejne vrednosti lahko upoštevamo podatke iz preglednice Vrednosti f_{vko} in mejne vrednosti f_{vk} za zid z normalno malto (ENV 1996-1-1:1995), vendar pri tem vzamemo vrednosti za opečne zidake iste skupine in malto razredov M10 – M20, kljub temu seveda, da mi ne uporabljamo glinenih zidakov.

Karakteristična strižna trdnost narmiranega zidu z malto iz lahkega agregata

Če uporabljamo malto iz lahkkih agregatov, lahko f_{vk} izračunamo po enačbah, ki veljajo za zid z normalno malto, vendar moramo pri tem upoštevati mejne vrednosti iz preglednice Vrednosti f_{vko} in mejne vrednosti f_{vk} za zid z normalno malto (ENV 1996-1-1:1995) za malto razreda M5.

Vrednosti f_{vko} in mejne vrednosti f_{vk} za zid z normalno malto (ENV 1996-1-1:1995: 58 str.)

Zidak	Malta	f_{vko} (N/mm ²)	Mejna f_{vk} (N/mm ²)	
Opečni zidaki skupine 1	M10 – M20	0,3	1,7	
	M2,5 – M9	0,2	1,5	
	M1 – M2	0,1	1,2	
Zidaki skupine 1 (brez opečnih in kamnitih zidakov)	M10 – M20	0,2	1,7	
	M2,5 – M9	0,15	1,5	
	M1 – M2	0,1	1,2	
Kamniti zidaki skupine 1	M2,5 – M9	0,15	1,0	
	M1 – M2	0,1	1,0	
Opečni zidaki skupine 2	M10 – M20	0,3	Manjša vzdolžna ali tlačna trdnost (glej opombo)	1,4
	M2,5 – M9	0,2		1,2
	M1 – M2	0,1		1,0
Zidaki skupine 2a (brez opečnih zidakov) in opečni zidaki skupine 2b	M10 – M20	0,2	vzdolžna ali tlačna trdnost (glej opombo)	1,4
	M2,5 – M9	0,15		1,2
	M1 – M2	0,1		1,0
Zidaki skupine 3	M10 – M20	0,3	Ni mejnih vrednosti razen tistih podanih pri enačbi (3.4)	
	M2,5 – M9	0,2		
	M1 – M2	0,1		
Opomba: Za zidake skupine 2a in 2b, pri katerih je vzdolžna tlačna trdnost izmerjena trdnost, δ ne sme presegati vrednosti 1,0.				
Če predvidevamo, da je vzdolžna tlačna trdnost večja od $0,15 f_b$, preizkusi niso potrebni.				

5 POENOSTAVLJENA METODA RAČUNANJA ZIDANIH KONSTRUKCIJ PO PREDSTANDARDU ENV 1996-1-1

V tem poglavju je predstavljena poenostavljena računsko metoda za dimenzioniranje nearmiranih zidanih konstrukcij obteženih z vertikalno obtežbo, ki jo obravnava drugo poglavje 3. dela predstandarda ENV 1996-1-1.

5.1 Pogoji za uporabo poenostavljene računske metode za dimenzioniranja nearmiranega zidovja izpostavljenega navpični obtežbi

Poenostavljena metoda, dimenzioniranja zidanih konstrukcij na osno obremenitev, upošteva vrsto poenostavitve in nam omogoča lažji in hitrejši račun. Za njeno uporabo pa morajo biti izpolnjeni določeni pogoji, zaradi katerih je možna poenostavitev izračuna. Tako višina zgradbe nad koto terena ne sme presegati 20 m. Če ima obravnavana konstrukcija poševno streho, se za višino zgradbe privzame višina med koto terena in sredinsko točko med slemenom in kapjo. Ekscentričnost obtežbe mora biti znotraj predvidene meje, ki jo upošteva poenostavljena računsko metoda, razpon medetažne konstrukcije podprte z zidovi pa ne sme presegati 7,00 m. V kolikor gre za zid, ki tvori končno podporo; to je takrat, ko imamo prostoležečo ploščo ali prvo oz. zadnje polje plošče, ki kontinuirno poteka preko več polj; je kriterij strožji, ker je ekscentričnost obtežbe večja kot pri vmesnem zidu. V tem primeru mora biti izpolnjen pogoj $l \leq 4,0 + 10t$, pri čemer je t dejanska debelina zidu, l pa razpon prekladne konstrukcije v m. Če je obravnavan krajni zid prekatni zid upoštevamo za t dejansko debelino nosilne lupine zidu. Pri tem karakteristična vrednost pomične obtežbe etaž ne sme presegati $5,0 \text{ kN/m}^2$. Upogibni momenti, ki se pojavijo v zidu, so lahko le posledica samo zgoraj omenjene navpične obtežbe etažne konstrukcije in vetra, kakršnakoli druga obtežba pa ne sme biti prisotna. Zidovi, ki so izpostavljeni obtežbi vetra, morajo glede debeline t izpolnjevati naslednja dva pogoja:

- pri zgradbah z višino do 10 m nad koto terena mora biti $t \geq 170 \text{ mm}$,
- pri zgradbah z višino 10 -20 m nad koto terena pa mora biti $t \geq 200 \text{ mm}$.

Pri tem sem opazil pomanjkljivost tega kriterija, saj nikjer predstandard ne navaja največje dovoljene obtežbe z vetrom, ki jo poenostavljea metoda računa še dopušča. Da pa so upogibni momenti zidu znotraj predvidenih mej, svetla višina etaže ne sme presegati 2,80 m. Na nivoju vsake medetaže konstrukcije morajo biti zidovi vodoravno podprti z medetažno konstrukcijo v smeri pravokotno na ravnino zidu, lahko so podprti neposredno z medetažno konstrukcijo (npr. AB plošča) ali pa mora biti izveden venec iz vodoravnih vezi, ki ima zadostno togost (ujeto zidovje). Celotna zgradba mora biti projektirana in konstruirana v skladu s 4.1 ENV 1996-1-1, da dosega ustrezno stabilnost in trdnost pri normalni uporabi in nezgodnih situacijah.

5.2 Poenostavljena računaska metoda dimenzioniranja tlačno obremenjenega zidovja

Poenostavljena metoda dimenzioniranja tlačno obremenjenega zidovja temelji na metodi mejnih stanj. Za obravnavan zid mora biti v mejnem stanju nosilnosti izpolnjen pogoj: $N_{sd} \leq N_{rd}$, kar pomeni, da mora biti računaska osna tlačna sila zidu (N_{sd}) manjša ali enaka računski osni tlačni nosilnosti zidu (N_{rd}).

Če na strižni zid delujejo velike horizontalne obtežbe ali je zid podvržen zemeljskemu pritisku, je potrebna kontrola ekscentričnosti, pri kateri je merodajna obtežna kombinacija tista, ki upošteva minimalno vertikalno obtežbo ($N_{sd} = 1,00 * N_{Gk}$) in maksimalno obtežbo, ki povzroča upogibni moment ($\gamma_F = 1,5$). Za ta primer je podan graf na 43. strani diplomske naloge, ki prikazuje vpliv prisotne ekscentričnosti e_{mx} na nosilnost zidu.

Osnovna formula za izračun računske osne tlačne nosilnosti zidu, je enaka kot pri splošni

metodi: $N_{rd} = \frac{\phi * t * f_k}{\gamma_M}$. Pri tem je ϕ redukcijski faktor glede na vitkost in ekscentričnost

obtežbe, f_k karakteristična tlačna trdnost zidu, γ_M delni varnostni faktor za material in t dejanska debelina zidu.

Izračun karakteristične tlačne trdnosti pa je poenostavljen. Dobimo jo z množenjem osnovne vrednosti karakteristične tlačne trdnosti zidu f_k iz preglednice "Osnovne vrednosti karakteristične tlačne trdnosti f_k nearmiranega zidovja v N/mm^2 " (3. del predstandarda ENV 1996-1-1)

S faktorjem k iz preglednice Faktor povečanja in redukcijski faktor k_1 (3. del predstandarda ENV 1996-1-1). Način uporabe tabel za upoštevanje različne vrste malte pa je podan v nadaljevanju.

Normalna malta:

Osnovne vrednosti f_k iz preglednice povečamo oziroma zmanjšamo glede na skupino zidakov in prisotnost vertikalne vzdolžne spojnice kjerkoli v zidu.

Malta iz lahkega agregata:

Osnovne vrednosti za f_k v preglednici so podane za malto iz lahkega agregata specifične teže $600 - 700 \text{ kg/m}^3$. Če imamo malto iz lahkega agregata specifične teže $700 - 1500 \text{ kg/m}^3$, lahko osnovne vrednosti f_k pomnožimo s faktorjem $k_2 = 1,27$. Za betonske zidake iz lahkega agregata in parjene ter aerirane zidake iz betona v kombinaciji z malto iz lahkega agregata specifične teže $600 - 1500 \text{ kg/m}^3$ pa osnovne vrednosti f_k povečamo s faktorjem $k_2 = 1,45$.

Tankoslojna malta:

Osnovne vrednosti za f_k v preglednici so veljavne samo za silikatne in parjene ter aerirane betonske zidake skupine 1 brez prisotnosti vzdolžne navpične spojnice. Za vse ostale vrste zidakov v kombinaciji s tankoslojno malto je potrebno osnovne vrednosti f_k iz preglednice za normalno malto pomnožiti s $k_1 = 1,4$ za skupino 1, $k_1 = 1,2$ za skupino 2a in $k_1 = 1,0$ za skupino zidakov 2b.

Osnovne vrednosti karakteristične tlačne trdnosti f_k nearmiranega zidovja v N/mm^2 (3. del predstandarda ENV 1996-1-1: 5 str.)

f_b N/mm^2	normalna malta				malta iz lahkega agregata (1)	tankoslojna malta (2)
	M 2,5	M 5	M 10	M 20		
2	1,0	1,2	1,4	1,7	0,9	1,4
4	1,6	1,8	2,2	2,6	1,4	2,6
6	2,0	2,4	2,9	3,4	1,8	3,7
8	2,4	2,9	3,4	4,1	2,1	4,7
10	2,8	3,3	4,0	4,7	2,5	5,7
12	3,2	3,8	4,5	5,3	2,8	6,6
16	3,8	4,5	5,4	6,4	3,2	8,4
20	4,4	5,2	6,2	7,4	3,2	10,2
25	5,1	6,1	7,2	8,6	3,2	12,3
30	5,7	6,8	8,1	9,7	3,2	14,4
faktorji	k_1	k_1	k_1	k_1	k_2	-

(1) za malto iz lahkega agregata s specifično težo 600 – 700 kg/m^3
(2) za silikatne in parjene ter aerirane betonske zidake skupine 1 brez prisotne vzdolžne navpične spojnice
Linearna interpolacija je dovoljena

Faktor povečanja in redukcijski faktor k_1 (3. del predstandarda ENV 1996-1-1: 5 str.)

	Skupina zidakov		1	2a	2b	3
normalna malta	brez vzdolžne navpične spojnice	$k_1=$	1,2	1,1	1,0	0,8
	z vzdolžno navpično spojnico	$k_1=$	1,0	0,9	0,8	0,8
tankoslojna malta - ostala razen (2)		$k_1=$	1,4	1,2	1,0	-

Pri poenostavljeni računski metodi se kontrolira samo srednja petina zidu, ker se predpostavlja, da je ob izpolnjevanju vseh kriterijev za uporabo te metode, merodajen uklon, katerega vpliv zajamemo z redukcijskim faktorjem, ki je odvisen od efektivne višine zidu (h_{ef}) in dejanske debeline zidu (t). Redukcijski faktor Φ izračunamo z izrazom:

$$\phi = 0,85 - 0,0011 \left(\frac{h_{ef}}{t} \right)^2, \text{ pri čemer je potrebno podati } h_{ef} \text{ in } t \text{ v m. Če imamo opravka s}$$

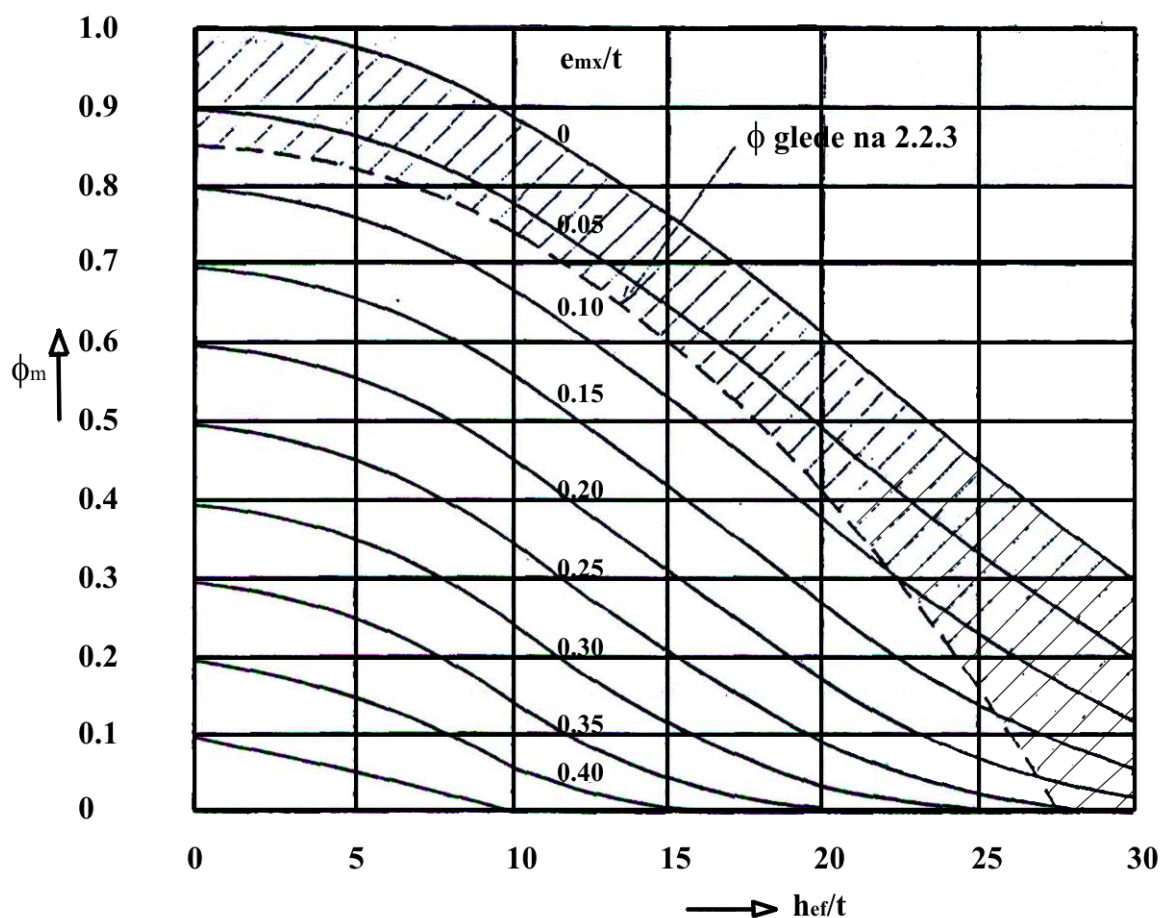
prekatnim zidom, za vrednost t upoštevamo debelino nosilne notranje lupine zidu. Podana formula je približek redukcijskega faktorja, ki ga izračunamo s splošno metodo, zajame pa vpliv uklona oz. vitkosti ter naključne ekscentričnosti zaradi netočnosti izvedbe in ekscentričnosti zaradi vpliva lezenja. Do določene mere je upoštevana tudi ekscentričnost na sredini višine zidu zaradi zunanje obtežbe, kar zagotovimo z izpolnjevanjem pogojev za uporabo te metode glede na maksimalno dovoljeno vertikalno obtežbo in dovoljeno maksimalno razdaljo med zidovi kot podporami medetažnih konstrukcij. Ekscentričnost zaradi zunanje obtežbe v srednji petini zidu (e_{mx}), ki je še upoštevana v enačbi

$$\phi = 0,85 - 0,0011 \left(\frac{h_{ef}}{t} \right)^2, \text{ je odvisna od vitkosti zidu in variira od } e_{mx} = 0,075 t \text{ pri } h/t = 0 \text{ do}$$

$e_{mx} = 0,300 t$ pri $h/t = 27$, kolikor znaša tudi največja dovoljena vitkost zidu. Nazorno nam to prikazuje graf Redukcijski faktor Φ_m kot funkcija konstrukcijske ekscentričnosti e_{mx} (Dodatek A k poglavju 2.2.4 predstandarda ENV 1996-1-1: 9 str.), kjer polne linije predstavljajo Φ_m , dobljen po splošni metodi in je natančnejši, črtkana linija pa prikazuje Φ_m , izračunan po enačbi poenostavljene računske metode. Šrafiran del grafa prikazuje ekscentričnost zaradi

zunanje obtežbe, ki jo varno zajame enačba $\phi = 0,85 - 0,0011 \left(\frac{h_{ef}}{t} \right)^2$. Če pričakujemo večje

ekscentričnosti (območje pod črtkano linijo), npr.: ekstremne obtežbe vetra, lahko uporabimo kar vrednosti iz tega grafa, kjer je redukcijski faktor Φ podan kot funkcija dejanske ekscentričnosti zaradi vertikalne obtežbe zidu glede na naključno ekscentričnost ($e_a = h_{ef}/450$) ter ekscentričnost zaradi vpliva lezenja e_k ($\Phi_\infty = 1,5$), ki sta že upoštevani v grafu. Pri tem velja omeniti, da lahko vpliv lezenja pri kamnitih in opečnih zidkih zanemarimo, kar nam poenostavljena računski metoda in vrednosti iz grafa ne omogočajo, vendar smo na varni strani. Te vrednosti so dobljene s splošno metodo evropskega predstandarda ENV 1996-1-1, ki sem ga obravnaval v 4. poglavju diplomske naloge.

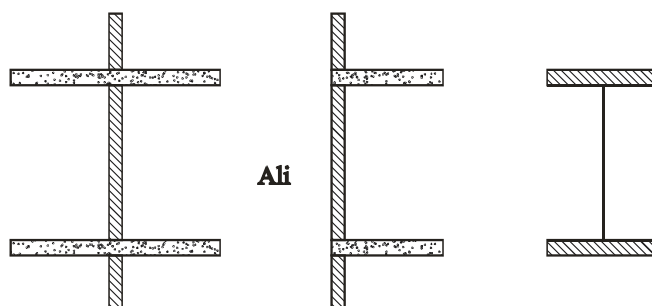


Redukcijski faktor Φ_m kot funkcija konstrukcijske ekscentričnosti e_{mx} (Dodatek A k poglavju 2.2.4 predstandarda ENV 1996-1-1: 9 str.)

Efektivna višina zidu je pri poenostavljeni metodi določena z enakim izrazom kot pri splošni metodi: $h_{ef} = \rho * h$, razlikuje pa se izračun redukcijskega faktorja (ρ), čeprav je sam princip glede na statične modele enak. Efektivna višina zidu je odvisna od svetle višine etaže (h) in redukcijskega faktorja ρ , ki je odvisen od števila podprtih robov in njihove vpetosti. Glede na to imamo štiri statične modele in njim pripadajoče izraze za redukcijski faktor:

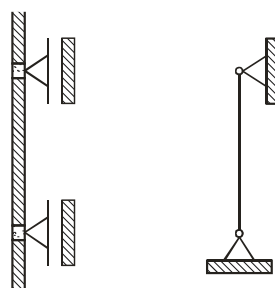
- 1) Zid je zgoraj in spodaj podprt z armiranobetonsko ali prednapeto ploščo, ki nalega vsaj na $2/3$ celotne debeline zidu, vendar ne manj od 85 mm. Tak konstrukcijski sklop ustreza zgoraj in spodaj togo vpetemu elementu pri katerem je $\rho = 0,75$. Pri tem vidimo, da je pri zidanih konstrukcijah njegova vrednost večja, saj je pri armirano betonskih, lesenih in jeklenih konstrukcijah njegova vrednost enaka 0,5. Razlog gre

pripisati temu, da je zid dvokomponenten material, ki ne omogoča take stopnje vpetosti kot predhodno omenjeni materiali.



Togo vpet zid zgoraj in spodaj (3. del predstandarda ENV 1996-1-1: 7 str.)

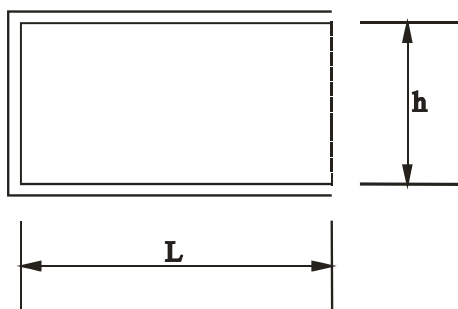
- 2) Ostali primeri zidov, so le zgoraj in spodaj prečno podprti zidovi, pri katerih medetažne konstrukcije ne preprečuje zasukov, ampak zidove podpirajo samo v vodoravni smeri oziroma so te podprte z venci ustrezne togosti. Tak konstrukcijski sklop ustreza členkasto bočno podprtemu modelu zgoraj in spodaj pri katerem ρ znaša $\rho = 1,0$.



Členkasto vpet zid zgoraj in spodaj (3. del predstandarda ENV 1996-1-1: 7 str.)

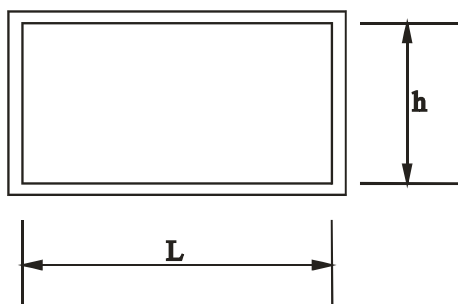
- 3) Zid je bočno podprt zgoraj in spodaj ter na enem navpičnem robu (ima en prost rob).

V tem primeru je ρ definiran z izrazom: $\rho = 1,5 \frac{L}{h}$. Pri tem morata biti izpolnjena še dva pogoja: $\rho \leq 0,75$, če je zid togo vpet zgoraj in spodaj kot v primeru 1, ali $\rho \leq 1,00$, če je zid členkasto podprt zgoraj in spodaj kot v primeru 2, saj ne more imeti zid, ki je podprt na treh robovih, večje uklonske dolžine kot zid, ki je podprt samo zgoraj in spodaj.



Zid bočno podprt na treh robovih (3. del predstandarda ENV 1996-1-1: 7 str.)

- 4) Zid je bočno podprt zgoraj in spodaj ter na obeh bočnih robovih. V tem primeru je ρ določen z izrazom: $\rho = \frac{L}{2h}$. Pri tem morata biti izpolnjena še dva pogoja: $\rho \leq 0,75$, če je zid toga vpet zgoraj in spodaj kot v primeru 1, ali $\rho \leq 1,00$, če je zid členkasto podprt zgoraj in spodaj kot v primeru 2, saj ne more imeti zid, ki je podprt na štirih robovih, večje uklonske dolžine kot zid, ki je podprt samo zgoraj in spodaj.



Zid bočno podprt na vseh štirih robovih (3. del predstandarda ENV 1996-1-1: 8 str.)

Pri zidovih, ki imajo podprt vsaj en navpičen rob, je ρ odvisen tudi od svetle višine (h) in razdalje med vertikalnima robovoma (L), ker bočno podprt navpičeni rob ugodno deluje na uklon in zmanjšuje uklonsko dolžino.

6 NAVODILA ZA UPORABO PROGRAMA ZIDKO

Računalniški program ZIDKO deluje v okolju Windows. Njegova programska koda je napisana v programskem jeziku visual basic. Omogoča hitro in enostavno dimenzioniranje po principih splošne metode za nearmirane zidane konstrukcije evropskega predstandarda ENV 1996-1-1, ki sem jo obravnaval v 4. poglavju diplomske naloge. Omogoča dimenzioniranje na osno tlačno in strižno obremenitev, tudi v primeru potresne obtežbe. V nadaljevanju tega poglavja bom na kratko opisal samo vhodne podatke in način uporabe programa, medtem ko so vse enačbe, načini izračuna in določitev različnih parametrov v skladu s splošno metodo dimenzioniranja zidanih konstrukcij po evropskem predstandardu ENV 1996-1-1, podani v drugem, tretjem in četrtem poglavju diplomske naloge.



Slika 6.1: Vizitka programa ZIDKO

Osnovno pogovorno okno, ki se pojavi, ko zažene program prikazuje slika 6.2: Glavno okno programa ZIDKO. Iz tega okna se vršijo vsi vnosi podatkov o konstrukciji in obtežbi ter tudi končni izračun.

ZIDKO

Projekt Parametri Izračun Pomoč

Mehanske karakteristike

Zidaki in malte:

Geometrija zidakov:

a= ni izbrana mm

b= ni izbrana mm

h= ni izbrana mm

fb=

Skupina zidakov: ni izbrana

Kategorija zidakov: ni izbrana

Material zidakov: ni izbrana

Marka malte: ni izbrana

Vrsta malte: ni izbrana

Gostota malte: kg/m³

Smer obtežbe: ni izbrana

račfm= ni izračunano N/mm²

K= ne obstaja ta primer

fk= ni izračunano N/mm²

fvko= ni izračunano N/mm²

limfvk= ni pomembna N/mm²

gammaM= ni izračunan

Zidovje:

Kategorija izvedbe zidovja: ni izbrana

Tip zidovja: ni izbrana

Obstoj vertikalne spojnice: ni izbrana

Zapolnjenost vseh spojev: ni izbrana

Zapolnjenost pravokotnih spojev: ni izbrana

Armatura zidu: ni izbrana

Geometrija zidovja:

t= ni izbrana mm

L= ni izbrana mm

H= ni izbrana mm

Htot= ni izbrana m napaka

Število podprtih zidov: ni izbrano

Merodajne računske obtežne kombinacije:

Merodajne obtežne kombinacije (za osno tlačno nosilnost):

Oсна sila:

Nsd1= ni podano kN/m'

Nsdm= ni podano kN/m'

Nsd2= ni podano kN/m'

Moment:

Msd1= ni podano kNm/m'

Msdm= ni podano kNm/m'

Msd2= ni podano kNm/m'

Prečna sila:

Vsd1= ni podano kN/m'

Vsdm= ni podano kN/m'

Vsd2= ni podano kN/m'

Vrsta obtežne kombinacije: ni definirana

Merodajne računske obtežne kombinacije za strig:

NSd= ni podano kN

VSd= ni podano kN

MSd= ni podano kNm

Preračun

kred= ne obstaja

Tankost zidov= ni izračunana

e1= ni izračunana m

e2= ni izračunana m

emk= ni izračunana m

NRd1= ni izračunan kN/m

NRdm= ni izračunan kN/m

NRd2= ni izračunan kN/m

q2= ni izbrano

q3,4= ni izbrano

Kontrola strižnih napetosti:

fvk= ni izračunana N/mm²

VRd= ni izračunana kN

Slika 6.2: Glavno okno programa ZIDKO

Prvi korak je vnos merodajnih računskih vrednosti sil in momentov ločeno za osno tlačno nosilnost, kjer se podajajo vrednosti na tekoči meter, ter za strižno nosilnost, kjer obravnavamo zid kot celoten element. Tu bi opozoril, da sta merodajni obtežni kombinaciji za strig in tlak različni, ker je pri strigu potrebno upoštevati minimalno tlačno silo. Obtežne kombinacije so določene v drugem poglavju diplomske naloge. Za primer osne tlačne nosilnosti je potrebno klikniti v glavnem meniju na meni **Parametri** → **Obtežne kombinacije** → **za osno tlačno nosilnost** s čemer odpremo naslednje pogovorno okno, ki ga prikazuje slika 6.4: Okno za vnos merodajne obtežne kombinacije za tlačno osno nosilnost. Tukaj vnesemo računske vrednosti notranjih sil. Velikost sil podajamo na tekoči meter v obliki pozitivnih vrednosti. N_{sd1} predstavlja tlačno osno silo v zgornjem vozlišču zidu, N_{sd2} predstavlja tlačno

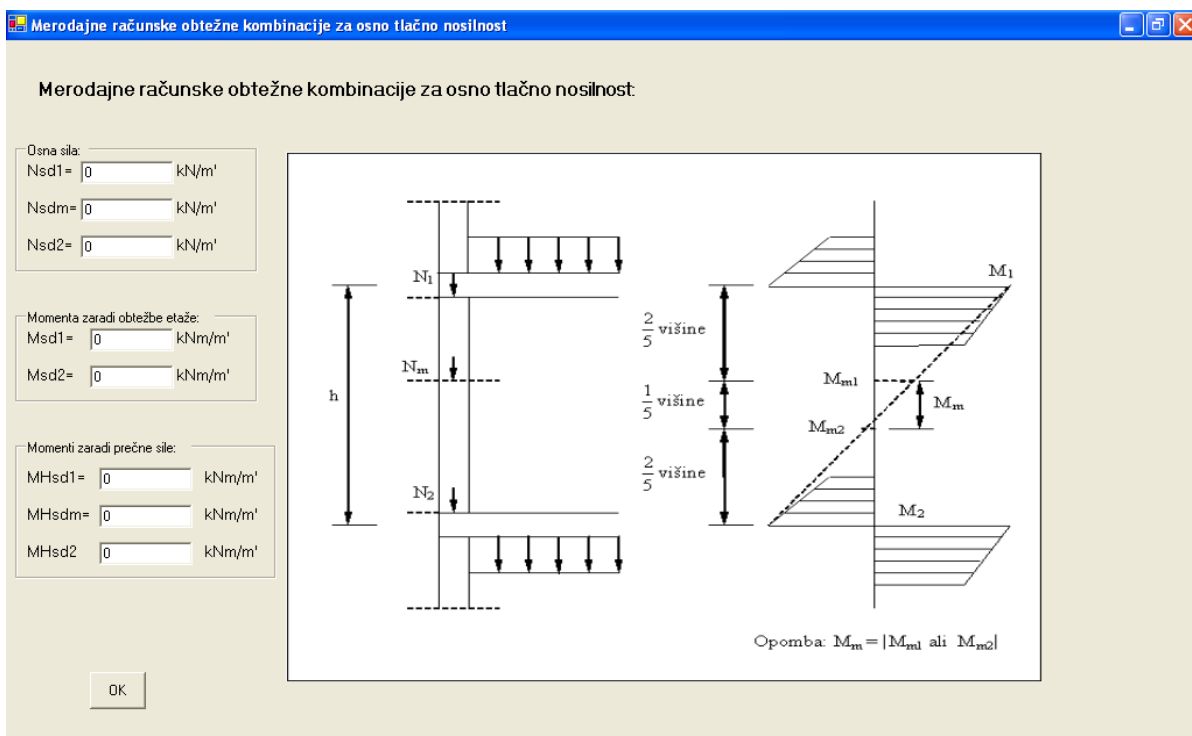
osno silo v spodnjem vozlišču zidu, N_{sdm} pa tlačno osno silo v srednji petini zidu. M_{sd1} je upogibni moment zaradi obtežbe z zgornjo medetažno konstrukcijo, M_{sd2} pa je upogibni moment zaradi obtežbe s spodnjo medetažno konstrukcijo, medtem ko moment v srednji petini zidu M_{sdm} program izračuna z linearno interpolacijo robnih momentov M_{sd1} in M_{sd2} pri čemer upošteva največjo absolutno vrednost upogibnega momenta v srednji petini višine zidu. Program izračuna najprej vrednosti upogibnega momenta v zgornjem (M_{sdm1}) in spodnjem (M_{sdm2}) vozlišču srednje petine zidu z naslednjima enačbama:

$$\bullet \quad M_{sdm1} = \left| M_{sd1} - \frac{2}{5} * (|M_{sd1}| + |M_{sd2}|) \right| \quad 6.1$$

$$\bullet \quad M_{sdm2} = \left| M_{sd2} - \frac{2}{5} * (|M_{sd1}| + |M_{sd2}|) \right| \quad 6.2$$

Nato za M_{sdm} privzame večjo vrednost od M_{sdm1} in M_{sdm2} z enačbo:

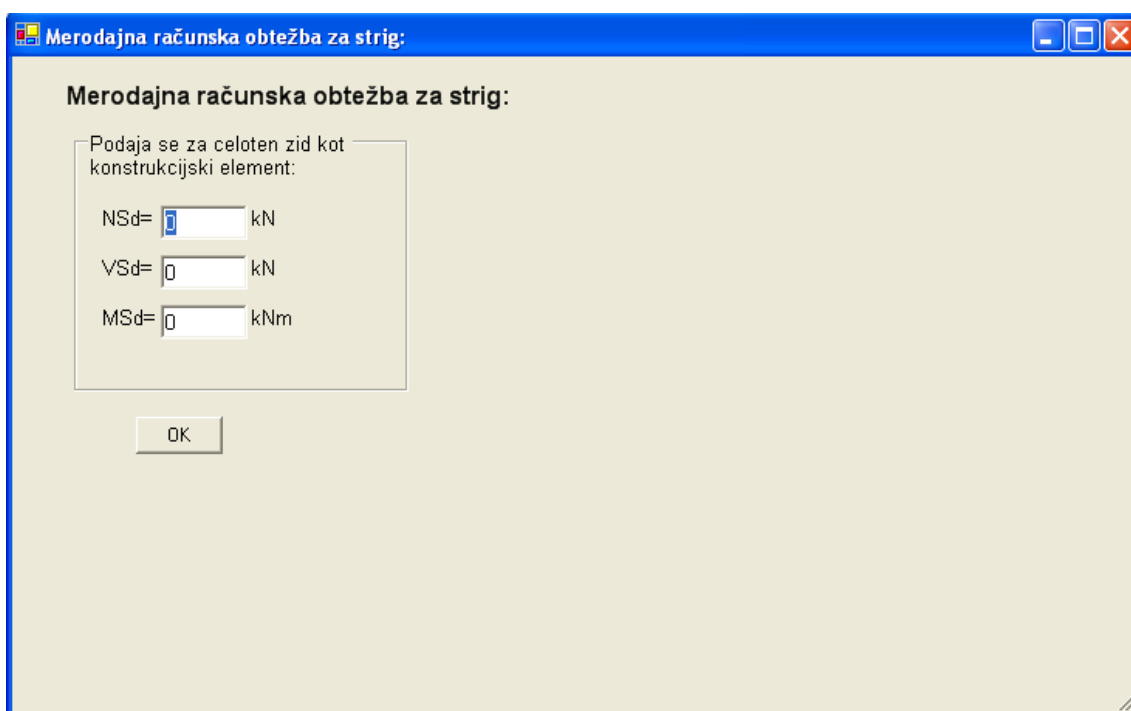
$$\bullet \quad M_{sdm} = \max(M_{sdm1}, M_{sdm2}) \quad 6.3$$



Slika 6.3: Okno za vnos merodajne obtežne kombinacije za tlačno osno nosilnost

M_{Hsd1} , M_{Hsd2} in M_{Hsdm} so upogibni momenti zidu v zgornjem in spodnjem robu zidu ter srednji petini zidu zaradi delovanja horizontalne obtežbe prečno na zid (npr. vetra), ki vplivajo na ekscentričnost zaradi horizontalne obtežbe e_{hi} . Okno zapremo s klikom na gumb **OK**.

Za primer strižne nosilnosti je potrebno v glavnem meniju klikniti na meni **Parametri** → **Obtežne kombinacije** → **za strižno nosilnost** s čemer odpremo pogovorno okno, ki ga prikazuje slika 6.4: "Okno za vnos merodajne računske obtežbe za strig." Velikost sil pri strigu podajamo za celoten zid kot konstrukcijski element v obliki pozitivnih računskih vrednosti.



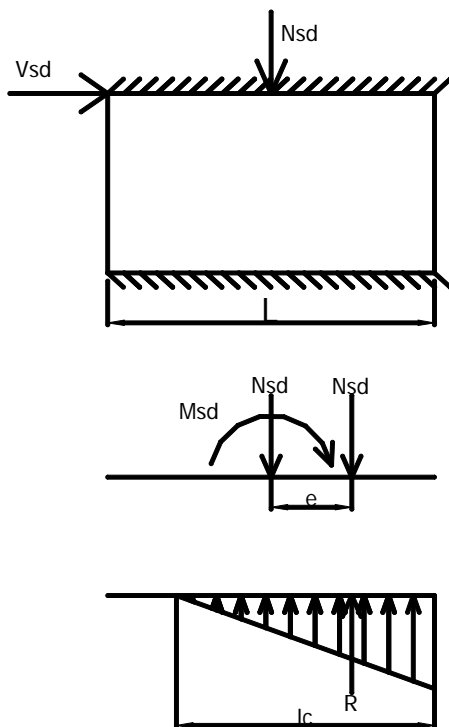
Slika 6.4: Okno za vnos merodajne računske obtežbe za dimenzioniranje na strig

N_{sd} je minimalna osna tlačna sila, dobljena iz ustrezne obtežbene kombinacije. Minimalna mora biti zato, ker ugodno deluje na strižno nosilnost zidu. V_{sd} je maksimalna računska vrednost strižne sile, ki deluje vzdolž zidu in izhaja iz merodajne obtežne kombinacije, M_{sd} pa pripadajoč računski upogibni moment, ki je odvisen od delovanja vodoravne obtežbe in vpliva na ekscentričnost rezultante osne tlačne sile vzdolž zidu (e), kar zaradi povečevanja natezne cone zmanjšuje višino tlačene cone zidu (l_c). Dolžina oziroma višina tlačene cone (l_c) je odvisna od računske osne tlačne sile N_{sd} in računskega upogibnega momenta M_{sd} , ki je

posledica delovanja strižne sile V_{sd} . Dolžino tlačnega dela zidu l_c program izračuna tako, da upošteva trikotno razporeditev napetosti. Pri programu ZIDKO je upoštevana naslednja poenostavitev za izračun l_c :

- če je $e = M_{sd}/N_{sd} < L/6$, je $l_c = L$,
- če je $e \geq L/6$, je $l_c < L$: $l_c = 3(L/2 - e)$.

Pri tem je L dolžina zidu, M_{sd} računška vrednost upogibnega momenta pri merodajni obtežni kombinaciji in N_{sd} pa računška vrednost osne sile pri merodajni obtežni kombinaciji. Osna tlačna sila oziroma normalna napetost σ_d povečuje strižno trdnost in dolžino oziroma višino tlačene cone zidu, saj večja kot je, večja je dolžina tlačene cone v odvisnosti od upogibnega momenta M_{sd} . Računska obremenitev zidu pri dimenzioniranju na strig je prikazana na sliki 6.5.



Slika 6.5: Računske notranje sile pri dimenzioniranju zidu na strig

Pri tem gre za moment, ki ga povzroča vodoravna sila, ki deluje vzdolž zidu, in ni ekvivalenten momentu pri osni tlačni nosilnosti zidu, ki je posledica delovanja vodoravne obtežbe prečno na zid, saj strižni zidovi vedno potekajo v smeri horizontalne obtežbe. Pri

vnosu podatkov moramo biti na to zelo pozorni! Sam postopek izračuna poteka na način, kot smo ga opisali v poglavju 4.3 diplomske naloge (t.i. splošna metoda). Okno zapremo s klikom na gumb **OK**. Z vnosom ustreznih vrednosti notranjih sil in momentov, dobljenih iz ustreznih obtežnih kombinacij, smo ta del vnosa podatkov končali.

Zdaj je na vrsti vnos geometrijskih podatkov in mehanskih podatkov za malto, zidake in zid kot celoto. Za ta vnos je potrebno klikniti v glavnem meniju podmeni **Parametri** → **Karakteristične mehanske lastnosti zidakov in malte** s čemer odpremo novo pogovorno okno, ki ga prikazuje slika 6.6: "Okno za vnos mehanskih lastnosti zidovja." Na to okno se navezuje vrsta podoken, ki nas enostavno vodijo skozi postopek vnašanja vseh vhodnih podatkov, potrebnih za izračun osne tlačne in strižne nosilnosti zidu.

Slika 6.6: Okno za vnos mehanskih lastnosti zidovja

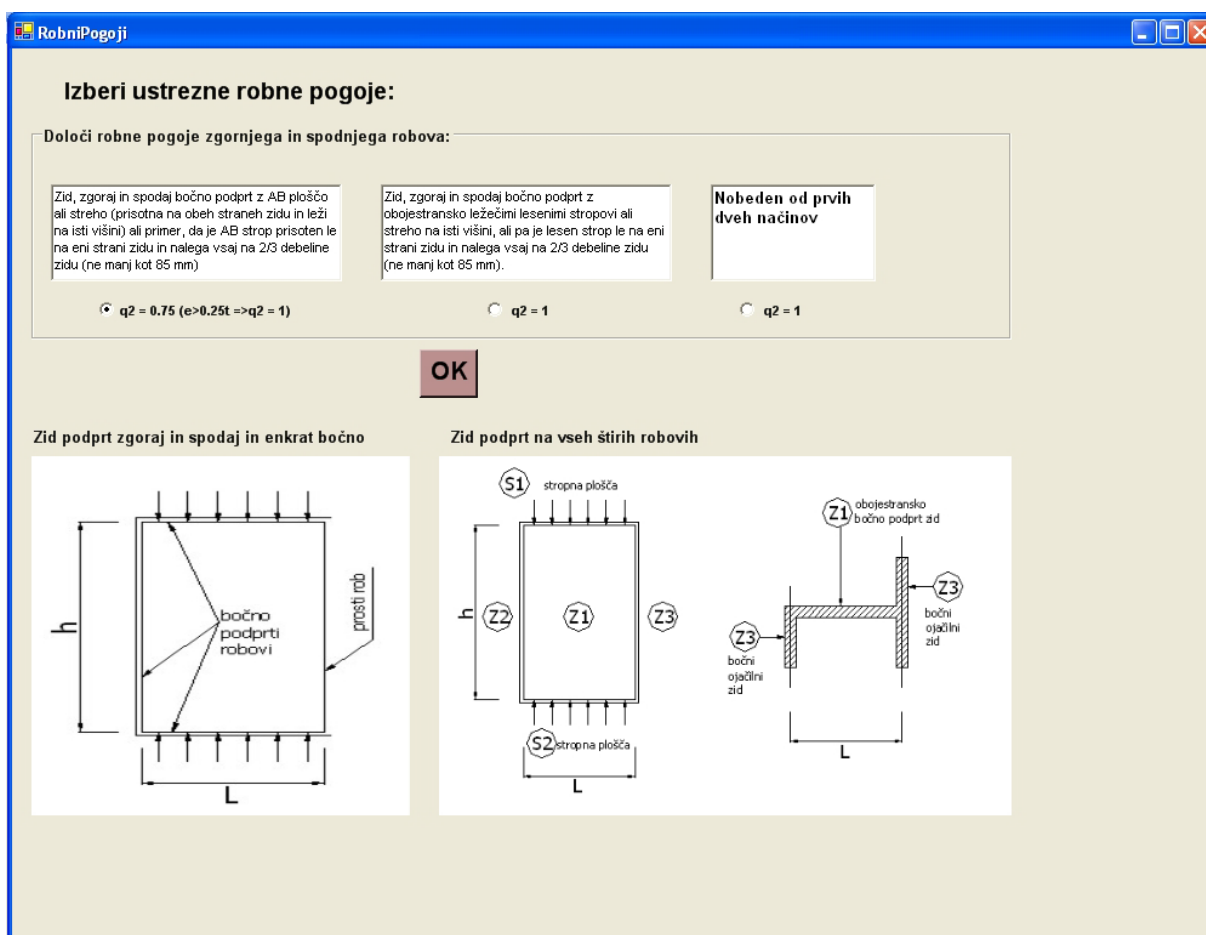
Ko imamo odprto okno, ki ga prikazuje slika 6.6, vnesemo najprej vse potrebne podatke v tem oknu. Privzeta vrednost za elastični modul E je $1000 * f_k$, kot to dopušča evropski

predstandard, za vrednost strižnega modula G pa se upošteva 40 % elastičnega modula, E . Potrebno je biti pazljiv pri vnosu podatkov o prisotnosti navpične vzdolžne spojnice, saj ta pri uporabi tankoslojne malte ali malte iz lahkega agregata ne sme biti prisotna, na kar nas pri vnosu podatkov opozori že program. Vsa opozorila se pojavljajo v t. i. opozorilnih oknih in posebnih sporočilih, katerih tekst je rdeče obarvan. Glede na izbiro vrste malte, je potrebno določiti tudi ustrezno marko malte, na kar nas opozori že program, če vnos podatkov ni v skladu z evropskim predstandardom, saj mora pri tankoslojni malti ali malti iz lahkega agregata biti marka malte vsaj M5 ali več. Potrebno je še vnesti podatke za kategorijo izvedbe zidov in tip zidovja. Pri vrsti obtežnega primera imamo tri možnosti: običajni, potresni in izredni oz. nezgodni obtežni primer. Tu bi razložil, zakaj ločim potresni in izredni obtežni primer. Potresni primer sicer spada med izredne obtežne primere. Tako je varnostni faktor za material γ_M pri obeh enak in sicer ima v odvisnosti od kategorije izvedbe zidu naslednje vrednosti:

- kategorija A: 1,2;
- kategorija B: 1,5;
- kategorija C: 1,8.

V primeru potresne obtežbe evropski predstandard ENV 1996-1-1 zahteva redukcijo mejnih vrednosti iz preglednice "Vrednosti f_{vko} in mejne vrednosti f_{vk} za normalno malto (ENV 1996-1-1:1995: 58 str.)" z 0,7, kar vpliva na izračun strižne trdnosti zidu. V tem oknu je še potrebno vnesti višino (H), debelino (t) in dolžino zidu (L) v mm ter število podprtih robov. Pri tem imamo štiri možnosti: konzola, podprt zgoraj in spodaj, podprt zgoraj, spodaj in enkrat navpično ter podprt na vseh štirih robovih.

Da določimo način podpiranja zgoraj in spodaj, kliknemo na ukazni gumb **Določi ρ_2** in se odpre novo pogovorno okno, ki ga prikazuje slika 6.7. Tukaj imamo vso potrebno pomoč za pravilno določitev robnih pogojev zgornjega in spodnjega roba zidu. Okno zapremo s klikom na ukazni gumb **OK** in pridemo nazaj v prejšnje okno.

Slika 6.7: Okno za vnos podatka ρ_2

V kolikor imamo opravka s konzolo, določitev ρ_2 ni potrebna, v vseh ostalih primerih pa je potrebna, saj vpliva ρ_2 tudi na izračun ρ_3 oz. ρ_4 . Za vrednost ρ_1 v primeru konzole sem privzel vrednost 2,0, kot to velja za nearmirane betonske stene po EC2, saj evropski predstandard ENV 1996-1-1 za ta primer ne navaja posebej vrednosti.

Za dodaten vnos podatkov o samih zidakah je potrebno klikniti na ukazni gumb *Izberi zidak*, kar nam pokaže zopet novo pogovorno okno, ki ga prikazuje slika 6.7: "Okno za vnos lastnosti zidaka."

Slika 6.8: Okno za vnos lastnosti zidaka

Tu določimo ustrezno kategorijo in skupino zidakov. Pri izbiri materiala zidaka je potrebno biti pozoren, da je le ta kompatibilen z izbrano malto. Pri geometriji zidakov je potrebno podati vse tri dimenzije zidaka v mm, pri čemer je a dolžina, b širina in h višina zidaka, na podlagi katerih program izračuna faktor δ , pri čemer uporabi linearno interpolacijo podatkov iz tabele "Vrednosti faktorja δ (ENV 1996-1-1:1995: 45 str.)", ki je podana tudi v tretjem poglavju diplomske naloge. Parameter f_{exp} predstavlja eksperimentalno določeno tlačno trdnost zračno suhega zidaka, ki je ekvivalentna marki zidaka (MZ). Ko vnesemo vse potrebne podatke, okno zapremo s klikom na ukazni gumb **OK**. Pridemo nazaj v pogovorno okno Mehanske lastnosti zidovja.

Sedaj smo vnesli vse potrebne podatke za izračun in lahko zapustimo tudi okno Mehanske lastnosti zidovja s klikom na ukazni gumb **OK**. Pridemo nazaj v glavno okno ZIDKO. V levem delu okna ZIDKO, ki je obarvan belo, se nahajajo vsi podatki o mehanskih in geometrijskih lastnostih zidu. V zgornjem delu desne polovice okna ZIDKO se nahajajo vsi podani podatki o obeh obtežnih primerih, tako za osno tlačno nosilnost kot za strižno nosilnost. Izračun sprožimo s klikom na ukazni gumb **Preračun** ali v glavnem meniju na podmeni **Izračun**. V primeru kakršne koli spremembe vhodnih podatkov je izračun potrebno ponoviti s ponovnim klikom. V meniju **Pomoč** se nahajajo povezave do vizitke programa, diplomskega dela v digitalni obliki ter filma, ki nas vodi skozi program in nam olajša uporabo programa.

7 RAČUNSKA PRIMERA IN PRIMERJAVA REZULTATOV

7.1 Osa tlačna nosilnost

Podatki

Sile:

$$N_{1,d} = 170 \text{ kN/m'}$$

$$N_{2,d} = 190 \text{ kN/m'}$$

$$N_{m,d} = 180 \text{ kN/m'}$$

$$M_{1,d} = 9 \text{ kNm/m'}$$

$$M_{2,d} = 9 \text{ kNm/m'}$$

Zidovje:

marka malte M5 – normalna malta

opečni zidak:

- MO 10 ($f_{\text{exp}} = 10 \text{ MPa}$),
- dimenzije zidaka: 120/250/65 ,
- Skupina 1,
- brez vzdolžne vertikalne spojnice,
- kategorija II,
- izvedba B,

$$E_{\text{zidu}} = 1000 * f_K$$

$$t = 250 \text{ mm}$$

$$h = 2,8 \text{ m}$$

$$\text{robni pogoji: } \rho_n = 0,75$$

Rezultati splošne računske metode

$$K = 0,60$$

$$\gamma_M = 2,5$$

$$\delta = 0,81$$

$$f_b = \delta * f_{\text{exp}} = 0,81 * 10 \text{ N/mm}^2 = 8,1 \text{ N/mm}^2$$

$$f_k = K f_b^{0,65} f_m^{0,25} \text{ N/mm}^2 = 0,6 * 8,1^{0,65} * 5^{0,25} = 3,467 \text{ N/mm}^2$$

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} = \frac{3,47}{2,5} = 1,386 \text{ N/mm}^2 = 1386,6 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{m,d} = \frac{1}{5} M_{1,d} = 1,8 \text{ kNm/m'}$$

$$e_a = \frac{h_{ef}}{450} = \frac{2,1 \text{ m}}{450} = 0,0047 \text{ m}$$

$$h_{ef} = \rho_n * h = 0,75 * 2,8 \text{ m} = 2,1 \text{ m}$$

a) Vozlišče 1

$$\phi_1 = 1 - 2 \frac{e_1}{t} = 1 - 2 \frac{0,0576 \text{ m}}{0,25 \text{ m}} = 0,54$$

$$e_1 = \frac{M_{1,d}}{N_{1,d}} + e_{h1} + e_a = \frac{9 \text{ kNm/m'}}{170 \text{ kN/m'}} + 0 + 0,0047 \text{ m} = 0,0576 \text{ m} \geq 0,05 * t = 0,0125 \text{ m}$$

$$N_{1,Rd} = f_d * t * \phi_1 = 187,2 \text{ kN/m'} \geq N_{1,d} = 170 \text{ kN/m'}$$

Pogoj je izpolnjen!!!

b) Vozlišče 2

$$\phi_2 = 1 - 2 \frac{e_2}{t} = 1 - 2 \frac{0,0521 \text{ m}}{0,25 \text{ m}} = 0,58$$

$$e_2 = \frac{M_{2,d}}{N_{2,d}} + e_{h2} + e_a = \frac{9 \text{ kNm/m'}}{190 \text{ kN/m'}} + 0 + 0,0047 \text{ m} = 0,0521 \text{ m} \geq 0,05 * t = 0,0125 \text{ m}$$

$$N_{2,Rd} = f_d * t * \phi_2 = 202,3 \text{ kN/m'} \geq N_{2,d} = 190 \text{ kN/m'}$$

Pogoj je izpolnjen!!!

c) Srednja petina zidu

$$\phi_m = A_1 * e^{-\frac{u^2}{2}} = 0,8824 * e^{-\frac{0,307^2}{2}} = 0,8417$$

$$A_1 = 1 - 2 \frac{e_{mk}}{t} = 1 - 2 \frac{0,0147m}{0,25m} = 0,8824$$

$$e_{mk} = e_m + e_k = 0,0147m + 0 = 0,0147m$$

$$e_m = \frac{M_{m,d}}{N_{m,d}} + e_{hm} \pm e_a = \frac{1,8kNm/m'}{180kN/m'} + 0,0047m = 0,0147m \geq 0,05 * t = 0,0125m$$

$$u = \frac{\frac{h_{ef}}{t_{ef}} - 2}{23 - 37 \frac{e_{mk}}{t}} = \frac{\frac{2,1m}{0,25m} - 2}{23 - 37 \frac{0,0147m}{0,25m}} = 0,307$$

$$N_{m,Rd} = f_d * t * \phi_1 = 291,8kN / m' \geq N_{m,d} = 180kN / m'$$

Pogoj je izpolnjen!!!

$$\frac{h_{ef}}{t_{ef}} = \frac{2,1m}{0,25m} = 8,4$$

7.2 Strižna nosilnost nearmiranih zidov

Podatki:

Sile:

$$N_{Sd} = 200 \text{ kN}$$

$$V_{Sd} = 20 \text{ kN}$$

$$M_{Sd} = 20 \text{ kNm}$$

Zidovje:

marka malte M5 – normalna malta

opečni zidak:

- MO 10 ($f_{exp} = 10 \text{ MPa}$),
- dimenzije zidaka: 120/250/65 ,
- Skupina 1,
- brez vzdolžne vertikalne spojnice,

- kategorija II,
- izvedba B,

$$Ezidu = 1000 * f_K$$

$$t = 250 \text{ mm}$$

$$h = 2,8 \text{ m}$$

$$L = 5,0 \text{ m}$$

$$\text{robni pogoji: } \rho_n = 0,75$$

Rezultati splošne računske metode

$$e = \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}} = \frac{20 \text{ kNm}}{200 \text{ kN}} = 0,1 \text{ m} < \frac{L}{6} = 0,83 \text{ m} \Rightarrow l_c = L = 5,0 \text{ m}$$

$$\frac{L}{6} = \frac{5 \text{ m}}{6} = 0,83 \text{ m}$$

$$f_{vk} = \min \begin{cases} f_{vko} + 0,4\sigma_d \\ 0,065 f_b, \text{ vendar ne manj kot } f_{vko} \\ \text{mejna vrednost } f_{vk} \text{ iz preglednice 4.1} \end{cases}$$

$$f_{vk} = \min \begin{cases} 200 \text{ kN/m}^2 + 0,4 * 160 \text{ kN/m}^2 = 264 \text{ kN/m}^2 \\ 526,5 \text{ kN/m}^2 \\ 1500 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

$$f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M} = \frac{264 \text{ kN/m}^2}{2,5} = 105,6 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_d = \frac{200 \text{ kN}}{5,0 \text{ m} * 0,25 \text{ m}} = 160 \text{ kN/m}^2$$

$$\delta = 0,81$$

$$f_b = \delta * f_{\text{exp}} = 0,81 * 10 \text{ N/mm}^2 = 8,1 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Rd} = f_{vd} * t * l_c = 105,6 \text{ kN/m}^2 * 0,25 \text{ m} * 5,0 \text{ m} = 132 \text{ kN} \geq V_{Sd} = 20 \text{ kN}$$

Pogoj je izpolnjen!!!

Račun s programom ZIDKO:

ZIDKO
Projekt Parametri Izračun Pomoč

Mehanske karakteristike

Zidaki in malta:
Geometrija zidakov:
a= 120 mm
b= 250 mm
h= 65 mm
fb=8,10

Skupina zidakov: Skupina I
Kategorija zidakov: Kategorija II
Material zidakov: Opečni zidaki

Malta malte: 5
Vrsta malte: normalna
Smer obtežbe: pravokotno

račFm= 5 N/mm²
K= 0,60
fk = 3,49 N/mm²
frko=0,2 N/mm²
limfvk = 1,5 N/mm²
gammaM= 2,5

Zidovje:
Kategorija izvedbe zidovja: B
Tip zidovja: Običajen z/brez vzdolžne
Obstoj vertikalne spojnice: ne
Zapolnjenost vseh spojev: Zapolnjeni
Zapolnjenost pravokotnih spojev: Zapolnjeni
Armatura zidu: nearmiran zid

Geometrija zidovja:
l= 250 mm
L= 5000 mm
H= 2800 mm
Htot= 0 m
Število podprtih zidov: 2
3.494,69

Merodajne obtežne kombinacije (za osno tlačno nosilnost):

Oсна sila:
Nsd1= 170 kN/m²
Nsdm= 180 kN/m²
Nsd2= 190 kN/m²

Moment:
Msd1= 9 kNm/m²
Msdm= 1,8000 kNm/m²
Msd2= 9 kNm/m²

Prečna sila:
Vsd1= 0 kN/m²
Vsdm= 0 kN/m²
Vsd2= 0 kN/m²

Vrsta obtežne kombinacije: Običajni obtežni primer

Merodajne računске obtežne kombinacije za stigo:

Nsd= 200 kN
Vsd= 20 kN
MSd= 20 kNm

Merodajne računске obtežne kombinacije za stigo:

Nsd= 200 kN
Vsd= 20 kN
MSd= 20 kNm

Kontrola strižnih napetost:

frk= 0,2640 N/mm²
VRd= 132,0000 kN
Pogoj Vsd<VRd je izpolnjen!

Rezultati:

Tankost zidov= 8,4000 OK!

e1= 0,0576 m e1>=0,0576 OK
e2= 0,0520 m e2>=0,0576 OK
emk= 0,0147 m emk>=0,0576 OK

NRd1= 188,4119 kN/m
Pogoj NSd1<NRd1 je izpolnjen!
NRdm= 294,3213 kN/m
Pogoj NSdm<NRdm je izpolnjen!
NRd2= 203,9920 kN/m
Pogoj NSd2<NRd2 je izpolnjen!

q2= 0,75

Preračun

Slika 7.1: Glavno okno programa z rezultati

8 ZAKLJUČKI

Nearmirane zidane konstrukcije se pogosto pojavljajo kot konstrukcijske rešitve. Standard JUS se v marsičem razlikuje od evropskega predstandarda ENV 1996-1-1:1995. Slednji je bolj obširen in bolj kompleksen, saj temelji na predpostavki, da bo gradbeni konstrukter uporabljal pri svojem delu programsko opremo. Splošna računsko metoda za dimenzioniranje nearmiranih zidanih konstrukcij po predstandardu ENV 1996-1-1:1995 je obširna in nam vzame relativno veliko več časa kot dimezioniranje po JUS standardu. V predstandard ENV 1996-1-1:1995 je zato vključena tudi poenostavljena računsko metoda za dimenzioniranje zidanih konstrukcij, ki nam olajša delo. Za njeno uporabo moramo upoštevati določene zahteve in se zavedati nekaterih poenostavitev. Na presoji konstrukterja leži odločitev, katero metodo bo uporabil.

Da se izognemo dilemi katero metodo uporabiti, pa lahko uporabimo program ZIDKO, s katerim je izračun enostaven in hiter.

Pri pripravi diplomske naloge sem imel težave predvsem pri programiranju, kjer sem bil popolni začetnik, in pri nekaterih problemih z nejasnostjo predstandarda ENV 1996-1-1, saj je bilo treba problem vseeno pretvoriti v programsko kodo, ki ne dopušča odprtih možnosti zaradi kontrole. Program se bo še razvijal in vključeval dodatne možnosti projektiranja.

Nasplošno pri svojem delu opažam, kako koristno je znanje iz programiranja za gradbenega konstrukterja, predvsem zaradi poenostavitve določenih postopkov in s tem ogromnega prihranka časa. Takih problemov je v praksi veliko, s tem pa tudi priložnosti.

VIRI

Blair, R., Crossland, J., Reynolds, M., Willis, T. 2002. Visual Basic.NET od začetka. Ljubljana, Pasadena: 860 str

Saje, F., Učbenik za MKI. Ljubljana, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo

Seliškar, N. 1997 Stavbarstvo. Ljubljana, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo

Žnidarič, J. 2005 Slovar strokovnih izrazov s področja uporabe betona, Ljubljana, ZBS – Združenje za beton Slovenije

Perišić, Ž., ENV 1992-1-6:1994 EC2: EVROKOD 2 PRORAČUN BETONSKIH KONSTRUKCIJA Deo 1-6: Opšta pravila konstrukcije od nearmiranog betona, Beograd, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Institut za materiale i konstrukcije:38 str.

Beg, D., 1999 Projektiranje jeklenih konstrukcij po evropskem predstandardu ENV 1993-1-1. Ljubljana, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo

Standardi:

ENV 1996-1-1995: Projektiranje zidanih konstrukcij

3. del 2917 predstandarda ENV 1996-1-1 Poenostavljena računaska metoda

Dodatek A k poglavju 2.2.4 predstandarda ENV 1996-1-1

Internetni naslovi:

<http://www.staff.city.ac.uk/earthquakes/MasonryBrick/ConfinedBrickMasonry.htm> (23. 8. 2005)

PRILOGE

Priloga A: Program ZIDKO na CD - romu