

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*

*Jamova 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:

Matevž Govekar

NOVOGRADNJA OBJEKTA TEHNOLOŠKEGA PARKA V SPODNJI KANOMLJI

Diplomska naloga št.: 3158

Mentor:

izr. prof. dr. Franc Saje

Ljubljana, 5. 5. 2011

IZJAVA O AVTORSTVU

Skladno s 27. členom Pravilnika o diplomskem delu UL Fakultete za gradbeništvo in geodezijo,

podpisani **Matevž Govekar** izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom:

Novogradnja objekta tehnološkega parka v Spodnji Kanomlji.

Izjavljam, da prenašam vse materialne avtorske pravice v zvezi z diplomsko nalogo na UL, Fakulteto za gradbeništvo in geodezijo.

Noben del tega zaključnega dela ni bil uporabljen za pridobitev strokovnega naziva ali druge strokovne kvalifikacije na tej ali na drugi univerzi ali izobraževalni inštituciji.

Ljubljana, 6.4.2011

(podpis kandidata)

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK: 624.04:624.07(043.2)
Avtor: Matevž Govekar
Mentor: Izr. prof. dr. Franc Saje
Naslov: Novogradnja tehnološkega parka v Spodnji Kanomlji
Obseg in oprema: 86 str., 12 pregl., 41 sl., 14 pril.
Ključne besede: Projektna obtežba, zasnova konstrukcije, analiza, dimenzioniranje, konstrukcijska izvedba

Izvleček

Diplomsko delo obravnava zasnovo in statični račun ter del konstrukcijskih načrtov nosilne konstrukcije obravnavanega objekta. Prvi del naloge obravnava osnovne podatke o sestavi, obliki in namembnosti objekta in njegovi lokaciji, kar ima posledično vpliv na izračun potresne obtežbe. Naslednji del naloge predstavlja izračun posameznih potrebnih obtežb skupaj z vsemi obtežbenimi kombinacijami. Za določitev teh obtežb in kombinacij uporabimo v Republiki Sloveniji veljavne standarde za gradbene konstrukcije, in sicer so to standardi Evrokod (EN) ali slovenski prevodi teh predpisov (SIST EN). Ti standardi so obvezni v vseh članicah Evropske unije. Poleg vseh standardov in obtežb omenimo tudi uporabljene materiale. Osrednji del naloge predstavlja zasnova konstrukcije in izdelava numeričnega modela. V tem delu je podrobneje opisana zasnova nosilne konstrukcije, ki se razlikuje glede na uporabljen osnovni material. Prikazane so prednosti in slabosti uporabljenega numeričnega programa. Opisan pa je tudi podrobnejši postopek izdelave numeričnega modela (linijskega in ploskovnega) iz arhitekturnih podlog. Zadnji del diplomskega dela vsebuje analizo in prikaz rezultatov ter dimenzioniranje elementov. Analiza konstrukcije je izvedena z uporabo računalniškega programa »Dlupal RFEM«. Dimenzioniranje AB elementov konstrukcije je tudi izvedeno z računalniškim programom ob upoštevanju zahtev potresnega standarda SIST EN 1998-1. Na potresne zahteve so dimenzionirani vsi karakteristični elementi objekta, razen medetažne armiranobetonske plošče.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDK: 624.04:624.07(043.2)
Author: Matevž Govekar
Supervisor: Associate Profesor Ph. D. Franc Saje
Title: Construction of new building of technologycal park in Spodnja Kanomlja
Notes: 86 p., 12 tab., 41 fig., 14 ann.
Key words: Task load, conceptual design, analysis, design, structural design

Abstract

Thesis deals with the design and static account of the design plans and supporting construction of the facility. The first part of the paper deals with basic information about the composition, structure and purpose of the facility and its location, with consequent impact on the calculation of seismic activity. The next part of the paper presents a calculation of required loads in loading, together with all combinations. To determine those loads and combinations used in the Republic of Slovenia, the current standards for building construction, namely Eurocode standards (EN) or slovenian translations of these regulations (SIST EN). These standards are mandatory in all states of the European Union. In addition to all standards and loads also mention the materials used. The central part represents a conceptual design and production of the numerical model. This section is further detailed design of the bearing structure, which varies depending on the source material used. Shown are the strengths and weaknesses of numerical program. Described is the detailed manufacturing process of the numerical model (linear and planar) in architectural coatings. The last part of the thesis contains an analysis and presentation of results and design elements. Analysis of the structure is performed using the computer program "Dlubal RFEM." Sizing AB elements of a structure is done by a computer program taking into account the seismic requirements of the standard EN 1998-1. On the seismic requirements are all characteristic elements sized facility other than the floor of reinforced concrete slabs.

ZAHVALA

Za pomoč pri izdelavi diplomske naloge se iskreno zahvaljujem mentorju izr. prof. dr. Francu Sajetu. Hvala tudi vsem na katedri, ki so mi omogočili prijetno delovno vzdušje in prenašali name svoje izkušnje.

Zahvalil bi se tudi svojima staršema, ki sta mi v času študija nudila pomoč in mi pomagala vsak dan narediti lepši.

Zahvala gre tudi puncu Katarini in vsem prijateljem, ki so me v času izdelave diplomske naloge vedno podpirali in razveseljevali.

Posebna zahvala velja podjetju STATIK d.o.o. in gospodu Vojku Mlakarju, ki mi je nudil strokovno pomoč in večletne praktične izkušnje s področja gradbeništva skozi celotno obdobje izdelave diplomske naloge.

KAZALO VSEBINE

1	UVOD.....	1
2	OSNOVNI PODATKI O OBRAVNAVANEM OBJEKTU.....	2
3	OBTEŽBA	5
3.1	Lastna teža konstrukcije.....	5
3.2	Stalna obtežba.....	6
3.3	Koristna obtežba.....	8
3.4	Obtežba s snegom	9
3.5	Obtežba z vetrom.....	11
3.6	Potresna obtežba.....	16
3.7	Obtežne kombinacije.....	22
4	UPORABLJENI MATERIALI	24
5	ZASNOVA KONSTRUKCIJE IN RAČUNALNIŠKI MODEL	25
6	ANALIZA KONSTRUKCIJE IN PRIKAZ REZULTATOV	32
7	DIMENZIONIRANJE KONSTRUKCIJE.....	38
7.1	Račun plošče	38
7.2	Račun stene	54
7.3	Račun stebrov	64
7.4	Račun nosilcev	71
8	ZAKLJUČEK.....	83
VIRI.....		84

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Izbrana koristna obtežba	8
Preglednica 2: Koeficienti zunanje tlaka	15
Preglednica 3: Koeficienti zunanje tlaka	15
Preglednica 4: Kontrola pomikov	37
Preglednica 5: Primerjava rezultatov v polju	46
Preglednica 6: Primerjava rezultatov nad podporo	46
Preglednica 7: Določitev prečnih sil po metodi načrtovanja nosilnosti za obravnavani steber	66
Preglednica 8: Merodajna prečna sila V_{Ed} (kN)	66
Preglednica 9: Primerjava potrebne izračunane armature	70
Preglednica 10: Določitev prečnih sil v gredi po metodi načrtovanja nosilnosti za plus smer delovanja potresne obtežbe	78
Preglednica 11: Določitev prečnih sil v gredi po metodi načrtovanja nosilnosti za plus smer delovanja potresne obtežbe	79
Preglednica 12: Primerjava izračunane potrebne armature	82

KAZALO SLIK

Slika 1: Primer razporeditve obtežbe za določitev največje sile v stebru	8
Slika 2: Cone snega v Republiki Sloveniji.....	9
Slika 3: Oblikovna koeficienta obtežbe s snegom	10
Slika 4: Temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra $v_{b,0}$	12
Slika 5: Tlaki na ploskvah.....	13
Slika 6: Referenčna višina v odvisnosti od h , b in profilov tlaka	14
Slika 7: Potresna karta RS.....	16
Slika 8: Potresna karta RS (na sliki označena Spodnja Idrija $a_g=0,20g$)	17
Slika 9: Vnos podatkov za potresno obtežbo	21
Slika 10: Projektni spekter pospeškov	22
Slika 11: Izdelava črtnega modela (tloris)	29
Slika 12: Izdelava črtnega modela (prerez).....	29
Slika 13: Računski model konstrukcije obravnavanega objekta 1 (pogled 1)	30
Slika 14: Računski model konstrukcije obravnavanega objekta 1 (pogled 2)	30
Slika 15: Računski model konstrukcije obravnavanega objekta 2.....	31
Slika 16: Upogibni moment $m-x$ (kNm/m).....	33
Slika 17: Armatura spodaj v smeri a_{s1} (cm^2/m)	34
Slika 18: Armatura zgoraj v smeri a_{s1} (cm^2/m).....	34
Slika 19: Potek upogibnih momentov v nosilcu v (kNm).....	35
Slika 20: Potek prečnih sil v nosilcu v (kN)	35
Slika 21: Potek osne sile (kN) in upogibnega momenta (kNm) stebra preko etaž	36
Slika 22: Kontaktne napetosti (kN/m^2) v temeljnih tleh	36
Slika 23: Napetosti in deformacije v pravokotnem prerezu obremenjenem z upogibnim momentom	39
Slika 24: Armatura spodaj v smeri a_{s1} (cm^2/m)	40
Slika 25: Armatura spodaj v smeri a_{s2} (cm^2/m)	40
Slika 26: Armatura zgoraj v smeri a_{s1} (cm^2/m).....	41
Slika 27: Armatura zgoraj v smeri a_{s2} (cm^2/m).....	41
Slika 28: Pozicijski načrt	42
Slika 29: Upogibni momenti v polju so sestavljeni iz polno vpete plošče in proste plošče	43

Slika 30: Upogibni moment na vpetem robu.....	44
Slika 31: Računski model za dokaz striga pri preboju v MSN.....	48
Slika 32: Plošča s kapitelom stebra, kjer je $l_H \geq 2 \cdot (h_H + d)$	49
Slika 33: Dimenzije kapitela v stebru.....	52
Slika 34: Geometrijski parametri stene	55
Slika 35: Širina kritičnega območja.....	57
Slika 36: Armatura stene v smeri a_{sx}	59
Slika 37: Armatura stene v smeri a_{sy}	59
Slika 38: Razpored vzdolžne in prečne armature v stebru	70
Slika 39: Sodelujoča širina b_{eff} pasnice grede, ki so vpete v steber	71
Slika 40: Sodelujoča širina	72
Slika 41: Medsebojna razdalja momentnih ničelnih točk.....	72

1 UVOD

Za diplomsko nalogo sem izdelal analizo in dimenzioniranje armiranobetonske konstrukcije za novogradnjo objekta tehnološkega parka (objekt »1«). Nosilna konstrukcija objekta je predvidena iz armiranega betona, za polnilo je uporabljena opečna opeka za dodatne manjše nosilne konstrukcije in nadstreške pa jeklo in lepljen les. Objekt je sestavljen iz dveh delov, večjega in manjšega, vendar manjši objekt ni predmet diplomske naloge. Oba dela sta med sabo dilatirana, da ni medsebojnega vpliva enega na drugega. Obravnavani objekt 1 je kvadratne tlorisne oblike približnih dimenzij $\approx 31 \times 31$ metrov in višine ≈ 17 metrov. Preprosto povedano obsega pritličje in 3 nadstropja. Glavna nosilna konstrukcija je sestavljena iz okvirjev ter sten. Vse elemente skupaj povezujejo toge armiranobetonske plošče. Temelji so pasovni in so dimenzionirani na največjo dovoljeno nosilnost temeljnih tal, ki znaša $\sigma = 250 \text{ kN/m}^2$. V nalogi sem objekt analiziral in projektiral v skladu z veljavnimi standardi EC0, EC1, EC2 in EC8. Dejansko sem v okviru izdelave projekta analiziral in dimenzioniral celoten objekt. V diplomskem delu pa sem prikazal le tipične elemente konstrukcije (plošča, stena, steber in nosilec). Rezultate statične in potresne analize skupaj s potrebno armaturo, ki je bila dimenzionirana na z računalniško določeno obremenitev in na obremenitev brez računalniškega projektiranja. V diplomskem delu sem prikazal tudi medsebojno primerjavo potrebne armature glede na analizo z računalnikom in analizo brez uporabe računalniškega programa. Na kratko sem omenil in prikazal uporabo standardov SIST EN 1991-1-1, SIST EN 1991-1-3, SIST EN 1991-1-4, SIST EN 1992-1 in SIST EN 1999-1. To so standardi za izračun obtežb, dimenzioniranje betonskih konstrukcij in posebna pravila za potres. Velik pomen je namenjen izbiri ustreznega računskega modela.

Osnovni podatki o objektu

Lokacija:	Spodnja Idrija (nadmorska višina 315 m)
Obtežba s snegom:	Cona A3
Obtežba z vetrom:	Cona 1, kategorija terena II, Referenčna hitrost vetra $v_{b,0} = 20 \text{ m/s}$
Potresna obtežba:	projektni pospešek $a_g = 0,2g \text{ m/s}^2$ (območje Spodnje Idrije)

2 OSNOVNI PODATKI O OBRAVNAVANEM OBJEKTU

Obravnavani objekt je novogradnja, sestavljen iz dveh delov, večjega (v nadaljevanju Objekt 1) in manjšega (v nadaljevanju Objekt 2). Prvi predstavlja poslovno stavbo, drugi pa obrtni prostor s klimati. Objekt 1 je zasnovan s pritličjem in 3 etažami (nadstropji). Pritličje in prvi dve nadstropji, ki so v celoti namenjeni poslovni dejavnosti, so uporabni za poslovno dejavnost po celotni površini, zgornja etaža je samo polovično uporabljena za poslovne namene, ostali del je namenjen pohodni terasi. Objekt nima kleti. Za pomikanje po objektu sta namenjeni dve stopnišči in dve dvigali. Eno stopnišče in eno dvigalo povezuje samo 2 nadstropji, drugo stopnišče in dvigalo pa 3 nadstropja. Streha je ravna enokapnica, z naklonom 2° proti zunanjim robovom objekta. V prvem, drugem in tretjem nadstropju ima objekt balkon, širine 2,60 m.

Objekt 2 je enonadstropen, namenjen obrtni dejavnosti. Del strehe je nepohoden, del pa je nadvišan z jekleno strešno konstrukcijo, namenjeno postavitvi klimatski naprav v njej. Ob objektu je predvidena jeklena konstrukcija po celotni dolžini objekta, namenjena preizkušanju izdelkov. Tudi ta objekt ni podkleten. Streha je ravna enokapnica, vendar razdeljena na 3 dele. Prvi in 3 del imata 2° naklon proti zunanjim robovom jeklene konstrukcije, vmesni del pa tudi naklon 2° v smeri proti dodatni zunanji jekleni konstrukciji.

Oba objekta imata pritlično etažo na koti terena, ker gradnja pod terenom zaradi podtalnice ni dovoljena. Podtalnica je prisotna, saj v neposredni bližini tečeta reki Idrijca in Kanomljica.

Objekt 1 je približno kvadratne oblike in je dolg 31,45 m in širok 31,35 m. Višina objekta znaša 17,20 m. Etažna višina pa 5,05 oziroma 3,80 m. Svetla višina etaž in prostorov je 3,45 oziroma 2,75m.

Objekt 2 je tudi pravokotne oblike in je dolg 19,20 m in širok 27,00 m. Višina objekta znaša 5,30 m. Svetla višina etaž in prostorov je 3,55 m.

V objektu 1 se bo izvajala poslovna dejavnost:

Pritličje bo namenjeno laboratorijski dejavnosti s pripadajočimi pisarniškimi prostori in opremo. V vseh prostorih je spuščen strop.

Prvo nadstropje bo pretežno namenjeno pisarnam, manjši del pa laboratorijskemu delu. V vseh prostorih je spuščen strop.

Drugo nadstropje bo v celoti namenjeno pisarniškim in konferenčnim prosotorom. V celotnem nadstropju je spuščen strop. Plošča drugega nadstropja ima odprtine namenjene svetobnim kanalom in dostopu sončnih žarkov v objekt.

Zadnje, tretje nadstropje, je v manjšem delu namenjeno pisarniškim prostorom, ostali večji del pa pohodni terasi z naklonom 2 %. Tudi tukaj je spuščen strop. Plošča ima v osrednjem delu med teraso in pisarniški prosotori odprtino v velikosti 11,50 x 11,50 m. Odprtina je pokrita s steklom, ki se naslanja na jeklene profile. Jekleni profili pa se naslanjajo na lesene nosilce, ki so spodaj, to je v drugem nadstropju priključeni na AB ploščo, zgoraj pa se naslanjajo na robni nosilec strešne plošče tretjega nadstropja.

Koristne obtežbe po etažah [$\frac{kN}{m^2}$]:

Objekt 1:

- pritičje:
 - o Labolatorij $Q_k = 3,0$
 - o Pisarne $Q_k = 3,0$
 - o Stopnišče $Q_k = 3,0$
 - o Hodniki $Q_k = 2,0$
 - o Sanitarije $Q_k = 2,0$
- 1. nadstropje:
 - o Laboratorij $Q_k = 3,0$
 - o Pisarne $Q_k = 3,0$
 - o Stopnišče $Q_k = 3,0$
 - o Hodniki, avle $Q_k = 2,0$
 - o Balkon $Q_k = 3,0$
 - o Sanitarije $Q_k = 2,0$
- 2. nadstropje:
 - o Pisarne $Q_k = 3,0$
 - o Stopnišče $Q_k = 3,0$
 - o Hodniki, avle , $Q_k = 2,0$
 - o Balkon $Q_k = 3,0$
 - o Atrij $Q_k = 2,0$
 - o Sanitarije $Q_k = 2,0$

- 3. nadstropje:

o Pisarne	$Q_k = 3,0$
o Stopnišče	$Q_k = 3,0$
o Hodniki	$Q_k = 3,0$
o Balkon	$Q_k = 3,0$
o Sanitarije	$Q_k = 2,0$

Objekta sta grajena iz armiranega betona, vmesni polnilni zidovi so iz opečnih zidakov. Dodatni nadstreški so iz jekla, prednapete votle plošče, uporabljene za strešno konstrukcijo objekta 2.

Nosilna konstrukcija objekta je sestavljena iz sistema okvirjev in sten. Medetažne konstrukcije so izvedene z armiranobetonskimi ploščami. Na vrhu stebrov v vseh etažah so kapitlji, debeline 30 cm in različnih dimenzij, manjše 1,0 x 1,0 m in večje 2,0 x 2,0 m.

Prenos obtežbe poteka iz armiranobetonskih plošč preko nosilcev v stebre in stene od tam v temelje oziroma temeljna tla.

Oba objekta sta plitvo temeljena. Objekt 1 ima med seboj povezane plitve pasovne temelje. Za vmesne povezave in temelje stopnišč so uporabljene temeljne grede. Objekt 2 ima tudi plitve pasovne temelje pod stenami. Pod stebri pa točkovne temelje, povezane z vezno temeljno gredo med seboj.

Stene objekta 1 so debeline 25 oziroma 20 cm. Stebri so dimenzije 50 x 50 cm in 100 x 25 cm. Nosilci so širine 25 cm. Vse armiranobetonske plošče so debeline 30 cm. Temelji imajo širino 2,0 in 1,5 m. Stene objekta 2 so debele 20 cm, prednapete votle plošče pa debeline 26,5 cm. Pasovni temelji so širine 60, 80 in 90 cm. Tlorisne dimenzije točkovnih temeljev pa znašajo 2,4 x 2,4 m.

Dovoljena nosilnost temeljnih tal je v skladu z hidrogeološkim poročilom številka 1779-150/2008. Nosilnost znaša $\sigma_{tal} = 250 \text{ kN/m}^2$.

3 OBTEŽBA

Projektna obtežba nosilne konstrukcije objekta je upoštevana v skladu z naslednjimi slovenskimi standardi za gradbene konstrukcije:

- Lastna in stalna SIST EN 1991-1-1
- Koristna obtežba SIST EN 1991-1-1
- Obtežba snega SIST EN 1991-2-3
- Obtežba vetra SIST EN 1991-2-4
- Dinamičen vpliv SIST EN 1991-8

3.1 Lastna teža konstrukcije

Lastna teža konstrukcije je stalni nepomični vpliv, ki je prisoten vedno in v vseh stanjih. V to obtežbo spada tudi teža nosilne konstrukcije. Vsaka nosilna konstrukcija je še dodatno obtežena s težo lakov, barv, premazov, itd., vendar je ta teža zanemarljivo majhna v primerjavi z ostalimi vplivi.

Lastno težo konstrukcije izračunamo iz podanih dimenzij nosilnih elementov objekta in njenih karakterističnih vrednosti prostorninske teže.

Karakteristični izračun lastne teže

Lastna teža konstrukcije se avtomatično upošteva v programu in jo računalniški program izračuna ter upošteva sam.

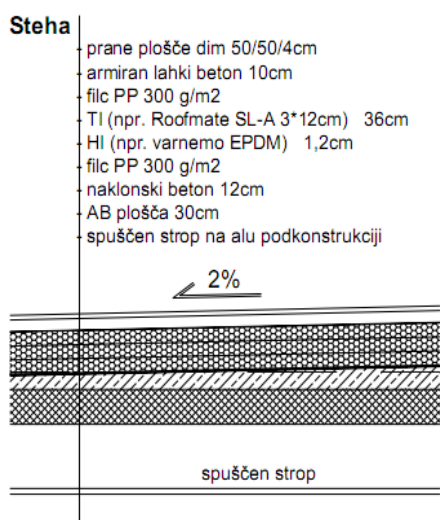
3.2 Stalna obtežba

Stalna obtežba je stalni nepomični vpliv, ki se določi glede na zahtevano in podano arhitekturo ter v skladu z dogovorom arhitekta. Vpliv se spreminja glede na uporabo določenega nadstropja, prostora, itd. Ta obtežba je odvisna od zaključnih slojev, uporabljenih materialov, debelin posamičnih slojev in njihove karakteristične prostorninske teže.

Karakteristični izračun stalne obtežbe

Objekt 1:

- Predelne stene (zidani parapeti) = 3,85 kN/m
- Streha



$$\text{prane plošče } d = 4\text{cm} \rightarrow 11,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0,04\text{m} = 0,45 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

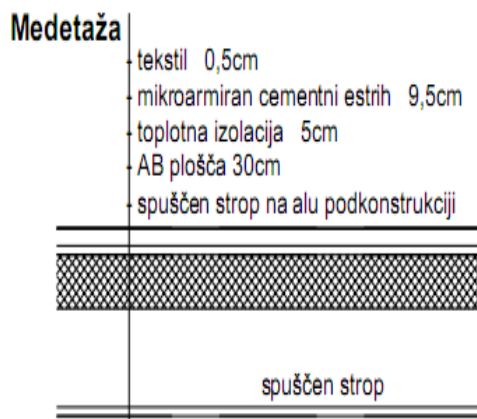
$$\text{lahki AB } d = 10\text{ cm} \rightarrow 15,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,1\text{m} = 1,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$TI + HI + \text{spuščen strop} \approx 0,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{naklonski lahki beton } d = 12\text{cm} \rightarrow 15,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,12\text{m} = 1,80 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{skupaj} = 4,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- Medetažna konstrukcija



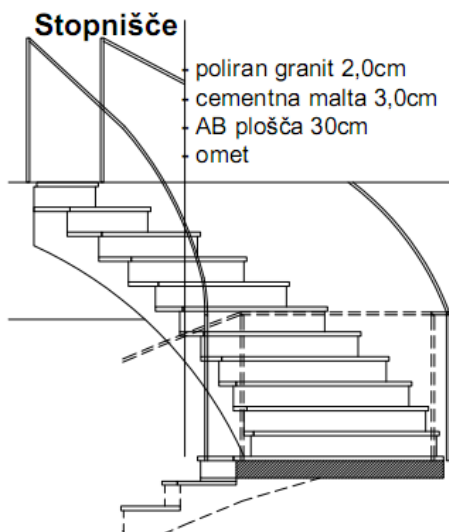
$$\text{mikroarmiran estrih } d = 9,5\text{cm}$$

$$\rightarrow 24,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0,095\text{m} = 2,30 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$TI + \text{spuščen strop} \approx 0,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{skupaj} = 2,70 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- Stopnice



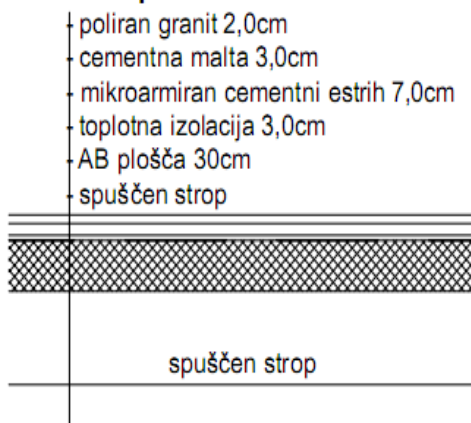
$$\text{poliran granit } d = 2\text{cm} \rightarrow 27 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,02\text{m} = 0,55 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{cementna malta } d = 3\text{cm} \rightarrow 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,03\text{m} = 0,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{skupaj} = 1,15 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- Medetažna konstrukcija – stopnišče

Medetaža - stopnice



$$\text{poliran granit } d = 2\text{cm} \rightarrow 27 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,02\text{m} =$$

$$0,55 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{cementna malta } d = 3\text{cm} \rightarrow 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,03\text{m}$$

$$= 0,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{mikroarmiran estrih } d = 7\text{cm} \rightarrow 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot$$

$$0,07\text{m} = 1,70 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$TI + \text{spuščen strop} \approx 0,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

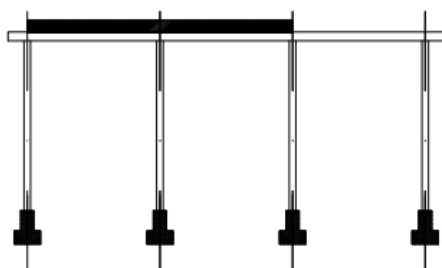
$$\text{skupaj} = 3,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

3.3 Koristna obtežba

Koristna obtežba je spremenljiv, pomični vpliv. Med koristno obtežbo vključujemo:

- ljudi
- opremo prostorov (pohištvo)
- promet (mirujoča ali premična obtežba)
- koncentrirano obtežbo (viličarji, obtežba skladišč, ..).

Pri določanju velikosti vpliva se objekt (medetaže in strehe) razdeli glede namena uporabe določenega območja. Določijo se kategorije po predpisu za vsak območje posebej in upoštevajo predpisane obtežbe. Pri uporabi zgoraj obravnavane obtežbe je treba paziti, da obtežbo razporedimo tako da deluje najbolj neugodno za izbrano obtežno kombinacijo. V vsaki obtežni kombinaciji razporedimo obtežbo tako, da dobimo največjo obremenitev.



Slika 1: Primer razporeditve obtežbe za določitev največje sile v stebru

To pomeni, da koristno obtežbo razporedimo po etaži v različna polja skupaj ali posebej in s tem dosežemo največjo obremenitev za posamezen element, katerega dimenzioniramo.

Izračun koristne obtežbe

Glede na to, da je obravnavana stavba poslovna stavba, sem izbral naslednjo pripadajočo koristno obtežbo:

Preglednica 1: Izbrana koristna obtežba

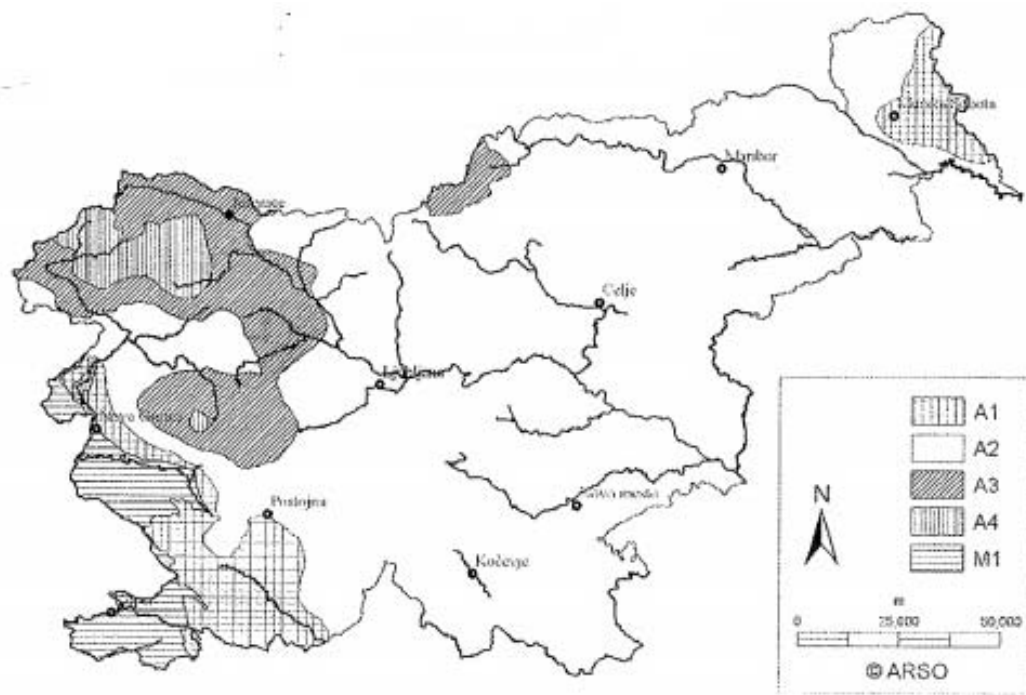
Namen uporabe	kategorija	q_k [kN/m ²]
Pisarne	B	3,0
Balkon	A3	3,0
Stopnišče	A2	3,0
Hodniki, sanitarije	A1	2,0

3.4 Obtežba s snegom

Obtežba s snegom je spremenljiv vpliv. Obtežba je odvisna od lege kraja in nadmorske višine v Republiki Sloveniji. Torej moramo preden izračunamo obtežbo določiti geografsko lego obravnavanega kraja. Pomembna sta 2 podatka:

- Lega kraja znotraj RS (določitev cone)
- Obtežba snega za določeno cono s_k

Spodnja slika predstavlja razdelitev RS na cone in obtežba v tej coni.



$$A1 \quad s_k = 0,65 \left[1 + \left(\frac{A}{728} \right)^2 \right]$$

$$A2 \quad s_k = 1,293 \left[1 + \left(\frac{A}{728} \right)^2 \right]$$

$$A3 \quad s_k = 1,935 \left[1 + \left(\frac{A}{728} \right)^2 \right]$$

$$A4 \quad s_k = 2,577 \left[1 + \left(\frac{A}{728} \right)^2 \right]$$

$$M1 \quad s_k = 0,289 \left[1 + \left(\frac{A}{452} \right)^2 \right]$$

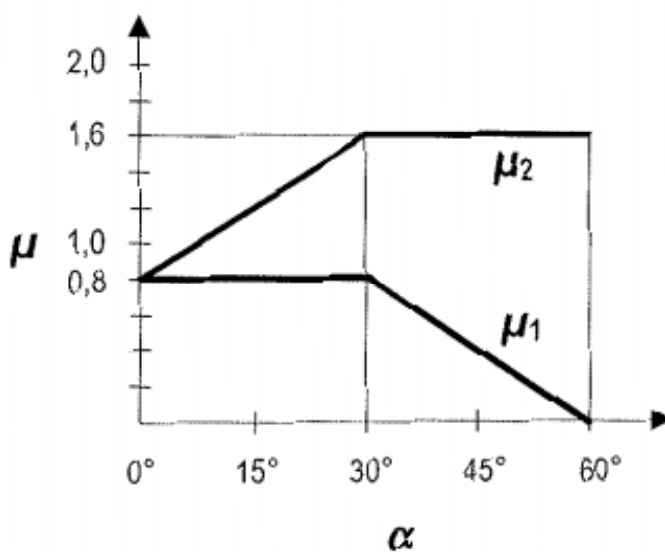
Slika 2: Cone snega v Republiki Sloveniji

Obtežba s snegom izračunamo po naslednji enačbi:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

kjer je pomen pomen koeficientov naslednji:

- C_e koeficient izpostavljenosti
 C_t toplotni koeficient
 s_k karakteristična obtežba s snegom
 μ_i oblikovni koeficient obtežbe s snegom



Slika 3: Oblikovna koeficienta obtežbe s snegom

Izračun obtežbe s snegom na ravno streho

Podatki za naš obravnavani objekt:

- cona snega A3
- nadmorska višina $A = 315$ m
- $C_t = 1$ (streha je izolirana)
- $C_e = 1$ (običajen teren)

Izračun obtežbe s snegom:

$$s_k = 1,935 \cdot \left[1 + \left(\frac{A}{728} \right)^2 \right] = 1,935 \cdot \left[1 + \left(\frac{315}{728} \right)^2 \right] = 2,30$$

Oblikovni koeficient za ravno streho:

$$\mu_i = 0,8$$

Celotna obtežba s snegom:

$$s_k = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2,30 = 1,84 \text{ kN/m}^2$$

3.5 Obtežba z vetrom

Obtežba z vetrom je spremenljiv vpliv. Deluje tako na streho kot tudi na zunanjo fasado.

Osnovna predpostavka:

- površine, na katere delujejo sile vetra, morajo biti dovolj toge, da se lahko zanemarijo njihova resonančna nihanja, ki nastanejo zaradi delovanja vetra,
- če so lastne nihajne frekvence omejenih površin $< 5 \text{ Hz}$, lahko ta nihanja postanejo pomembna in jih je potrebno upoštevati.

Splošno o sili vetra F_w na objekt

Sila vetra, ki deluje na konstrukcijo ali sestavni del, lahko izračunamo po izrazu:

$$F_{w,e} = C_s \cdot C_d \cdot \sum_{\text{površine}} C_{pe} \cdot q_{pe}(z_e) \cdot A_{ref}$$

kjer so:

C_s, C_d konstrukcijski faktor, ki upošteva vpliv razno časnega vpliva nastopa koničnih tlakov vetra in nihanj konstrukcije zaradi turbulence

C_{pe} koeficient zunanjega tlak

q_{pe} tlak pri največji hitrosti (karakteristični konični tlak)

A_{ref} referenčna površina konstrukcijskega dela

Osnovne vrednosti

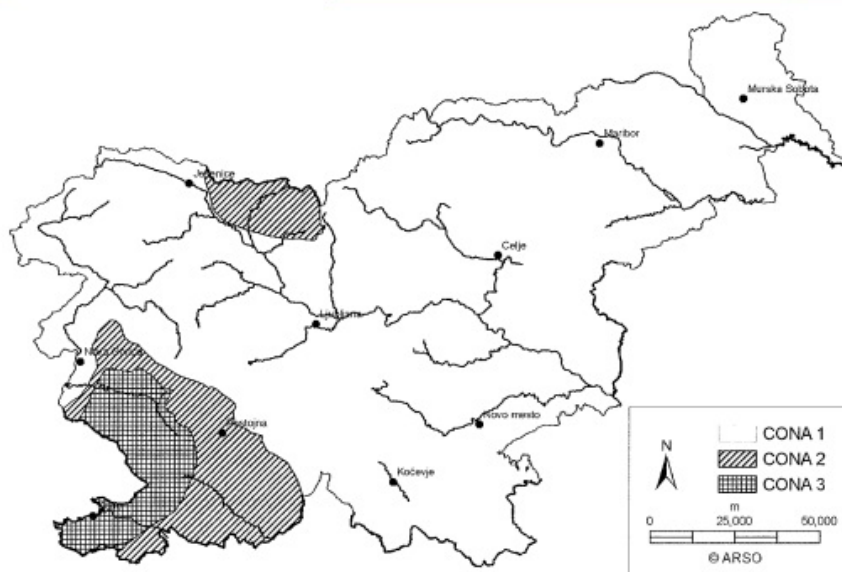
Osnovno hitrost vetra je treba izračunati po enačbi:

$$v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot v_{b,0}$$

kjer so:

v_b	osnovna hitrost vetra, določena kot funkcija smeri vetra in letnega časa 10 m nad terenom v II. Coni jakosti vetra
C_{dir}	smerni faktor
C_{season}	faktor letnega časa
$v_{b,0}$	temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra

Vrednosti $v_{b,0}$ so podane v spodnji sliki, ki ponazarja cone vetra v Republiki Sloveniji:



Hitrosti vetra:

Cona 1 (večina Slovenije):

20 m/s pod 800m
25 m/s od 800 m do 1600 m
30 m/s od 1600 m do 2000 m
40 m/s nad 2000 m

Cona 2 (Trnovski gozd, Notranjska, Karavanke):

25m/s pod 1600 m
30 m/s od 1600 do 2000 m
40 m/s nad 2000 m

Cona 3 (Primorje, Kras in del Vipavske doline):

30 m/s

Slika 4: Temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra $v_{b,0}$

Tlak vetra w_e na zunanje površine

Tlak vetra na zunanje površine izračunamo z izrazom:

$$w_e = C_{pe} \cdot q_p(z_e)$$

kjer so:

C_{pe} koeficient zunanjega tlaka

$q_p(z_e)$ največji tlak pri sunkih vetra

Tlak vetra na notranje površine izračunamo z izrazom:

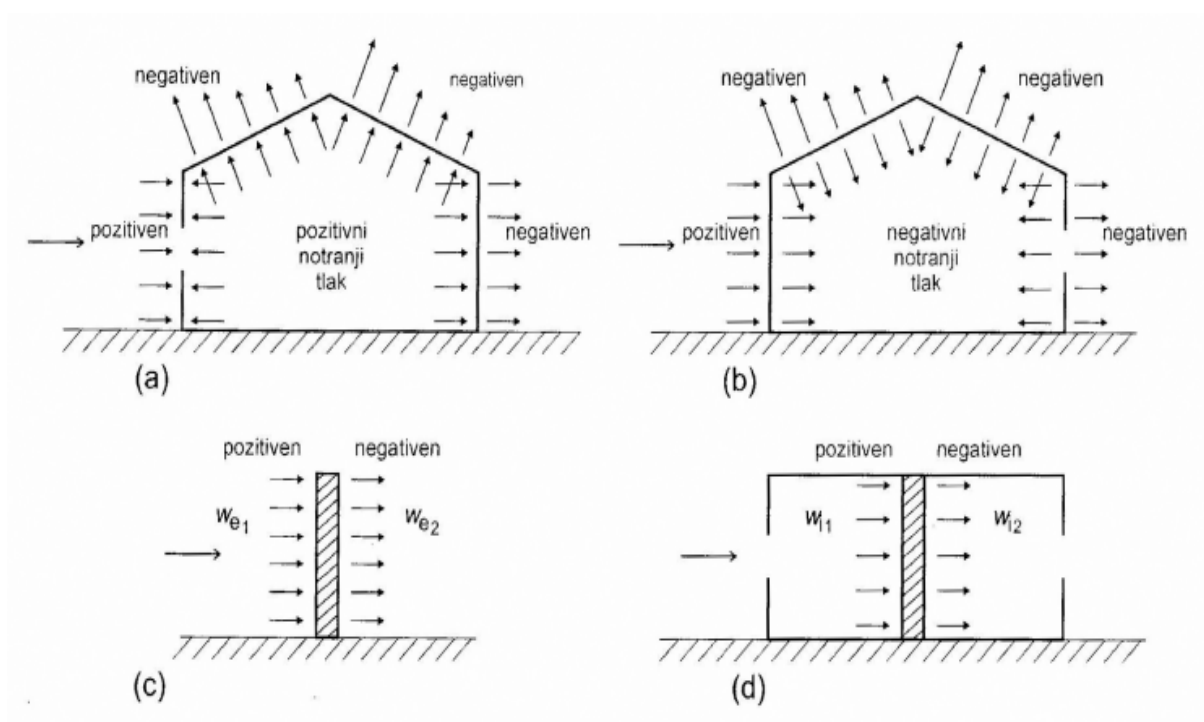
$$w_i = C_{pi} \cdot q_p(z_i)$$

kjer so:

C_{pi} koeficient notranjega tlaka

$q_p(z_i)$ največji tlak pri sunkih vetra

Tlak na steno in streho ali elemente je razlika med tlakoma na nasprotnih ploskvah, upošteva njun predznak. Kako upoštevati notranji in zunanji tlak vidimo iz spodnje slike:



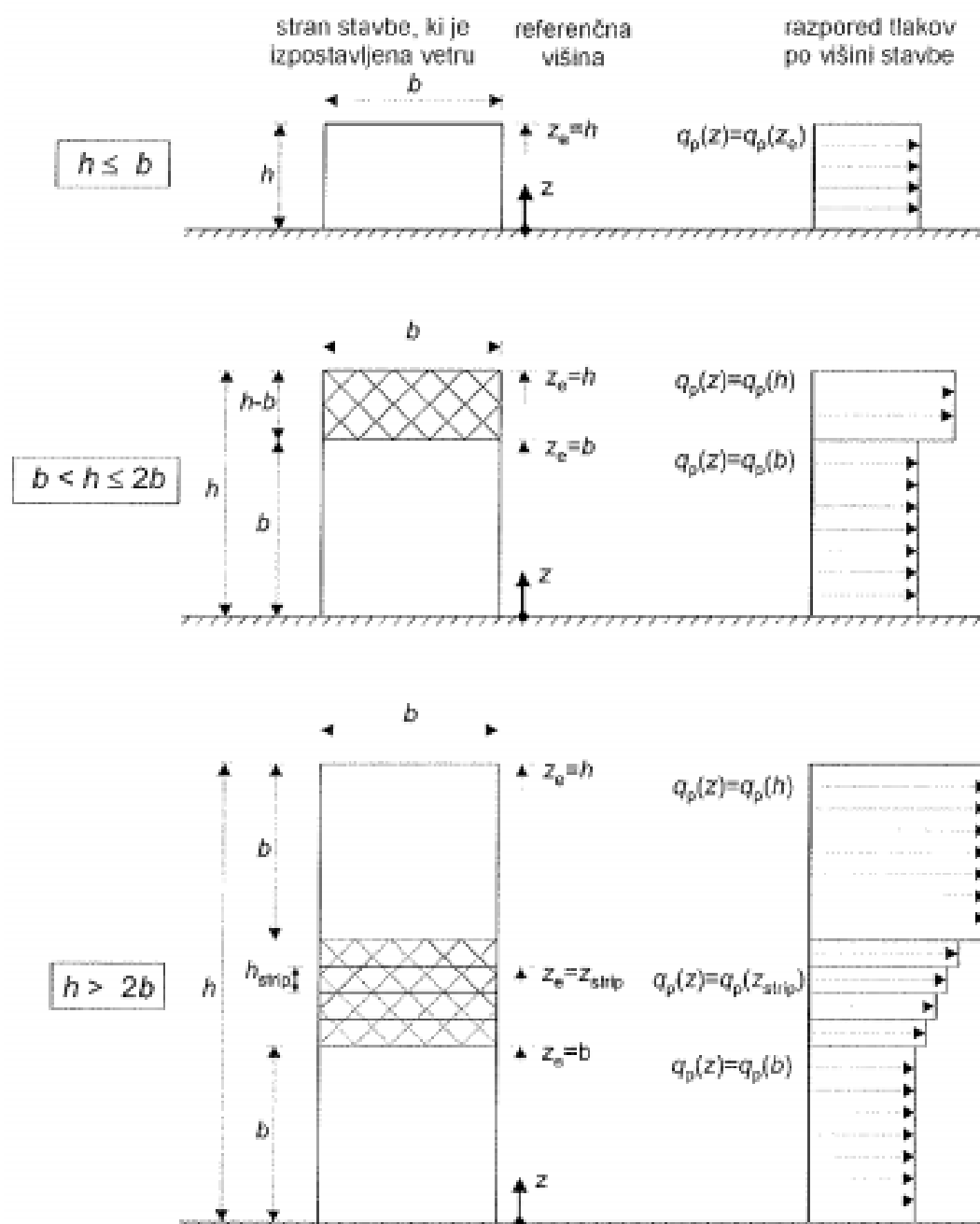
Slika 5: Tlaki na ploskvah

V nadaljevanju privzamemo, da smo upoštevali le zunanje koeficiente tlaka vetra.

Koeficient tlaka za stavbe

Navpične stene s pravokotnim tlorisom

Referenčne višine za privetrne stene stavb s pravokotnim tlorisom, so odvisne od razmerja h/b in so vedno največje višine različnih delov sten. Kako upoštevati različna razmerja višine in tlorisnih dimenzij, so prikazani na spodnji sliki:



Slika 6: Referenčna višina v odvisnosti od h , b in profilov tlaka

Izračun vetra za smeri x in y

Za izračun sile vetra potrebujemo naslednje podatke:

Lokacija	Spodnja Idrija (nadmorska višina $A = 315$ m)
Cona vetra	CONA 1
Osnovna hitrost vetra	$v_{b,0} = 20$ m/s
Tlorisne dimenzije	$A \times B = 31,35 \times 31,35$ m
Višina objekta	$h = 17,20$ m
Kategorija terena II	$C_e = 2,05$
Največji tlak pri sunkih vetra	$q_p = 0,25$ kN/m ²

Zunanja stena:

- Koeficienti zunanje tlaka C_{pe} :
 - za razmerje $h/d = 31,35\text{m}/17,20\text{m} = 1,83$ dobimo z interpolacijo vrednost koeficienta tlaka C_{pe} s pomočjo spodnje Preglednice 4:

Preglednica 2: Koeficienti zunanje tlaka

področje	A	B	C	D	E
h/b	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
1,90	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	0,545

Ravna streha:

- Koeficienti zunanje tlaka C_{pe} :
 - za razmerje $h_p/h = 1,1\text{m}/17,20\text{m} = 0,064$ dobimo z interpolacijo vrednost koeficienta tlaka C_{pe} s pomočjo spodnje Preglednice 5:

Preglednica 3: Koeficienti zunanje tlaka

področje	F	G	H	I
h_p/h	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
0,064	-1,34	-0,88	-0,7	$\mp 0,2$

Končni izračun vetra se določi po spodnji enačbi:

$$v_b = C_e(z) \cdot q_p \cdot C_{pe}$$

↓

$$v_b = 0,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 2,05 \cdot C_{pe} = 0,51 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

3.6 Potresna obtežba

Potresna obtežba je ena od najbolj pomembnih vplivov. Njen vpliv je omejen le pri enoetažnih konstrukcijah, pri katerih ne pride do dovolj velike mase, da bi imel potres večji vpliv od ostalih vplivov. Vpliv potresa opišemo s projektnim spektrom za elastično analizo. Da lahko izračunamo projektni pospešek tal v odvisnosti od časa, moramo poznati naslednje parametre:

a_g	projektni pospešek tal
tip tal	ta parameter se določi s preizkusi in je pomemben za določitev S , $T_i(S)$
q	faktor obnašanja konstrukcije

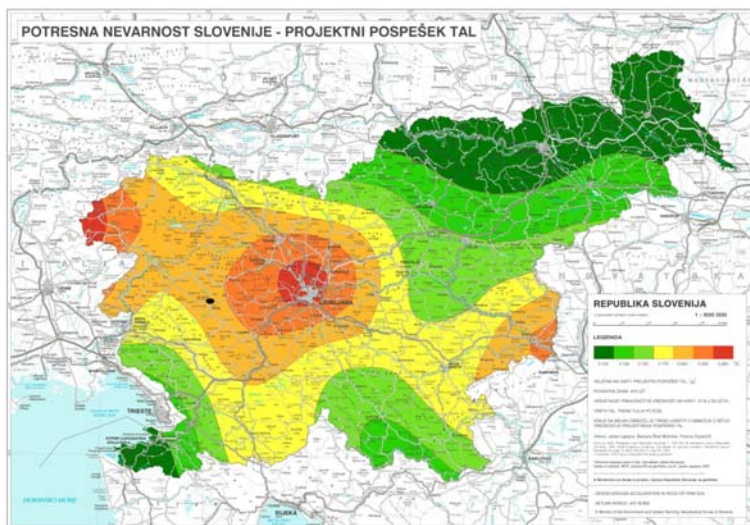
Za analizo objekta bomo uporabili v predpisu določen postopek:

- Modalna analiza (prostorska)

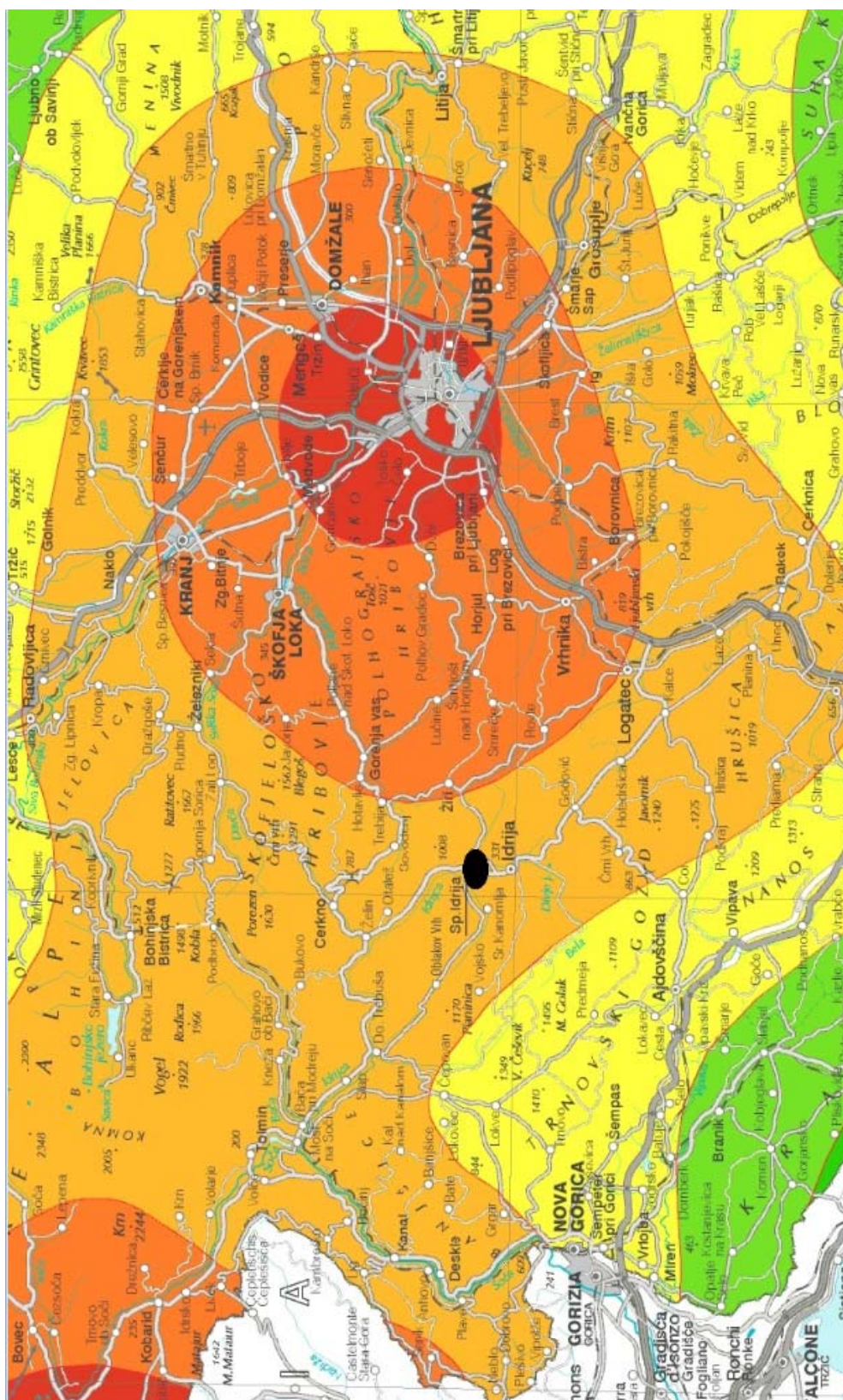
Objekt se analizira v linearno-elastičnem območju. Osnovni spekter za potresni vpliv je elastični spekter, katerega spremenimo v projektni spekter s tem, da določimo faktor obnašanja konstrukcije, s čimer zmanjšamo elastičen vpliv potresnega spektra.

Projektni pospešek tal a_g

Ozemlje Republike Slovenije je razdeljeno na potresna območja glede na potresno nevarnost. Potresno nevarnost določa referenčna vrednost maksimalnega pospeška na tleh tipa B(a_{gR}). Ta pospešek dobimo iz karte, ki je priložena v nacionalnem dodatku k standardu Evrokod 8.



Slika 7: Potresna karta RS



Slika 8: Potresna karta RS (na sliki označena Spodnja Idrija $a_g=0,20g$)

Označena črna točka na zgornjem zemljevidu predstavlja Spodnjo Idrijo, kjer je predviden obravnavan objekt.

Računske metode za analizo potresnega vpliva

Standard Evrokod 8 nam omogoča, da za izračun potresnega vpliva uporabo več različnih metod, med katerimi lahko sami izberemo po kateri bomo računali. Velik vpliv na izbiro metode ima zasnova konstrukcije in njena geometrijska pravilnost ali nepravilnost.

Linearne metode za izračun:

- Metoda z vodoravnimi silami
- Modalna analiza

Nelinearne metode za izračun:

- Nelinearna statična analiza
- Nelinearna analiza časovnega odziva

V nadaljevanju se bomo opredelili le na linearne analize, ki so trenutno glede na običajne numerične modele in razpoložljivo programsko opremo najbolj razširjene in uporabljane. Nelinearne metode bodo uporabljane bolj v prihodnosti.

Modalna analiza

Metoda je enostavna in se jo uporablja tako v dvo-dimenzionalnem modelu kot v tri-dimenzionalnem modelu. Pri tej analizi dobimo vse nihajne oblike in ne le glavnih v obeh smereh. Skupaj s tem, ko dobimo vse nihajne oblike, je tudi pogoj, da moramo upoštevati toliko le teh, da zavzamemo vse, ki vplivajo na globalni odziv objekta. To dosežemo z dvema zahtevama:

- vsota modalnih efektivnih mas za nihajne oblike, ki se upoštevajo, znaša vsaj 90 % celotne mase konstrukcije
- upoštevajo se vse nihajne oblike z efektivnimi modalnimi masami, večjimi od 5 % celotne mase.

Seveda moramo zgornja pogoja doseči v obeh glavnih smereh tako pri ravninskem modelu kot tudi pri prostorskem modelu.

Če zgoraj navedenih zahtev ne moremo doseči, moramo upoštevati vsaj toliko nihajnih oblik, da izpolnimo naslednja pogoja:

- $k \geq 3 \cdot \sqrt{n}$
- $T_k \leq 0,20 \text{ s}$

kjer so:

k	število upoštevanih nihajnih oblik
n	število etaž nad temelji ali nad togo kletjo
T_k	nihajni čas za k-to nihajno obliko

Za odzive v dveh nihajnih oblikah i in j predpostavimo, da sta neodvisna, če velja:

$$T_j \leq 0,9 \cdot T_i$$

Če smo iz zgornje enačbe ugotovili, da sta nihajni obliki neodvisni, potem se lahko največja vrednost E_E učinka potresnega vpliva izračuna z enačbo:

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2}$$

kjer sta:

E_E	obravnava učinek potresnega vpliva
E_{Ei}	vrednost tega učinka potresnega vpliva zaradi nihajne oblike i

Kontrola pomikov

Najpomembnejša kontrola potresne obremenitve je kontrola pomikov, katere preverjamo zaradi omejitve poškodb. Omejitev poškodb določimo glede na kategorijo pomembnosti. Pomike dobljene po linearni analizi moramo pomnožiti s faktorjem duktilnosti q, da ustreza naši kontroli. Pomiki so definirani kot:

$$d_s = q_d \cdot d_e$$

kjer so

- d_s pomik točke konstrukcijskega sistema zaradi projektnega potresnega vpliva
- q_d faktor obnašanja za pomike, če ni drugače definirano vzamemo faktor obnašanja q
- d_e pomik iste točke konstrukcijskega sistema, določen z linearno analizo z uporabo projektnega spektra

Pri običajnih stavbah preverjamo omejitve poškodb. Te omejitve so vezane na pomike po etažah, t.i. »etažne pomike«. V predpisu imamo podane mejne vrednosti, če drugače ni določeno, moramo upoštevati med spodnjimi vrednostmi:

- za stavbe, ki imajo na konstrukcijo pritrjene nekonstrukcijske elemente iz krhkih materialov

$$d_r \cdot v \leq 0,005 \cdot h$$

- za stavbe z duktilnimi nekonstrukcijskimi elementi

$$d_r \cdot v \leq 0,075 \cdot h$$

- za stavbe, pri katerih so nekonstrukcijski elementi pritrjeni na konstrukcijo tako, da deformacije konstrukcije nanje ne vplivajo

$$d_r \cdot v \leq 0,010 \cdot h$$

kjer so:

- d_r projektni etažni pomik
- v redukcijski faktor, ki upošteva manjšo povratno dobo potresa, povezano z zahtevo po omejitvi poškodb (kategorija pomembnosti I in II je $v = 0,4$, za kategorijo III in IV pa $v = 0,5$)
- h etažna višina

Izračun potresne obtežbe za obravnavani objekt

Podatki objekta:

- objekt lociran v Spodnji Idriji
- faktor pomembnosti objekta II
- faktor duktilnosti:

$$q = 3,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1 = 3,0 \cdot 1,2 = 3,6$$

- spekter potresnega odziva

Spekter TIP 1

- pospešek $a_g = 0,200 \cdot g$
- TIP Tal B
- uporabljena analiza je modalna analiza
- izračun mase po etažah: $G_i + \Psi_{Ei} \cdot Q_i$

Kjer je $\Psi_{Ei} = \varphi \cdot \Psi_{2i}$ in so:

$$\varphi = 0,5$$

$$\Psi_{2i} = 0,3$$

Vnos zgoraj navedenih podatkov v računski model in program je prikazan na sliki 9, projektni spekter pospeškov pa na sliki 10:

Equivalent Load

Generate according to Standard: **EUROCODE 8: 2004-11**

Export in RFEM

First LC-No.: **17**

Standard parameter

Type of spectrum: ☒ Design spectrum for linear calculation: ☐ Elastic Response spectrum

Site class: **B** Spectrum type: **1**

S: **1.200** [-] β : **0.200** [-]

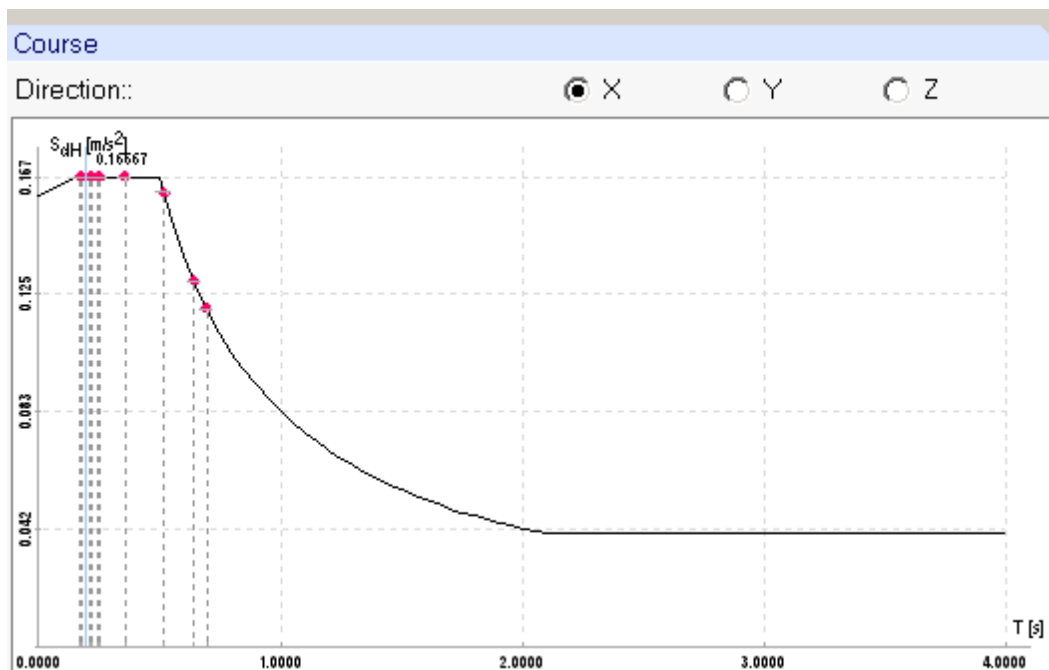
T_{B-H}: **0.150** [s] T_{B-V}: **0.050** [s] q: **3.600** [-]

T_{C-H}: **0.500** [s] T_{C-V}: **0.150** [s] a_g: **0.200** [m/s²]

T_{D-H}: **2.000** [s] T_{D-V}: **1.000** [s] a_{avg}: **0.180** [m/s²]

Spectrum

Slika 9: Vnos podatkov za potresno obtežbo



Slika 10: Projektni spekter pospeškov

3.7 Obtežne kombinacije

Obravnavane obtežne kombinacije bodo sestavljene iz predhodno izračunanih obtežb, kje bodo upoštevani naslednji faktorji in simboli:

G_l	lastna teža
G_s	stalna obtežba
Q_i	spremenljiva obtežba
Q	koristna obtežba
S	sneg
W	veter
P	potresna obtežba

Obtežne kombinacije moramo sestaviti tako, da se obtežbe ne seštevajo v celotni količini skupaj. Treba je predvideti medsebojno delovanje in učinkovanje obtežb. Kot primer lahko vzamemo, da istočasno ne morejo delovati celotna koristna obtežba, sneg in veter. Te obtežbe

bodo le z »določeno« verjetnostjo delovale v istem primeru. Tako da v kombinacijah upoštevamo faktorje Ψ_0, Ψ_1 in Ψ_2 .

Mejno stanje nosilnosti (MSN)

Prevladujoči vpliv je koristna obtežba:

$$S = 1,35 \cdot G_l + 1,35 \cdot G_s + 1,5 \cdot Q + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S + 1,5 \cdot 0,6 \cdot W_x$$

$$S = 1,35 \cdot G_l + 1,35 \cdot G_s + 1,5 \cdot Q + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S + 1,5 \cdot 0,6 \cdot W_y$$

Prevladujoči vpliv je obtežba snega:

$$S = 1,35 \cdot G_l + 1,35 \cdot G_s + 1,5 \cdot S + 1,5 \cdot 0,7 \cdot Q + 1,5 \cdot 0,6 \cdot W_x$$

$$S = 1,35 \cdot G_l + 1,35 \cdot G_s + 1,5 \cdot S + 1,5 \cdot 0,7 \cdot Q + 1,5 \cdot 0,6 \cdot W_y$$

Prevladujoči vpliv je obtežba vetra:

$$S = 1,35 \cdot G_l + 1,35 \cdot G_s + 1,5 \cdot W_x + 1,5 \cdot 0,7 \cdot Q + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S$$

$$S = 1,35 \cdot G_l + 1,35 \cdot G_s + 1,5 \cdot W_y + 1,5 \cdot 0,7 \cdot Q + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S$$

Obtežba brez varnostnih faktorjev:

$$S = 1,00 \cdot G_l + 1,00 \cdot G_s + 0,3 \cdot Q$$

Potresna obtežba:

$$\text{"plus"} \quad S = 1,00 \cdot G_l + 1,00 \cdot 0,3 \cdot G_s + 1,00 \cdot P$$

$$\text{"minus"} \quad S = -1,00 \cdot G_l - 1,00 \cdot 0,3 \cdot G_s - 1,00 \cdot P$$

Mejno stanje uporabnosti:

Karakteristična kombinacija:

$$1,00 \cdot G_l + 1,00 \cdot G_s + 1,00 \cdot Q_k + 1,00 \cdot 0,5 \cdot S + 1,00 \cdot 0,6 \cdot W$$

$$1,00 \cdot G_l + 1,00 \cdot G_s + 1,00 \cdot S + 1,00 \cdot 0,7 \cdot Q_k + 1,00 \cdot 0,6 \cdot W$$

Pogosta kombinacija:

$$S = 1,0 \cdot G_l + 1,0 \cdot G_s + 1,0 \cdot 0,2 \cdot S + 1,0 \cdot 0,3 \cdot Q + 1,0 \cdot 0 \cdot W$$

$$S = 1,0 \cdot G_l + 1,0 \cdot G_s + 1,0 \cdot 0,5 \cdot Q + 1,0 \cdot 0 \cdot S + 1,0 \cdot 0 \cdot W$$

$$S = 1,0 \cdot G_l + 1,0 \cdot G_s + 1,0 \cdot 0,2 \cdot W + 1,0 \cdot 0,3 \cdot Q + 1,0 \cdot 0 \cdot S$$

4 UPORABLJENI MATERIALI

Glavna nosilna konstrukcija je predvidena iz armiranega betona. Plošče in stebri so iz betona kvalitete C30/37, stene, stopnišča in temelji pa iz betona kvalitete C25/30. Podkonstrukcije in nadstreški so izdelani iz jekla kvalitete S235 J0, polnilni zidovi med stebri in nosilci ter ploščami pa so izvedeni z običajnimi opečnimi zidaki, debeline 25 ali 20 cm. Za notranjo nosilno konstrukcijo atrijske strehe je uporabljen lepljen les, kvalitete GL28h. Notranje delitve prostorov so izdelane iz montažne jeklene konstrukcije in lahkih porobetonskih zidakov. Uporabljena armatura za armiranje betona je tako rebrasta kot mrežna armatura kvalitete S500.

Beton:

C25/30	$f_{ck} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$ $f_{ctm} = 0,26 \text{ kN/cm}^2$ $E_{cm} = 31 \text{ GPa}$
C30/37	$f_{ck} = 3,0 \text{ kN/cm}^2$ $f_{ctm} = 0,29 \text{ kN/cm}^2$ $E_{cm} = 33 \text{ GPa}$

Armatura:

S500	$f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$	(rebraste armaturne palice)
MAG S500	$f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$	(mrežna armatura, Q in R mreže)

Jeklo :

S235	$f_{yk} = 23,5 \text{ kN/cm}^2$ $E_{cm} = 21000 \text{ kN/cm}^2$
------	---

Lepljen les:

GL28h	$f_{mk} = 28 \text{ N/mm}^2$ $E_{cm} = 780 \text{ N/mm}^2$
-------	---

5 ZASNOVA KONSTRUKCIJE IN RAČUNALNIŠKI MODEL

Modeliranje konstrukcije, je poleg izračuna in upoštevanja pravih obtežb, drugi najpomembnejši postopek v projektiranju objekta. Modeliranje pomeni, da moramo s pomočjo računskega modela zajeti vse bistvene značilnosti dejanske konstrukcije in njeno obnašanje v naravi. Vendar model ne sme biti preveč obsežen, kompliciran ampak enostaven, da bo prihranjen čas modeliranja in s tem ekonomičen postopek izdelave izračuna. A hkrati s to zadnjo tezo moramo paziti, da denar in čas ne dajeta prednosti strokovni izdelavi modela in računa. Treba je poiskati kompromis med vsemi komponentami.

Za izvedbo računa nosilne konstrukcije sem uporabil računski program »RFEM 3.1«, ki ga je izdelalo podjetje Software Dlubal GmbH iz Nemčije. Ta program omogoča analizo tako ploskovnih kot tudi linijskih elementov in njihovo dimenzioniranje.

Računski model za določitev potrebnih podatkov o obnašanju konstrukcije mora upoštevati vse konstrukcijske elemente, njihove trdnosti, maso, togost, itd., kakor tudi vse potrebne karakteristike za ne konstrukcijske elemente. Idealen računski model bi bil tak, ki bi upošteval vse lastnosti objekta čim bolj točno kot je v naravi. Vendar bi imeli s takim računskim modelom preveč dela, porabili bi veliko časa, poleg tega ne moremo vseh elementov upoštevati, saj ni nujno, da bi imeli veliko boljše rezultate kot z malo manj točnim modelom. Vedeti moramo, da imajo velik vpliv na točnost in uporabnost rezultatov natančnost vseh vhodnih podatkov. To se vidi predvsem pri potresni obtežbi, ki je zelo groba ocena dejanskega stanja potresne obtežbe, tako da preveč idealiziran numerični model objekta ne prinese veliko, lahko pa s tem ko vnesemo preveč podrobnosti v objekt spremenimo njegovo obnašanje in s tem posledično rezultate.

Preveril sem značilnosti konstrukcijskega sistema, saj standard tu podaja nekaj zahtev in omejitev. Obravnaval sem uniformnost, simetrijo, statično nedoločenoost, nosilnost in togost v obeh smereh, torzijsko nosilnost, učinek diafragme na nivoju etaž, primarne in sekundarne elemente ter pravilnost konstrukcije, tako po višini kot tudi po tlorisu.

Za tip konstrukcije sem upošteval mešani sistem, s srednjo stopnjo duktilnosti DCM. Srednja stopnja duktilnosti je dovolj za naš objekt, saj ima le tri etaže, kar ni zelo visok objekt, poleg tega pa je običajne stopnje pomembnosti. Višja stopnja duktilnosti bi nam samo povečala stroške gradnje in materiala, ostalega doprinosa ne bi bilo.

Za tip konstrukcije sem izbral mešani sistem ekvivalenten stenastemu sistemu, zaradi dejstva, da ima objekt stebre le na sredini objekta, zunanji pa obnašajo kot stene. Zato tudi večinoma k nosilnosti doprinesejo stene. Ti elementi so najbolj togi in največji, tako da glede na razmerje togosti med elementi dobijo največ potresne obremenitve, saj se obtežba med elementi deli glede na razmerje medsebojne togosti. Kot posledica nejasnosti glede točne določitve sistema, bom v obravnavanem primeru konstruiral in detajliral stebre na sredini objekta kot tudi stene na potresne predpise SIST EN 1998-1.

Potresna obtežba deluje predvsem v horizontalni smeri, tako da so plošče v računskem modelu upoštevane kot toge šipe v svoji ravnini, katere potresna obtežba ne zadeva. Pri potresu so na udaru stebri, stene, gredni nosilci in povezave med njimi. Za plošče je pomembna le vertikalna obtežba.

Ker je bil objekt del projekta znanega naročnika, so dimenzionirani vsi elementi in vse povezave obravnavane konstrukcije.

Vertikalna obtežba se iz sekundarnih elementov v medetaži prenaša na nosilce in plošče. Preko teh elementov na vertikalne elemente, stene in stebre ter v temelje oziroma v temeljna tla.

Računalniška obdelava analize in dimenzioniranje konstrukcije je v sodobnem načinu dela gradbenega inženirja skoraj da obvezna. Brez nje si skoraj več ne predstavljamo statičnega računa gradbene konstrukcije. S tem postopkom si skrajšamo čas potreben za izračun notranjih statičnih količin in hkrati s tem dobimo bolj natančne rezultate kot pri »peš« računu. Pred nastankom računalniških programov je bil »peš« račun sicer tudi hiter, a hkrati s tem tudi zelo poenostavljen. Glavne notranje statične količine (npr.: osna sila stebra, upogibni moment grede okvirja, itd.) so bile identične kot sedaj. Razlika se vidi pri analizi ploskovnih elementov (npr.: stena, plošča, itd.). Brez računskega programa je natančna določitev poteka notranjih sil po celotnem ploskovnem elementu sorazmerno zahtevno in zamudna. Pri tem si

sicer lahko pomagamo z različnimi pripomočki, kot so različne tabele in diagrami. Z uporabo le teh pa težje določimo obremenitve ploskovnih konstrukcij pod vplivom koncentriranih sil in ob robovih konstrukcije. Računski program pa nam omogoča tudi lažje podajanje obtežbe na konstrukcijo in avtomatično upoštevanje lastne teže konstrukcije. To nam prihrani dodaten čas. Vendar pa ima računalniška obdelava konstrukcij tudi določene slabosti. Z računalniško izdelavo statičnih računov konstrukcij se izgublja občutek za obnašanje konstrukcije pod obtežbo in za red velikosti in potek notranjih sil v konstrukciji. To pa je za ustrezno preverjanje pravilnosti računskih rezultatov računalniško vodene analize konstrukcije izrednega pomena. Rezultate računalniške analize je treba vedno preveriti z ustreznim približnim računom brez računalnika.

Program »Dlupal RFEM«

Za izračun notranjih statičnih količin in potrebne armature sem uporabil računalniški program »dlupal RFEM«, ki tako kot vsi sodobni računalniški programi, temelji na metodi končnih elementov (MKE). V programu lahko izbiramo med linijskim in ploskovnim izborom elementov. Linijski so enostavnejši, hitrejši in prihranijo čas računa, vendar je treba vedeti, da večje elemente s tem postopkom poenostavimo. Predvsem se to pozna pri pomikih in notranjih silah, saj program namesto pravega vozlišča vzame središčno linijo, s čimer se povečajo dimenzije med elementi. Ploskovni elementi so počasnejši, manj enostavni za izdelavo, a imajo prednost v natančnosti. Pri ploskovnih elementih moramo paziti, da imamo dovolj majhno in drobno mrežo končnih elementov, da zavzamemo prave vplive v elementu. Z manjšanjem in večanjem velikosti mreže in elementov v mreži končnih elementov običajno pridobimo pri natančnosti.

Najbolj ugodno in pravilno je modeliranje s ploskovnimi in linijskimi elementi skupaj. Linijski so grede, nosilci, stebri, itd. Med ploskovne štejemo plošče, stene in lupine.

Preden se začne vnos točk in linij v računalniški program, je potrebno določiti še pravilne enote izračuna (kN, m, itd). Ugotoviti moramo tudi srednje linije elementov iz arhitekturnih načrtov, saj v program vnašamo srednje linije elementov v vseh treh dimenzijah.

Pri vnašanju linij in točk končnih elementov moramo ugotoviti glavno (primarno) nosilno konstrukcijo. Sekundarne elemente bomo izpustili, saj v računalniškem modelu lahko povzročijo več škode kot koristi. To naredimo zaradi zahteve standarda, da sekundarne nosilne konstrukcije ne smejo presegati 15 % togosti vseh primarnih elementov. To zahtevo težko izpolnimo, saj bi morali narediti popolni model in postopoma odstranjevati sekundarne elemente, da bi prišli do te zahteve. To pa spet zahteva veliko časovnih zamud.

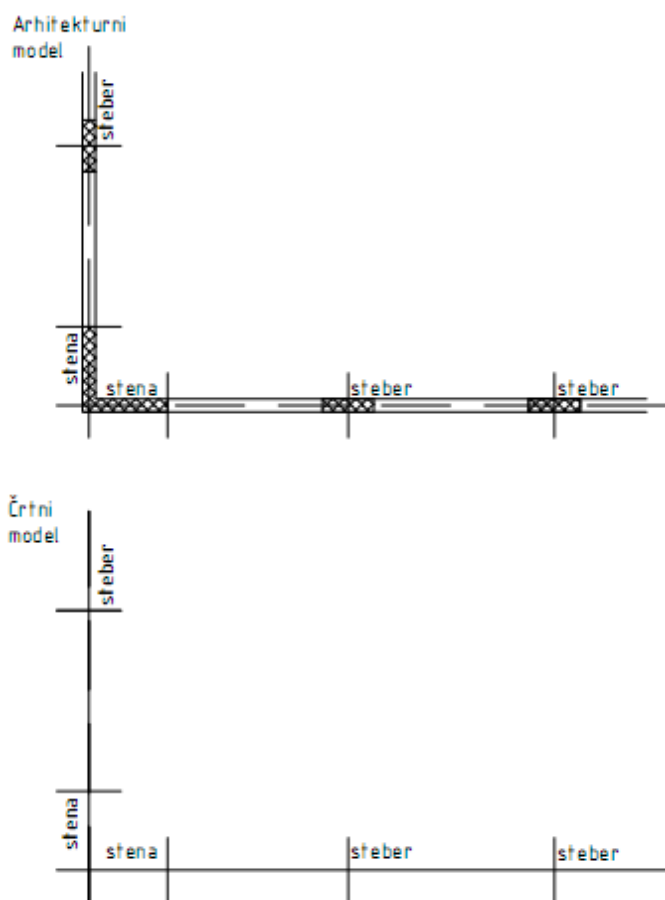
Glavne značilnosti programa »dlubal RFEM«

- Deluje v okolju Windows
- Posamezni deli konstrukcije imajo lahko različne karakteristike materiala
- Uporaba linijskih, ploskovnih in točkovnih podpor
- Za vsako obtežbo je potrebno definirati ustrezen element
- Program podpira standarde EN1991, EN1992, EN1993 in EN1998
- Avtomatsko generiranje mreže končnih elementov
- Možen je račun *potrebne armature* za linijske in ploskovne elemente
- Kontrola preboja, preverili smo tudi ročno
- Program omogoča upoštevanje karakteristik temeljnih tal in s tem omogoča določitev napetosti v temeljnih tleh
- Spreminjanje enot je vedno izvedljivo

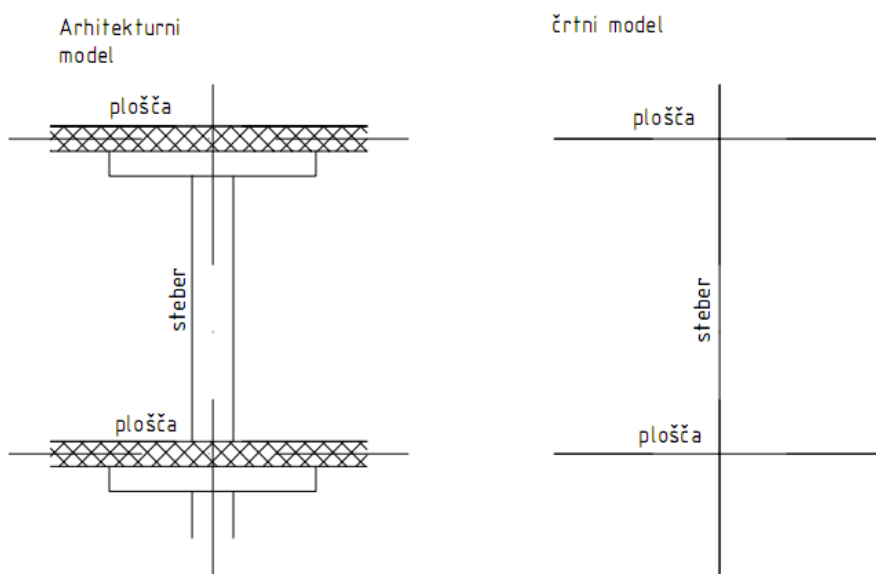
Prikaz izdelave numeričnega modela

Računalniški model konstrukcije izdelamo na podlagi arhitekturnega načrta. Iz načrtov se mora dati razbrati glavno nosilno konstrukcijo in uporabljen material. Nosilno konstrukcijo določi konstruktor, v posvetovanju z arhitektom. Preden se določi glavni nosilni konstrukcijski sistem, moramo izbrati ustrezne materiale za posamezne sklope konstrukcijskih elementov.

Glavno nosilno konstrukcijo modeliramo z linijskimi in ploskovnimi končnimi elementi. Za osi elementov upoštevamo težiščne linije obravnavanih linijskih elementov oziroma srednje ploskve ploskovnih elementov.



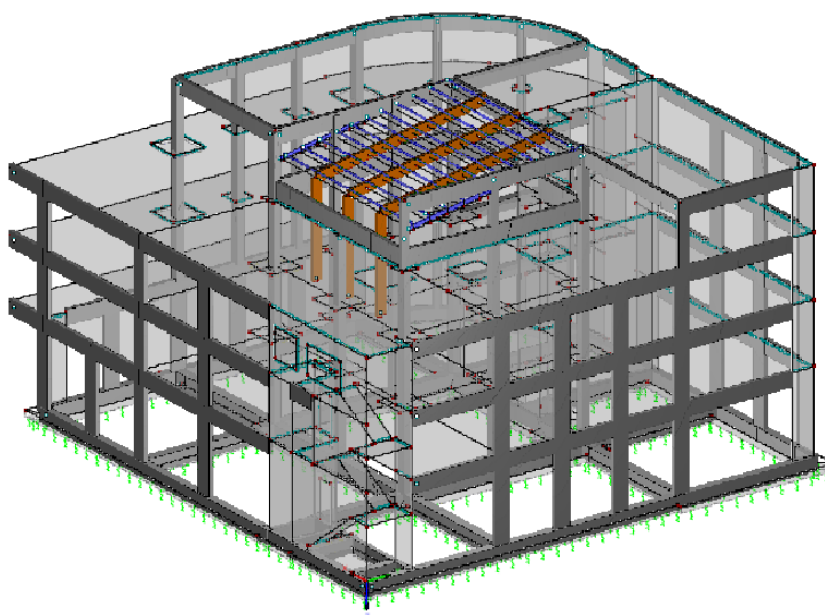
Slika 11: Izdelava črtnega modela (tloris)



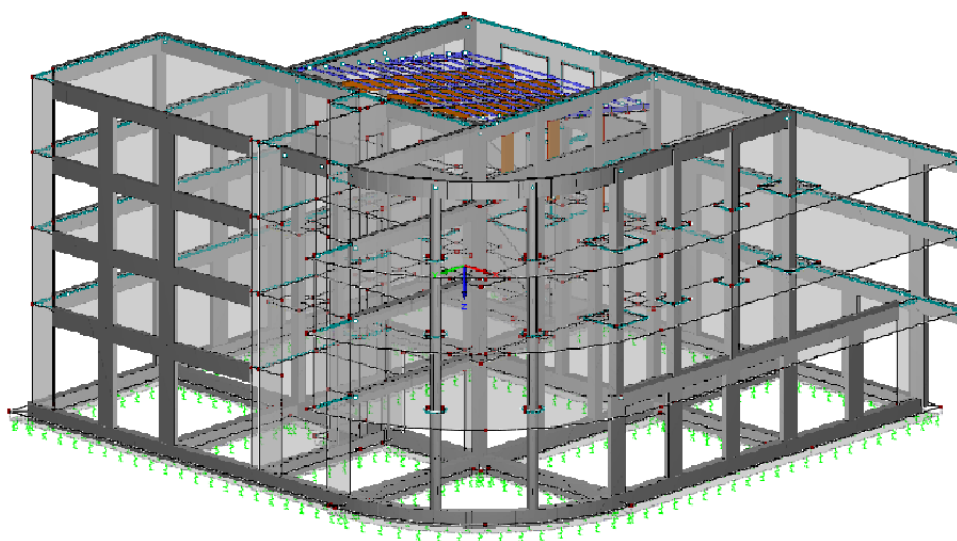
Slika 12: Izdelava črtnega modela (prerez)

Ko naredimo celoten črtni model, določimo v računskem modelu še prereze elementov. Ti prerezi so enaki, kot so predpisani v arhitekturnem načrtu. Te prereze dodelimo določeni črti črtnega modela, ki bo v računalniškem modelu konstrukcije predstavljal določen element. Geometrija elementov je pomembna tako za račun notranjih statičnih količin, kakor tudi za račun povesov in potrebne armature prerezov.

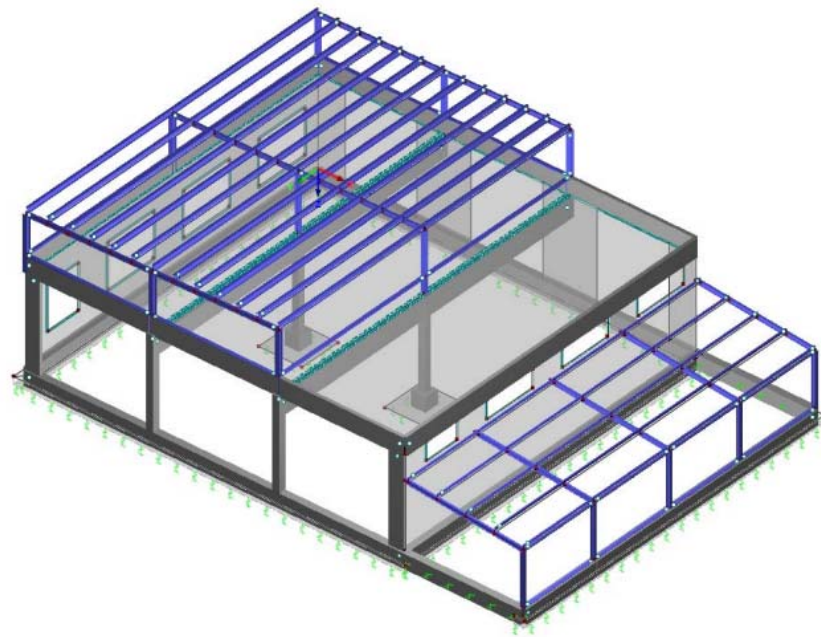
Prikaz računskega modela konstrukcije za obravnavani objekt:



Slika 13: Računski model konstrukcije obravnavanega objekta 1 (pogled 1)



Slika 14: Računski model konstrukcije obravnavanega objekta 1 (pogled 2)



Slika 15: Računski model konstrukcije obravnavanega objekta 2

Na koncu izdelave računskega modela, moramo preveriti vse upoštevane dimenzije, pravilnost elementov, njihove oblike, dimenzije in materiale. Preveriti moramo vpetost ali sprostitvev elementov in ploskev. Vsi ti parametri odločilno vplivajo na končne izračunane vrednosti notranjih statičnih in deformacijskih količin.

6 ANALIZA KONSTRUKCIJE IN PRIKAZ REZULTATOV

Ko imamo izbran računski model konstrukcije je naslednja aktivnost izračun notranjih statičnih količin. Ustreznost podatkov o računskem modelu se avtomatsko preveri z notranjo programsko kontrolo. Pri tem se kontrolira pravilnost medsebojnih povezav posameznih elementov konstrukcije, pravilnost podane obtežbe, prisotnost odprtih in stabilnost podanega konstrukcijskega. Vendar pravo kontrolo mora vedno opraviti konstruktor sam. Numerična kontrola lahko marsikatero stvar izpusti ali obravnava nelogično. Tako moramo po izračunu notranjih statičnih količin pregledati po karakterističnih prerezi in etažah potek napetosti in potek notranjih sil. Paziti moramo na pravilen potek in smer poteka, glede na upoštevanje predpostavke o vpetosti elementov med seboj, kot je npr:

- če imamo členek, ne smem imeti upogibnega momenta na mestu členka,
- ploščo moramo pri robu imeti sproščeno (ne togo vpeto),
- ali so poteki količin zvezni, diagrami poteka smiselno enaki kot pri »pešč« računu,

Preveriti moramo pravilnost deformacij računskega modela, morebitne nepravilnosti v izračunu in poteku notranjih količin odpravimo z ustrezno popravo računskega modela in ponovnim izračunom.

Šele, ko vsa ta dejstva in predpostavke preverimo in zagotovimo pravilnost izračunanih količin, lahko rečemo, da računski model deluje pravilno.

V nadaljevanju bom predstavil nekatere kontrole po celotni zgradbi ali posameznih elementih.

Kontrola plošče

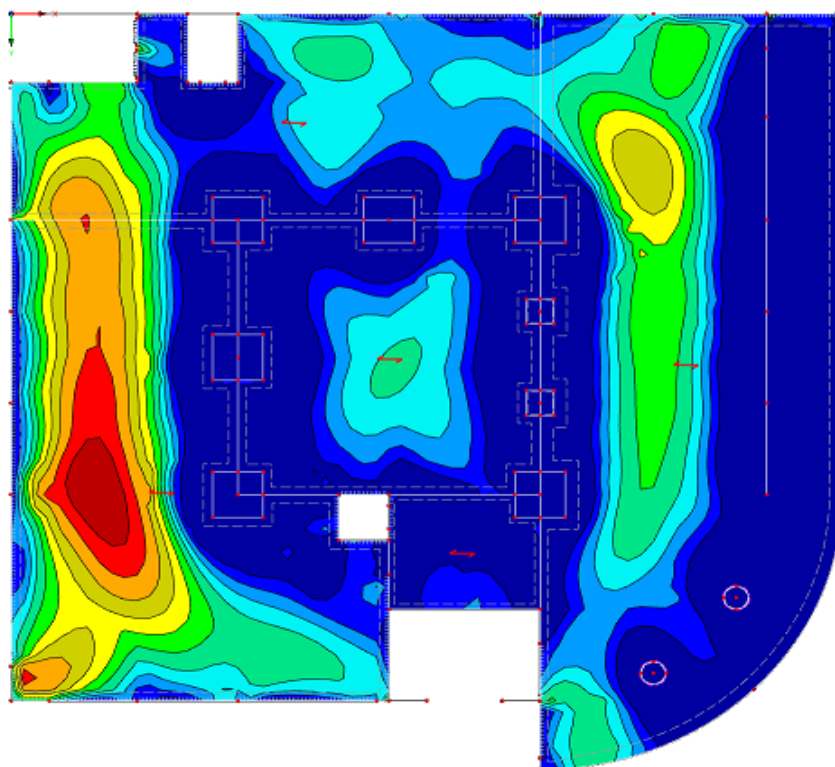
Plošče so vodoravni elementi, ki prenašajo navpično obtežbo na stebre, stene in nosilce. Pri potresu delujejo kot toge vodoravne šipe. Pomembne so zaradi teže, kajti sama teža plošče predstavlja velik delež etažne teže, na podlagi katere izračunamo potresno obtežbo. Plošče se preverjajo v glavnem glede vertikalne obtežbe, ki ima največji vpliv na potek in velikost notranjih sil ter na potek armature. Zelo pomembno je, da so plošče pravilno upoštevani robni pogoji. Stopnja vpetosti na robovih močno vpliva na upogibne momente v polju. To je pomembno, kajti če plošča na robovih popusti, se ustrezno povečajo upogibni momenti v

polju kjer potem potrebujemo več armature. Paziti moramo tudi na potek momentov glede na koordinatni sistem in podpore. V polju moramo imeti med podporami (stene, stebri, itd.) pozitiven moment in nad podporami negativen moment (če imamo lokalni koordinatni sistem obrnjen tako, da deluje os z navzdol). To je lepo vidno na spodnji sliki 16, kjer je na desni strani med stebri v polju pozitiven moment v celotnem polju, kakor tudi na levi strani. Ker vmes ni nobenih podpor, je povsod pozitiven moment. Negativen moment je samo nad podporami (v tem primeru stebri).

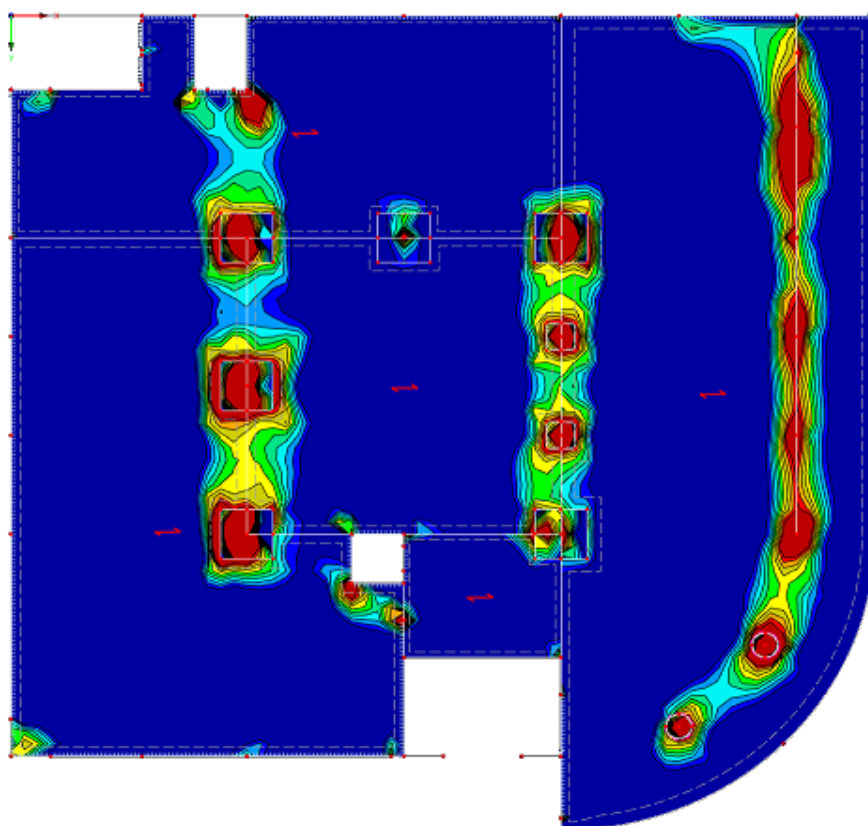


Slika 16: Upogibni moment $m-x$ (kNm/m)

Temu poteku notranjih sil sledi tudi potek armature. V polju, kjer je pozitiven moment, je izračunana armatura spodaj. Nad podporami, kjer je negativni moment, pa je potrebna zgornja armatura. Moramo pa vedeti, da izračunani momenti in potrebna armatura v točkah, kjer podpore podpirajo ploščo niso prave velikosti, saj numerični model vzame za podporo točko in ne realen prerez podpore $b \times h$.



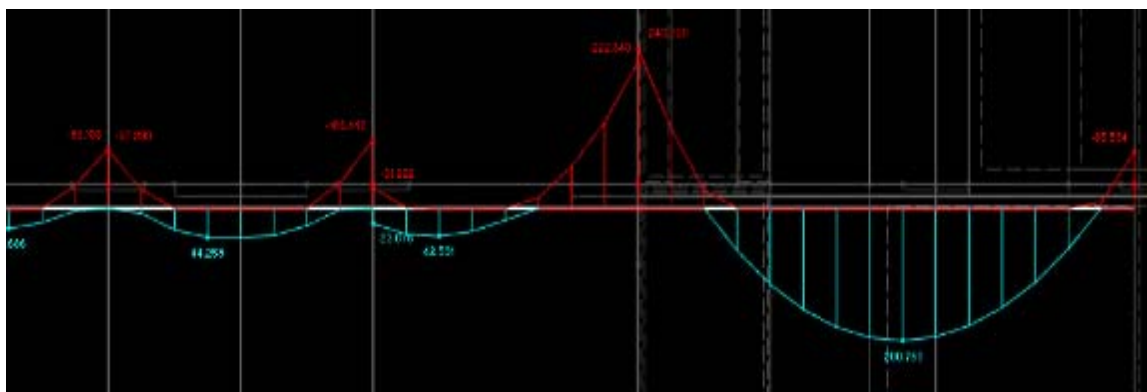
Slika 17: Armatura spodaj v smeri a_{s1} (cm^2/m)



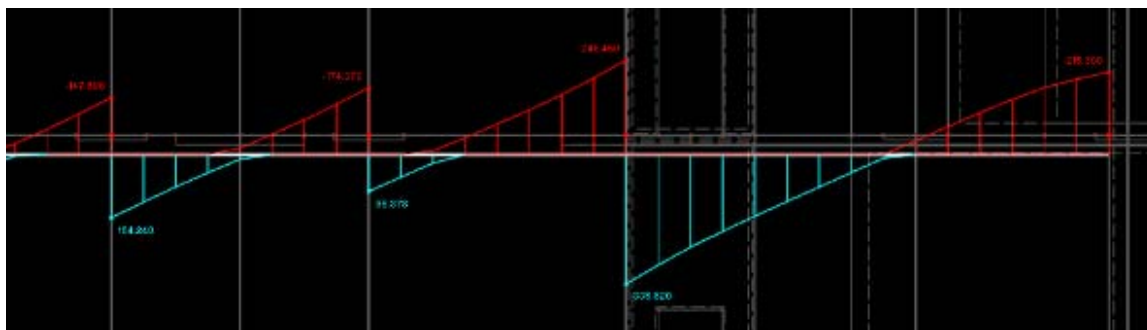
Slika 18: Armatura zgoraj v smeri a_{s1} (cm^2/m)

Kontrola nosilcev in stebrov

Pri nosilcih je pomemben potek notranjih sil. Če imamo na začetku in koncu nosilca členek, tam ne sme biti upogibnega momenta. Če je element na koncih toga vpet, potem mora biti upogibni moment na koncih negativen. Sam potek upogibnega momenta in prečne sile mora slediti obliki tega poteka po »pešč« izračunu. V polju pozitiven moment, nad podporo negativen. Oblika diagramov upogibnega momenta je parabola, prečne sile pa »žagasti« potek diagrama, če je prečna obtežba konstrukcije zvezna.



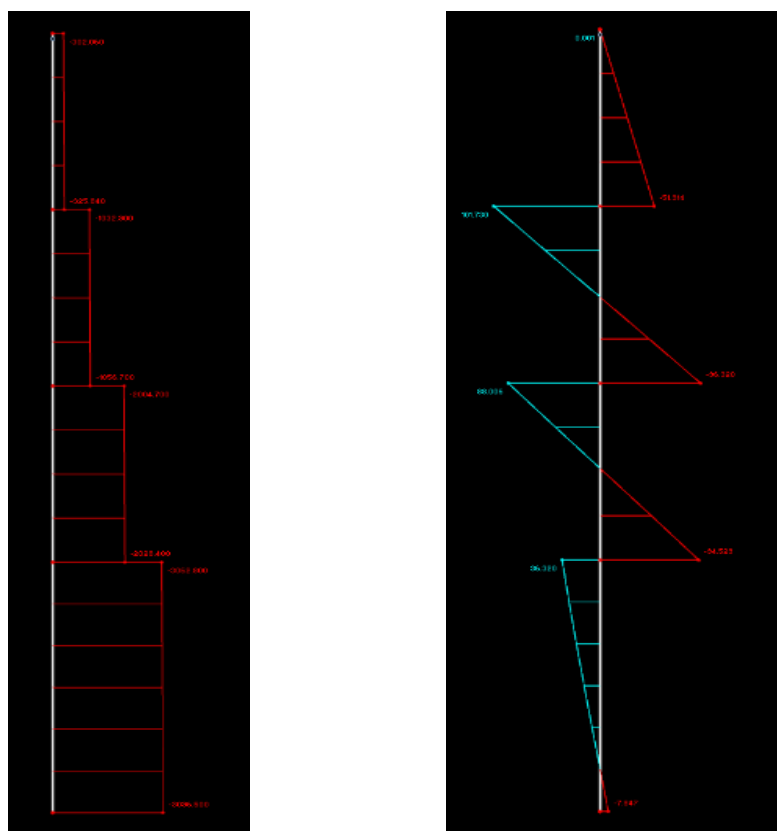
Slika 19: Potek upogibnih momentov v nosilcu v (kNm)



Slika 20: Potek prečnih sil v nosilcu v (kN)

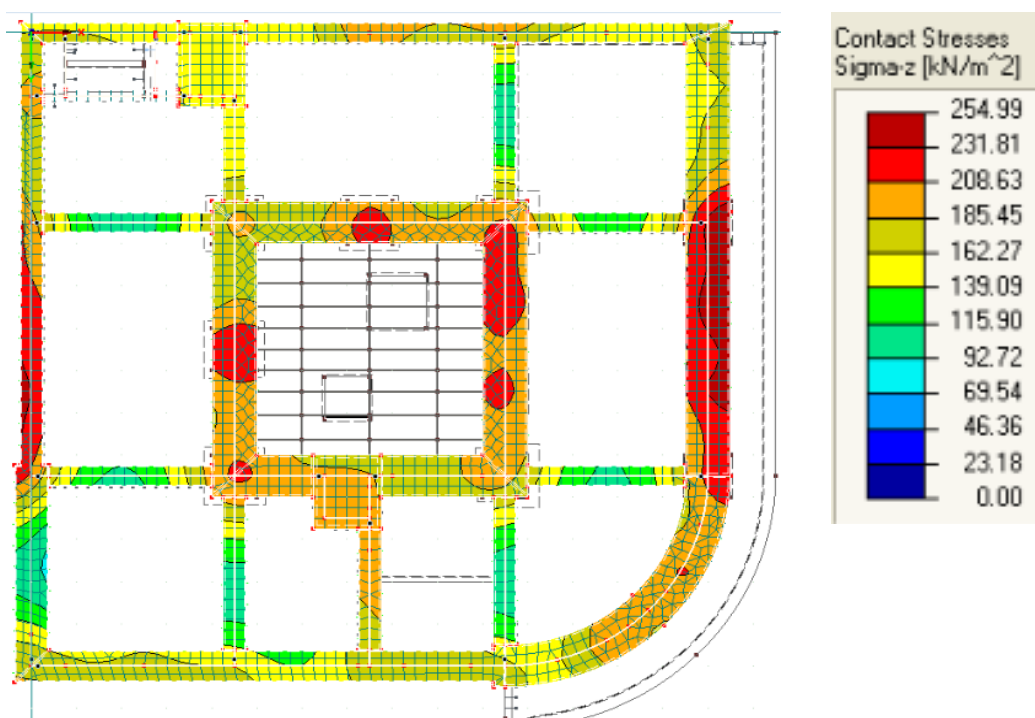
Pri stebrih moramo paziti na »žagasti« potek momentov preko etaž. V vsaki višini vpetja stebra v ploščo diagram momentov spremeni predznak. Pri vseh obtežbenih kombinacijah je potek smiselno podoben, tako pri vertikalni obtežbi kot pri horizontalni (veter, potres). Paziti moramo le, da pri potresni kombinaciji na enem koncu stebra dobimo večje momente, na drugem pa manjše kot pri vertikalni obtežbi. To je posledica tega, da pri potresu upogibne momente zaradi navpične in potresne obtežbe seštevamo.

Osna sila mora biti najmanjša zgoraj in največja je spodaj.



Slika 21: Potek osne sile (kN) in upogibnega momenta (kNm) stebra preko etaž

Kontrola napetosti v temeljnih tleh



Slika 22: Kontaktne napetosti (kN/m²) v temeljnih tleh

Preverjanje napetosti v temeljnih tleh je nujno zaradi možnosti porušitve tal. Iz geotehničnega poročila, ki nam ga poda geomehanik, razberemo za kakšno kamnino v različnih plasteh gre in kakšna je mejna dopustna napetost v tleh. Če so napetosti prevelike, pomeni da moramo temeljno ploskev razširiti, da dobimo manjše napetosti pod le-temi. V našem primeru so napetosti po celotnih temeljnih v mejah dopustnega, čeprav se na predhodnji sliki 22 vidi, da so nekje te napetosti malo prekoračene. Vendar se moramo zavedati, da tudi dva različna geomehanika lahko podata dve različni vrednosti mejnih napetosti. Ker je prekoračitev zelo majhna lahko privzamemo, da temeljna tla niso preobremenjena oziroma da izbrane dimenzije temeljev zadoščajo.

$$\sigma_{dopustna} \geq \sigma_{izračunana}$$

↓

$$250 \frac{kN}{m^2} \geq 250 \frac{kN}{m^2}$$

Kontrola pomikov pri potresu

Kontrola pomikov pri potresni obtežbi je pomembna zaradi nevarnosti poškodovanja nenosilnih konstrukcijskih elementov. Kontrola se izvaja z relativnimi oziroma diferenčnimi pomiki, se pravi, da pomik etaže spodaj odštejemo od pomika etaže zgoraj.

Preglednica 4: Kontrola pomikov

	u_x (cm)	u_y (cm)	q	v	U_x (cm)	U_y (cm)	h (cm)	$\alpha \cdot h$ (cm)
4	0,06	0,08	3,6	0,5	0,1	0,15	380	1,9
3	0,05	0,03	3,6	0,5	0,09	0,06	380	1,9
2	0,07	0,05	3,6	0,5	0,13	0,09	380	1,9
1	0,09	0,11	3,6	0,5	0,16	0,2	505	2,5

Izberemo $\alpha=0,005$

Iz preglednice je razvidno, da pomiki niso problematični, da bi preveč vplivali na nenosilne konstrukcijske elemente.

7 DIMENZIONIRANJE KONSTRUKCIJE

Izvedli bomo izračun tipičnih konstrukcijskih elementov. Obravnavali bomo medetažno ploščo, steno, steber in nosilec.

Vse notranje statične količine so izračunane z upoštevanjem računskega modela konstrukcije in pripadajoče obtežbe s predhodno opisanim programom »Dlubal RFEM«. Obtežba je določena v predhodnjih poglavjih.

7.1 Račun plošče

Vse medetažne plošče v obravnavanem objektu so debeline $d = 30$ cm, kvalitete betona C30/37 in armirane z rebrasto armaturo RA S500 in mrežno armaturo MAG S500.

V računskem modelu so vse plošče po robovih sproščene (členkasto podprte), s tem dobimo večje obremenitve v poljih plošč in posledično več potrebne armature. To je posledica obnašanja plošče, saj je večja verjetnost velike obremenitve v polju kot pri robovih, kjer tako ali tako ne moremo zagotoviti popolnoma togega vpetja.

Armiranobetonske plošče

Plošče so ravninski konstrukcijski elementi, ki imajo eno dimenzijo znatno manjšo kot ostali dve, navadno je ta dimenzija debelina, ki je veliko manjša, kot sta širina in dolžina. V svoji ravnini so obravnavane kot zelo tog element. Obremenjene so pravokotno na svojo ravnino. Obremenitev prenašajo z upogibom.

Dobre lastnosti AB plošč:

- povezujejo druge dele konstrukcije (stebre, stene, itd.) v celoto,
- lahko so nosilne v eni ali dveh smereh,
- izvedba togih vozlišč,
- enostavna izdelava,
- velika rezerva nosilnosti.

Slabe lastnosti AB plošč:

- velika lastna teža,
- lastno težo lahko zmanjšamo z različnimi polnili v plošči, kot so (kartonaste cevi, itd.).

Dimenzioniranje na upogibno obremenitev

Izračun notranjih statičnih količin bomo opravili z uporabo računalniškega programa. Izračun potrebne armature pa z računalniškim programom in »peš« postopkom ter dobljene rezultate med seboj primerjali.

Pri računu z računalniškim programom nam računalniški program določi potek notranjih sil (m_x , m_y in m_{xy}) in količino potrebne armature v dveh med seboj pravokotnih smereh a_{sx} in a_{sy} .

Pri »peš« računu, s pomočjo pomožnih tabel (Han-ove tabele), pa imamo nekaj vmesnih korakov, kot so:

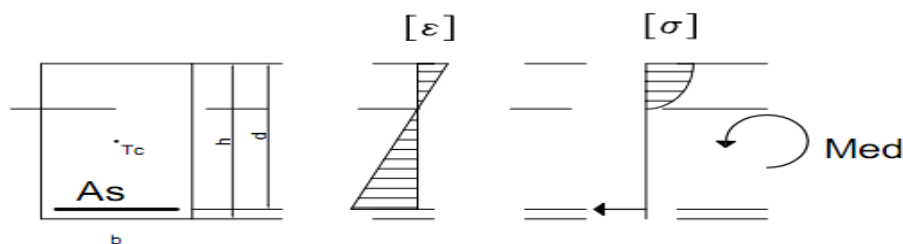
- določitev geometrije konstrukcije
- karakteristične vrednosti projektnih vplivov
- določitev momentov za karakteristične pasove (obremenitev v polju, na prostem robu, na vpetem robu)
- račun potrebne upogibne armature

Da prihranimo čas pri računu upogibne obremenitve različnih kombinacij vplivov, je priporočljivo vnaprej določiti najbolj neugodno kombinacijo vplivov. Potrebno je določiti najbolj neugodno obremenitev posebej za spodnjo in zgornjo armaturo.

Račun potrebne armature v plošči je enak računu potrebne armature nosilcev in gred pravokotnega ali kvadratnega prereza. Postopek je opisan v priročnikih za dimenzioniranje AB konstrukcij.

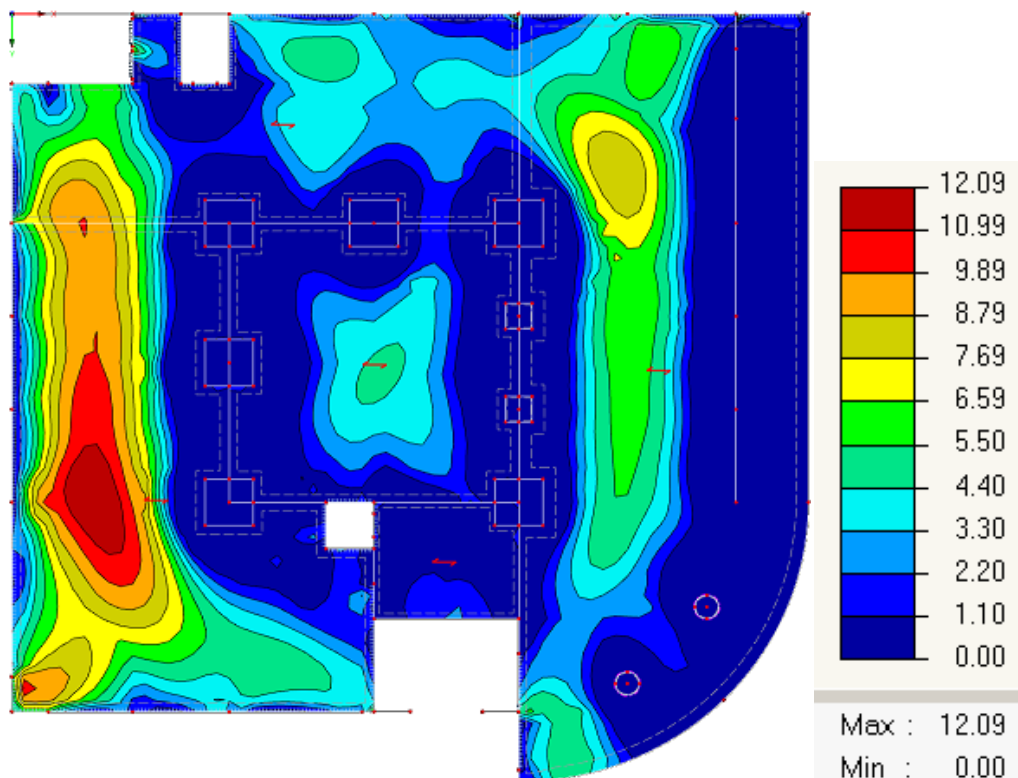
$$k_d = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot d^2 \cdot b} \rightarrow \text{odčitamo } k_s \text{ iz tabel pri izračunanem } k_d - \text{ju}$$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{Ed}}{d \cdot \sigma_s}$$

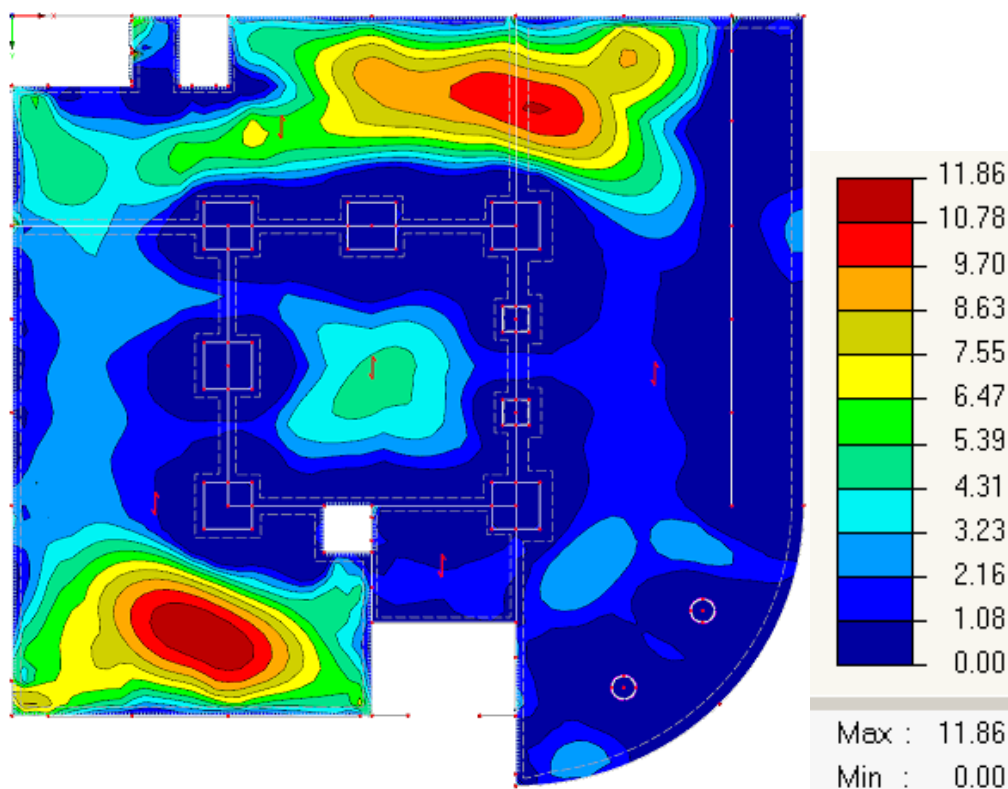


Slika 23: Napetosti in deformacije v pravokotnem prerezu obremenjenem z upogibnim momentom

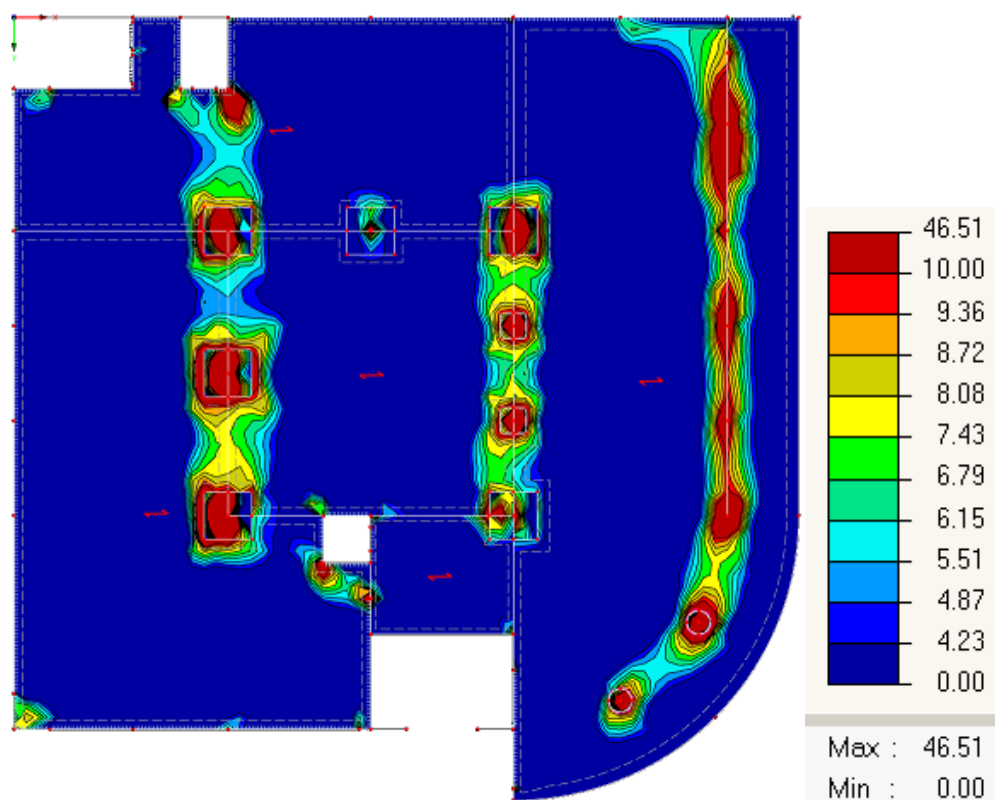
Numerični izračun potrebne armature v plošči:



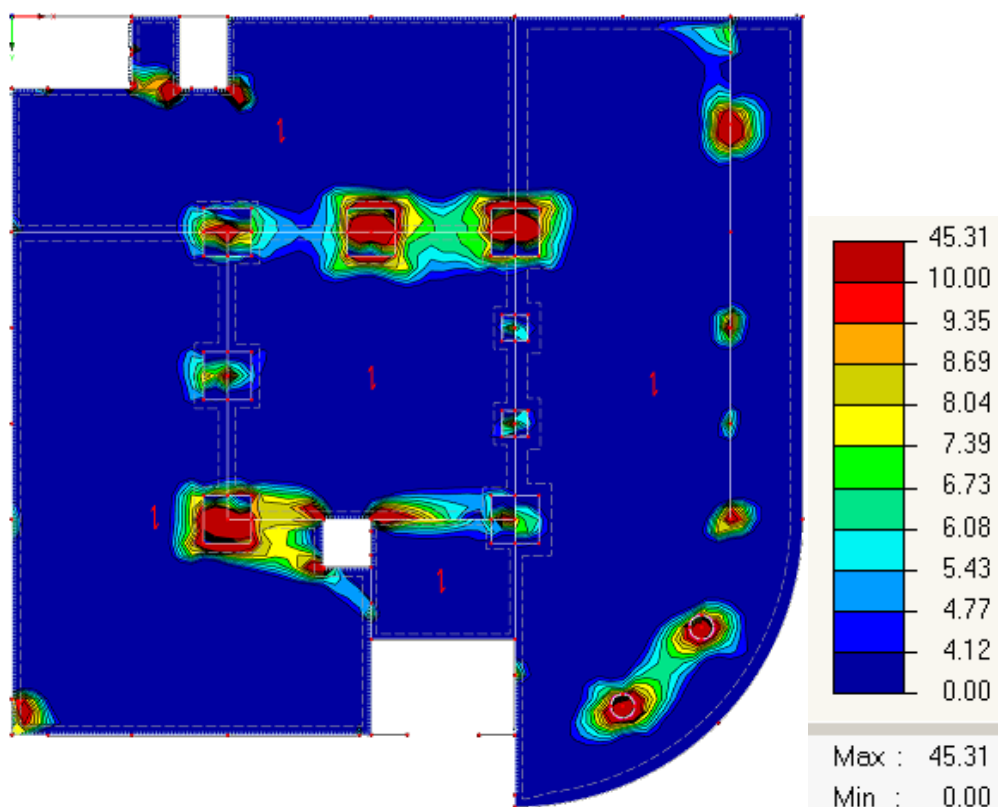
Slika 24: Armatura spodaj v smeri a_{s1} (cm^2/m)



Slika 25: Armatura spodaj v smeri a_{s2} (cm^2/m)



Slika 26: Armatura zgoraj v smeri a_{s1} (cm^2/m)

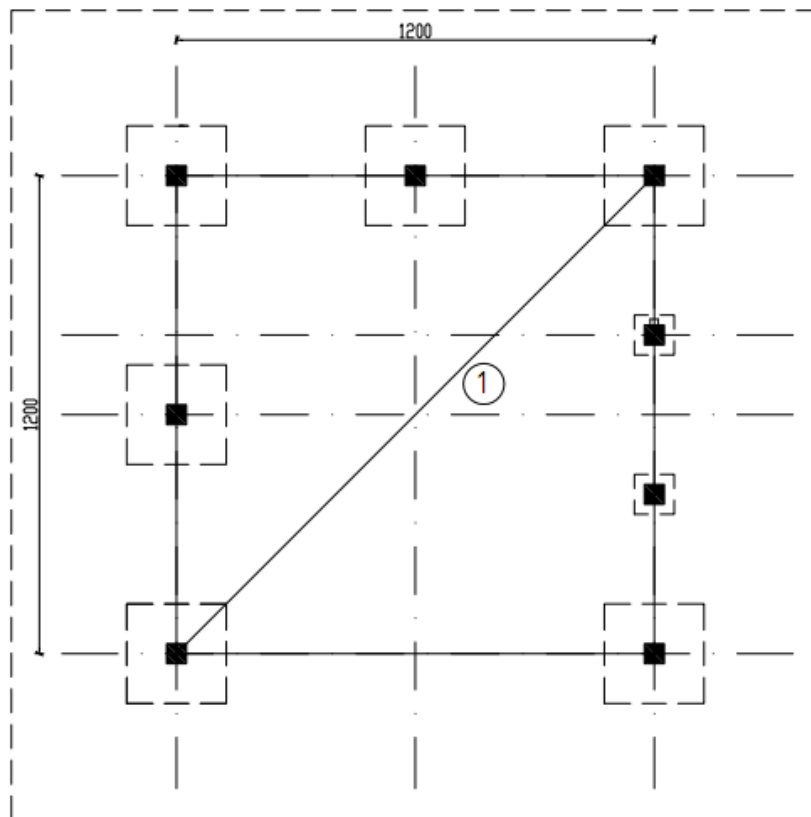


Slika 27: Armatura zgoraj v smeri a_{s2} (cm^2/m)

»Peš« izračun notranjih sil in potrebne armature

- Izračunali bomo notranje sile in potrebno armaturo v karakterističnem polju na sredini plošče
- Računali bomo s pomočjo »HAHN-ovih« tabel
- Koeficiente k_d , k_s bomo določili iz priročnika za dimenzioniranje AB prereza

Pozicijski načrt srednjega polja plošče:



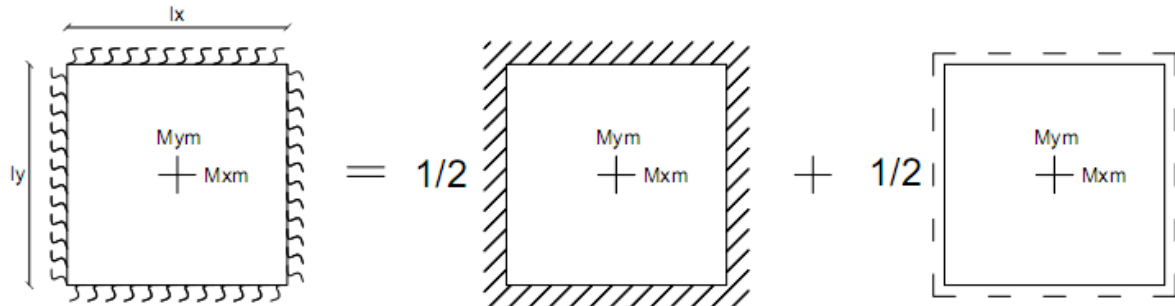
Slika 28: Pozicijski načrt

Pozicijski načrt opisuje polje v obravnavani plošči polje na sredini med stebri.

V karakterističnem polju bomo izračunali obremenitev pri delnem vpetju na sredini polja in obremenitev pri polnem vpetju na robovih. K tem vrednostim pa še pripadajočo potrebno armaturo v polju in na robovih.

Notranje sile

Izračun v polju



Slika 29: Upogibni momenti v polju so sestavljeni iz polno vpete plošče in proste plošče

Obtežba:

- Stalna $g_s = 11,5 \frac{kN}{m^2}$
- Koristna $q_k = 3,00 \frac{kN}{m^2}$
- Računska obtežba

$$g_d = 1,35 \cdot 11,5 \frac{kN}{m^2} + 1,5 \cdot 3 \frac{kN}{m^2} = 20,025 \frac{kN}{m^2}$$

$$K_d = g_d \cdot l_x \cdot l_y = 20,025 \frac{kN}{m^2} \cdot 12 m \cdot 12 m = 2883,6 kN$$

$$\varepsilon = \frac{l_y}{l_x} = \frac{12 m}{12 m} = 1$$

Upogibni momenti:

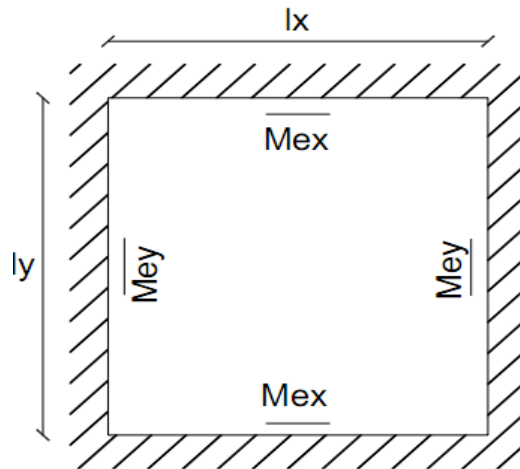
$$M_{xm} = \frac{1}{2} \cdot (M_{xm,vpet} + M_{xm,prost}) = \frac{K_d}{2} \cdot \left(\frac{1}{m_x^{vpet}} + \frac{1}{m_x^{prost}} \right)$$

$$M_{xm} = \frac{2883,6 kN}{2} \cdot \left(\frac{1}{56,8} + \frac{1}{27,2} \right) = 78,4 kNm/m$$

$$M_{ym} = \frac{1}{2} \cdot (M_{ym,vpet} + M_{ym,prost}) = \frac{K_d}{2} \cdot \left(\frac{1}{m_y^{vpet}} + \frac{1}{m_y^{prost}} \right)$$

$$M_{ym} = \frac{2883,6 kN}{2} \cdot \left(\frac{1}{56,8} + \frac{1}{27,2} \right) = 78,4 kNm/m$$

Izračun nad podporo



Slika 30: Upogibni moment na vpetem robu

Obtežba:

- Stalna $g_s = 11,5 \frac{kN}{m^2}$
- Koristna $q_k = 3,00 \frac{kN}{m^2}$
- Računska obtežba

$$g_d = 1,35 \cdot 11,5 \frac{kN}{m^2} + 1,5 \cdot 3 \frac{kN}{m^2} = 20,025 \frac{kN}{m^2}$$

$$K_d = g_d \cdot l_x \cdot l_y = 20,025 \frac{kN}{m^2} \cdot 12 m \cdot 12 m = 2883,6 kN$$

$$\varepsilon = \frac{l_y}{l_x} = \frac{12 m}{12 m} = 1$$

Upogibni momenti:

$$M_{ex} = \frac{K_d}{m_{ex}^{vpet}} = \frac{2883,6 kN}{-24} = -120,15 kNm/m$$

$$M_{ey} = \frac{K_d}{m_{ey}^{vpet}} = \frac{2883,6 kN}{-24} = -120,15 kNm/m$$

Kjer so l_x , l_y dimenzije plošče v x oziroma y smeri, m_{ex} , m_{ey} koeficient dobljen v HAHN-ovih tabelah glede na način vpetja plošče in razmerja ε .

Izračun potrebne armature

Dimenzije AB prereza $b/h/d = 100/30/27 \text{ cm}$

Zaščitna plast betona $a = a' = 3 \text{ cm}$

Beton C30/37 $f_{ck} = 3 \text{ kN/cm}^2$, $f_{ctm} = 0,29 \text{ kN/cm}^2$

Kjer je b širina plošče, h debelina plošče in d statična višina plošče.

- **Polje (račun s pomočjo tabel v »priročniku za dimenzioniranje AB konstrukcij)**

$$k_d = \frac{M_{Eds}}{b \cdot d^2 \cdot \alpha f_{cd}} = \frac{78,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 100}{100 \text{ cm} \cdot 27^2 \text{ cm}^2 \cdot \frac{3 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,5}} = 0,054 \rightarrow k_s \text{ iz tabele}$$

$$\downarrow$$

$$\frac{\varepsilon_s}{-\varepsilon_1} = \frac{9}{1,25} [\text{‰}] \rightarrow k_s = 1,045$$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{eds}}{f_{sd} \cdot d} = 1,045 \cdot \frac{78,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 100}{\frac{50 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,15} \cdot 27 \text{ cm}} = 7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- **Podpora (račun s pomočjo tabel v »priročniku za dimenzioniranje AB konstrukcij)**

$$k_d = \frac{M_{Eds}}{d^2 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{120,15 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 100}{100 \text{ cm} \cdot 27^2 \text{ cm}^2 \cdot \frac{3 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,5}} = 0,083 \rightarrow k_s \text{ iz tabele}$$

$$\downarrow$$

$$\frac{\varepsilon_s}{-\varepsilon_1} = \frac{8}{1,50} [\text{‰}] \rightarrow k_s = 1,060$$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{eds}}{f_{sd} \cdot d} = 1,060 \cdot \frac{120,15 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 100}{\frac{50 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,15} \cdot 27 \text{ cm}} = 10,85 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Primerjava potrebne armature

Za primerjavo bomo vzeli armaturo v polju in nad podporo izračunano z numeričnim modelom in »peš« izračunom po HAHN-ovih tabelah.

Preglednica 5: Primerjava rezultatov v polju

	M_x [kNm/m]	M_y [kNm/m]	A_{sx} [cm ² /m]	A_{sy} [cm ² /m]	Izbrana armatura
Računalniški model	88,381	79,146	6,59	5,39	2xQ385
»peš« račun	78,40	78,40	7,00	7,00	2xQ385

Preglednica 6: Primerjava rezultatov nad podporo

	M_x [kNm/m]	M_y [kNm/m]	A_{sx} [cm ² /m]	A_{sy} [cm ² /m]	Izbrana armatura
Računalniški model	-269,63	-262,32	10,00	10,00	Q636 + palice □ 16/20cm
»peš« račun	-120,15	-120,15	10,85	10,85	Q636 + palice □ 16/20cm

Iz zgornjih primerjav vidimo, da je vrednost momentov ter potrebne armature v polju zelo podobna.

Pri armaturi nad podporo pa pride do velikih odstopanj. Ta odstopanja so predvsem posledica teoretičnega izračuna po HAHN-ovih tabelah. Kajti numerični model vzame steber kot točko, v kateri gredo notranje sile kot tudi potrebna armatura proti zelo visokim vrednostim. To pa ni ravno realna ocena, tako da se je potrebno omejiti na neke vrednosti v okviru zunanjih dimenzij stebra (v našem primeru 50 x 50 cm).

Nekaj dodatne armature prinese tudi vpliv osne sile v plošči ter upoštevanje teorije drugega reda (TDR).

Armaturni načrti obravnavane plošče so priloženi v PRILOGI na koncu diplomske naloge.

Načrti so izrisani na podlagi numeričnih rezultatov potrebne armature z upoštevanjem dodatne armature zaradi preboja, ki je obravnavan v točki 5.1.3.

Maksimalna in minimalna potrebna vzdolžna armatura v plošči po SIST EN 1992-1

Maksimalna in minimalna vzdolžna armatura v plošči je odvisna od kvalitete betona in armature. Uporabljen beton je C30/37, rebrasta armatura S500 ter mrežna MAG 500.

- Srednja vrednost natezne trdnosti betona

$$f_{ctm} = 0,29 \text{ kN/cm}^2$$

- Projektna natezna trdnost betona

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = \frac{0,20 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,5} = 0,133 \text{ kN/cm}^2$$

- Projektna tlačna trdnost betona

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1,00 \cdot \frac{3,00 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,5} = 2,00 \text{ kN/cm}^2$$

Maksimalna vzdolžna armatura (tlačna in natezna)

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 30 \text{ cm} = \mathbf{120 \text{ cm}^2/m}$$

kjer je:

A_c je ploščina celotnega prečnega prereza obravnavanega elementa

Minimalna vzdolžna armatura za S500 pri betonu C30/37

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d = 0,26 \cdot \frac{0,29 \text{ kN/cm}^2}{50,0 \text{ kN/cm}^2} \cdot 100 \text{ cm} \cdot 27 \text{ cm} = \mathbf{4,07 \text{ cm}^2/m}$$

Vendar ne manj kot:

$$A_{s,min} \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d = 0,0013 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 27 \text{ cm} = \mathbf{3,51 \text{ cm}^2/m}$$

Minimalna vzdolžna armatura za mreže MAG 500 pri betonu C30/37

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d = 0,26 \cdot \frac{0,29 \text{ kN/cm}^2}{50,0 \text{ kN/cm}^2} \cdot 100 \text{ cm} \cdot 27 \text{ cm} = \mathbf{4,07 \text{ cm}^2/m}$$

kjer so:

b_t najmanjša debelina elementa

d statična višina elementa

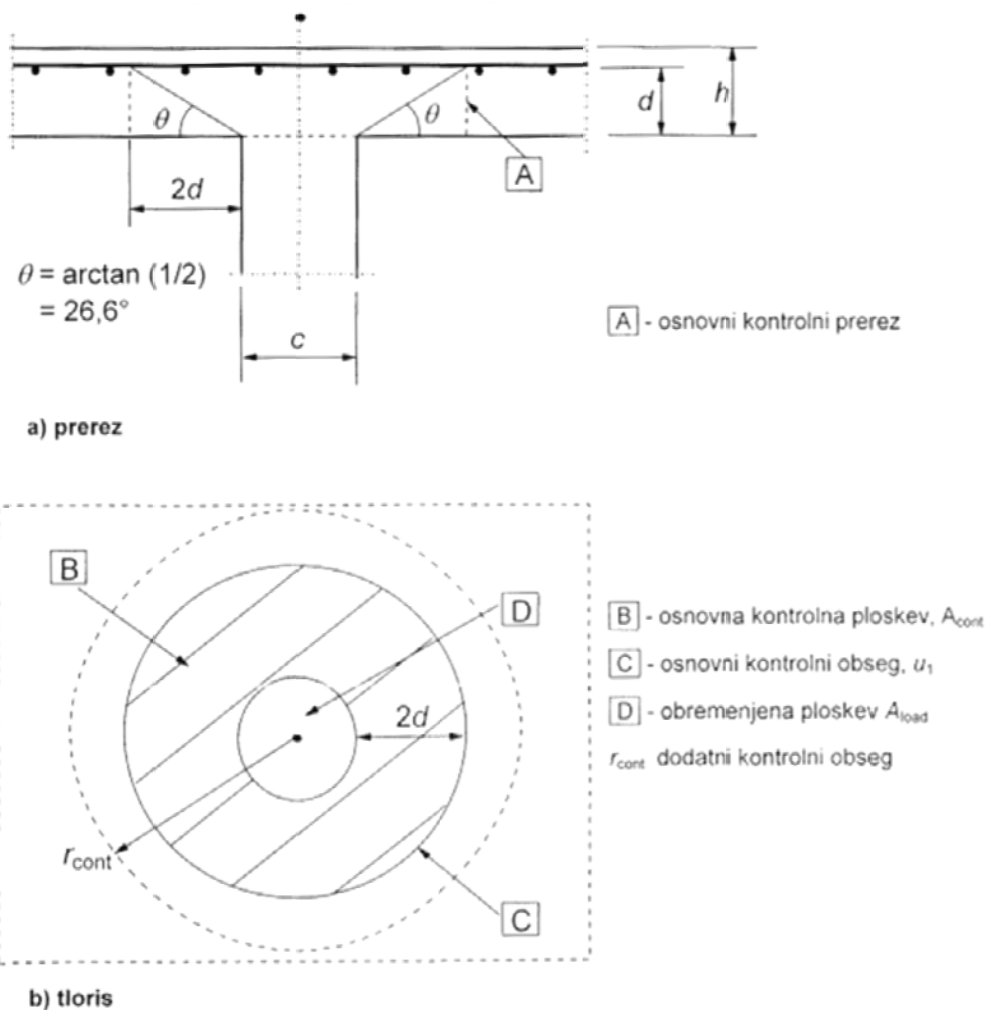
f_{ctm}, f_{yk} opisana v zgornjih podatkih

Preboj plošče po predpisu SIST EN 1992-1-1

Glavne lastnosti značilne za preboj plošče po zgoraj naveden v Republiki Sloveniji veljavnem standardu:

Splošno

- (2) Strig pri preboju se lahko pojavi zaradi koncentrirane obtežbe ali reakcije, ki deluje na razmeroma majhni ploskvi plošče ali temeljne plošče, imenovani obremenjena ploskev A, A_{load} .
- (3) Primeren računski model za preverjanje varnosti zaradi preboja v mejnem stanju nosilnosti je prikazana na sliki 31:

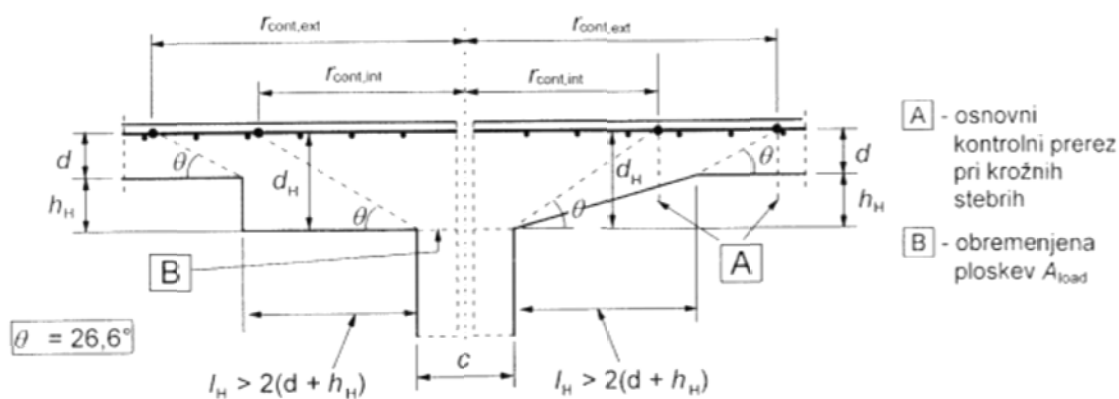


Slika 31: Računski model za dokaz striga pri preboju v MSN

- (4) Strižno odpornost moramo preveriti vzdolž definiranega kontrolnega obsega za strig pri preboju

Določitev statične višine:

Osnovni kontrolni obseg bomo določili v skladu s sliko 29:



Slika 32: Plošča s kapitelom stebra, kjer je $l_H \geq 2 \cdot (h_H + d)$

Račun striga pri preboju

- (1)P Postopek dimenzioniranja glede striga zaradi preboja temelji na prevajanju niza kontrolnih prereзов, ki imajo podobno obliko kot osnovni kontrolni prevez. Definirane so naslednje projektne strižne napetosti [MPa] vzdolž kontrolnih prereзов:

je projektna vrednost prebojne strižne odpornosti vzdolž obravnavanega kontrolnega prereza pri plošči brez strižne armature

je projektna vrednost prebojne strižne odpornosti vzdolž obravnavanega kontrolnega prereza pri plošči s strižno armaturo za prevoj

je projektna vrednost največje prebojne strižne odpornosti vzdolž obravnavanega kontrolnega prereza

(2) Izvršiti je potrebno naslednje kontrole:

- ob obsegu stebra oziroma ob obsegu obremenjene ploskve ne sme biti presežena največja prebojna strižna napetost

$$v_{Ed} < v_{rd,max}$$

- strižno armaturo za preboj ni potrebna, če velja

$$v_{Ed} < v_{Rd,c}$$

- kjer v_{Ed} presega vrednost $v_{Rd,c}$ za obravnavani kontrolni prerez je potrebno zagotoviti strižno armaturo za preboj v skladu z 6.4.5.

(3) Kjer je reakcija podpore ekscentrična glede na kontrolni obseg, je potrebno največjo strižno napetost vzeti kot:

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_i \cdot d_{eff}}$$

kjer je:

v_{Ed} projektna strižna napetost

β koeficient odvisen od lokacije podpore

$$\beta = \begin{cases} 1,15 & \text{za notranji steber} \\ 1,40 & \text{za robni steber} \\ 1,50 & \text{za vogalni steber} \end{cases}$$

u_i dolžina obravnavanega kontrolnega prereza

d_{eff} srednja statična višina plošče

Strižna odpornost plošč proti preboju

Odpornost plošč in temeljev proti preboju:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \geq v_{min}$$

kjer so:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[mm]}} \leq 2,00$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0,02$$

ρ_{ly} stopnja armiranja v smeri osi y

ρ_{lz} stopnja armiranja v smeri osi z

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{2}{3}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}}$$

Največja prebojna strižna odpornost

Tik ob stebri je preboj na strižna trdnost omejena na največ

$$v_{Rd,max} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

$$v = 0,60 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$$

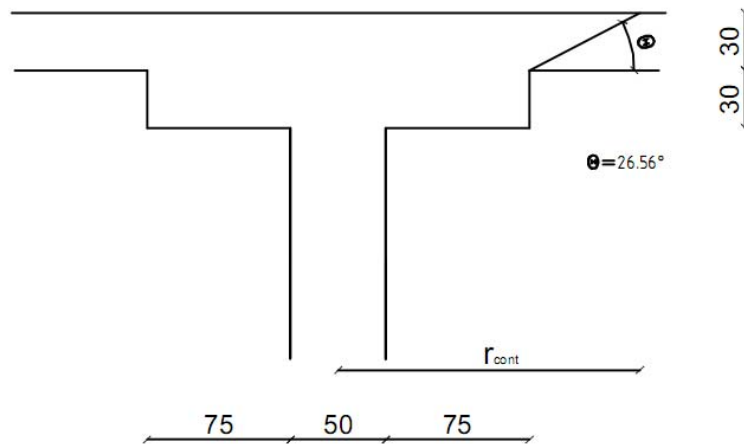
Kontrola odpornosti proti preboju

- ob obsegu stebra oziroma ob obsegu obremenjene ploskve ne sme biti presežena največja prebojna strižna napetost

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$$

- kjer v_{Ed} presega vrednost $v_{Rd,c}$ za obravnavani kontrolni prerez, je potrebno zagotoviti strižno armaturo za preboj v skladu z 6.4.5.

Kontrola preboja za ploščo debeline $d=30$ cm



Slika 33: Dimenzije kapitela v stebru

Strižna nosilnost betonskega prereza

$$V_{rd,c} = C_{rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}$$

$$V_{rd,c} = 0,12 \cdot 1,86 \cdot (100 \cdot 0,00926 \cdot 30)^{\frac{1}{3}} = 0,0675 \frac{kN}{cm^2} \geq 0,0486 \frac{kN}{cm^2}$$

Kjer so:

$$C_{rd,c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[mm]}} \leq 2 \rightarrow k = 1 + \sqrt{\frac{200}{270}} = 1,86 \leq 2$$

$$\rho_l = \sqrt{f_{ly} \cdot f_{lx}} = \sqrt{0,00926 \cdot 0,00926} = 0,00926$$

$$\rho_{ly} = \rho_{lx} = \frac{a_{si}}{b_w \cdot d} = \frac{25 cm^2}{100 cm \cdot 27 cm} = 0,00926$$

Kjer je:

a_{si} je potrebna armatura zagotavljanje varnosti proti preboju na, d statična višina v [cm], b_w najmanjša širina obravnavanega elementa v [cm].

$$f_{ck} = 30 MPa$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 1,86^{\frac{3}{2}} \cdot 30^{\frac{1}{2}} = 0,0486 kN/cm^2$$

Kontrolni radij

$$l_h = 75 \text{ cm} \geq 2 \cdot h_H = 2 \cdot 30 \text{ cm} = 60 \text{ cm}$$

$$l_1 = l_2 = C_1 \cdot 2 \cdot l_{H1} = 25 \text{ cm} + 2 \cdot 75 \text{ cm} = 175 \text{ cm}$$

$$r_{con,int} = 113,8 \text{ cm} + 25 \text{ cm} = 138,8 \text{ cm}$$

$$r_{con,eks} = 25 \text{ cm} + 54 \text{ cm} + 75 \text{ cm} = 154 \text{ cm}$$

Največja strižna napetost

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_{1,l} \cdot d} = 1,15 \cdot \frac{1497,39 \text{ kN}}{1110,4 \text{ cm} \cdot 27 \text{ cm}} = 0,057 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_{1,d} \cdot d} = 1,15 \cdot \frac{1497,39 \text{ kN}}{1232 \text{ cm} \cdot 27 \text{ cm}} = 0,0517 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$u_{1,l} = 2 \cdot a + 2 \cdot b = 8 \cdot r_{cont,int} = 8 \cdot 138,8 \text{ cm} = 1110,4 \text{ cm}$$

$$u_{1,d} = 8 \cdot r_{con,eks} = 8 \cdot 154 \text{ cm} = 1232 \text{ cm}$$

Kontrola:

$$v_{rd,c} > v_{Ed}$$

$$0,0675 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \geq 0,057 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Največja prebojna strižna nosilnost (tik ob stebru)

$$v_{Rd,max} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 0,51 \cdot \frac{3,0 \text{ kN/cm}^2}{1,5} = 0,51 \text{ kN/cm}^2$$

Kjer je:

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{200}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30 \text{ MPa}}{200}\right) = 0,51$$

Kontrola:

$$v_{rd,max} \geq v_{Ed}$$

$$0,51 \text{ kN/cm}^2 \geq 0,057 \text{ kN/cm}^2$$

7.2 Račun stene

Stene se v objektu nahajajo na zunanjem in središčnem delu objekta. Zaradi tega so zunanje stene potresno obremenjene zaradi torzije, notranje pa zaradi ene od smeri delovanja potresne obtežbe. Kot vemo, se obtežba porazdeli glede na razmerje togosti in stene so zelo togi elementi. Iz tega izhajamo, da bomo stene dimenzionirali na potresno obtežbo po standardih EC8.

Obravnaval bom steno na vogalu objekta, zraven stopnišča. Ta stena je dolžine $l = 7.35$ m in višine $h = 12.81$ m. Glede na razmerje med višino in dolžino, jo uvrščamo med ne vitke stene, ker je razmerje $\frac{h}{l} = \frac{12.81\text{ m}}{7.35\text{ m}} = 1.74$.

Izvillečki iz predpisov EC8

5.4 Projektiranje sten za srednjo stopnjo duktilnosti – DCM

5.4.1 Geometrijske omejitve in materiali

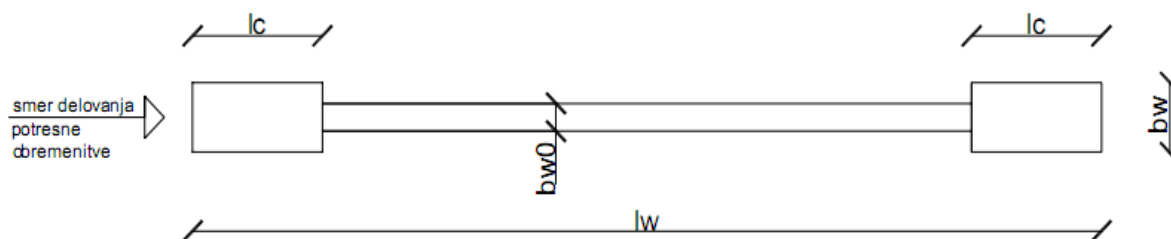
5.4.1.1 Zahteve glede materiala

- (1P) Razred tlačne trdnosti betona v primarnih potresnih elementih ne sme biti manjši od C16/20. V našem primeru C25/30.
- (2P) Z izjemo zaprtih stremen in prečnih armaturnih vezi se lahko v kritičnih območjih potresnih elementov uporablja le rebrasta armatura
- (3P) V kritičnih območjih primarnih potresnih elementov je treba uporabljati armaturno jeklo razredov B in C. V našem primeru razreda C.
- (4P) Dovoljena je uporaba varjenih mrež, če ustrezajo pogojem iz zgoraj navedenih odstavkov 2P in 3P.

5.4.1.2 Geometrijske omejitve

5.4.1.2.3 Duktilne stene

- (1) Širina stojine b_{w0} mora zadostiti izrazu $b_{w0} \geq \max\left\{0,15; \frac{h_s}{20}\right\}$, kjer je h_s v metrih. Glej sliko 34:



Slika 34: Geometrijski parametri stene

5.4.3 Preverjanja mejnih stanj in konstrukcije

5.4.3.4 Duktilne stene

5.4.3.4.1 Upogibna in strižna nosilnost

- (1P) Če ni določeno drugače, je treba upogibno in strižno nosilnost določiti v skladu z EN 1992-1-1, pri čemer se uporabi vrednost osne sile iz analize za potresno projektno stanje
- (2P) Normirana osna sila v_d v primarnih potresnih stenah ne sme preseči vrednosti 0,4:

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} < 0,4$$

kjer je:

N_{Ed}	projektna osna sila
A_c	prečni prerez stene
f_{cd}	projektna tlačna trdnost betona

- (3P) V računu upogibne nosilnosti prereзов sten se mora upoštevati navpična armatura v stojini.

5.4.3.4.2 Konstruiranje za zagotovitev lokalne duktilnosti

- (1) Višina kritičnega območja h_{cr} nad vpetjem stene se lahko oceni z:

$$h_{cr} = \max \left\{ l_w; \frac{h_w}{6} \right\}$$

z omejitvijo po členu 5.19 b:

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w \\ h_s \text{ za } n \leq 6 \text{ etaž} \\ 2 \cdot h_s \text{ za } n \geq 7 \text{ etaž} \end{cases}$$

kjer je h_s etažna višina in je mesto vpetja definirano na nivoju temeljev.

- (2) V kritičnih območjih stene mora biti vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost μ_ϕ vsaj enaka vrednosti iz izrazov 5.4 in 5.5 v 5.2.3.4(3).

$$\mu_\phi = 2 \cdot q_0 - 1, \text{ če je } T_1 \geq T_c \quad 5.4$$

$$\mu_\phi = 1 + 2 \cdot (q_0 - 1) \cdot \frac{T_c}{T_1}, \text{ če je } T_1 < T_c \quad 5.5$$

V teh izrazih se zamenja osnovna vrednost faktorja obnašanja q_0 s produktom q_0 in maksimalne vrednosti razmerja $\frac{M_{Ed}}{M_{rd}}$, ki je določeno ob vpetju stene za potresno projektno stanje. Pri tem je:

M_{Ed} projektni upogibni moment iz analize

M_{rd} projektna upogibna nosilnost

- (4) Za stene pravokotnega prereza mora mehanski volumenski delež potrebne armature objekta ω_{wd} v robnih elementih ustrezati naslednjemu izrazu:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_\phi \cdot (v_d \cdot \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

kjer je μ_ϕ definiran v točki 2 tega podčlena in so ostali parametri definirani v 5.4.3.2.2(8), z izjemo ω_v , ki je mehanski delež navpične armature v stojini stene in je določen z izrazom:

$$\omega_v = \frac{\rho_v \cdot f_{yd,v}}{f_{cd}}$$

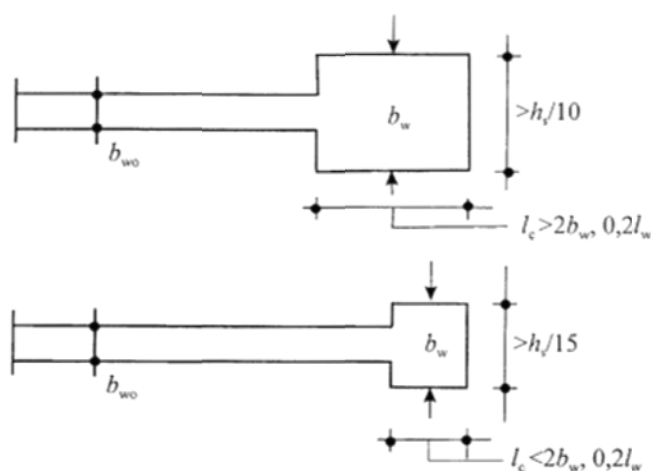
- (6) Dolžina objetega robnega elementa – l_c ne sme biti manjša od $0,15l_c$ ali $1,5b_w$. dolžina področja robnega stebra l_c določimo kot 15 % dolžine stene:

$$l_c = \max\{0,15 \cdot l_w; 1,5 \cdot b_w\}$$

- (8) Delež vzdolžne armature v robnih elementih ne sme biti manjši od 0,005.

(10) Robni elementi

Debelina b_w objetega dela prereza stene (robnih elementov) ne sme biti manjša od 200 mm. Poleg tega ne sme biti manjša od $h_s/15$ (h_s označuje etažno višino), v nasprotnem primeru je potrebno robni element razširiti, če dolžina objetega dela ni daljša od $0,2l_w$ ali $2b_w$ (upošteva se večja vrednost). Če pa je dolžina objetega dela daljša od večje izmed zgoraj izbrane vrednosti, b_w ne sme biti manjša od $h_s/10$ (slika 35).



Slika 35: Širina kritičnega območja

- (11) V steni nad kritičnim območjem veljajo glede navpične, vodoravne in prečne armature samo primerna pravila iz EN 1992-1-1. Vendar pa je na tistih delih prereza, kjer je v potresnem projektnem stanju tlačna deformacija $\epsilon_c \leq 0,002$, minimalni delež vzdolžne armature 0,005.

Kjer je:

$\rho_{sv,min}$	minimalni volumenski delež navpičnih armaturnih palic na enem krajnem območju
b_w	širina stene
l_c	dolžina robnega elementa stene
A_{sv}	prerez navpičnih armaturnih palic

Izvleček standarda EC2

9.6 Stene

9.6.1 Splošno

- (1) To poglavje se nanaša na AB stene z razmerjem dolžine proti debelini s 4 ali več, pri katerih v analizi trdnosti upoštevamo tudi armaturo. Količino in ustrezno detajliranje armature lahko določimo na podlagi modela tlačnih razpor in nateznih vezi.

9.6.2 Navpična armatura

- (1) Prerez navpične armature mora biti med $A_{sv,min}$ in $A_{sv,max}$. Predpisan je v nacionalnem dodatku (168)P in je enak:

$$\text{minimalna vrednost vertikalne armature } A_{sv,min} = 0,003 \cdot A_c$$

$$\text{maksimalna vrednost vertikalne armature } A_{sv,max} = 0,04 \cdot A_c$$

9.6.3 Vodoravna armatura

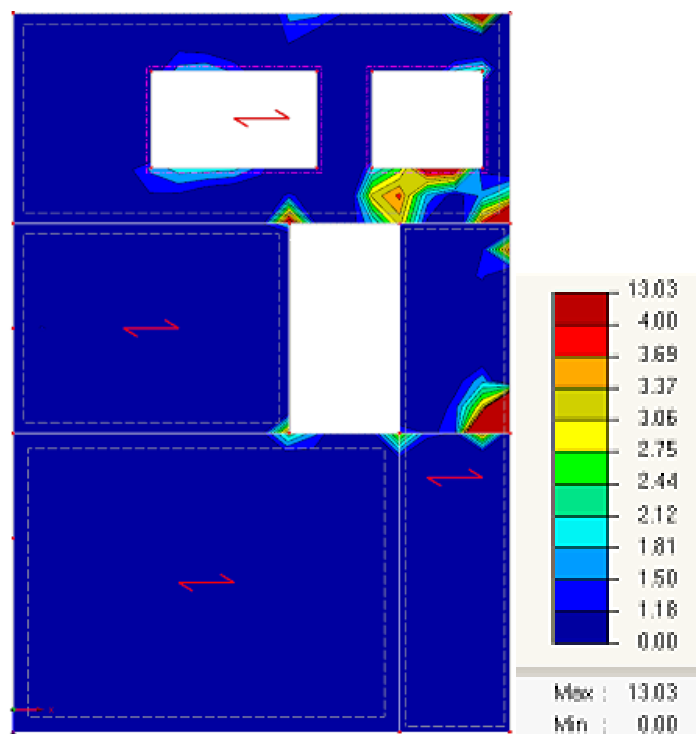
- (1) Vodoravno armaturo, ki poteka vzporedno s površino stene moramo zagotoviti na obeh straneh stene. Prerez te armature ne sme biti manjši od $A_{sv,min} = 0,002 \cdot A_c$. Priporočena vrednost, ki jo najdemo v nacionalnem dodatku je 25% navpične armature ali $0,001 \cdot A_c$. Merodajna je večja izmed obeh vrednosti.

9.6.4 Prečna armatura

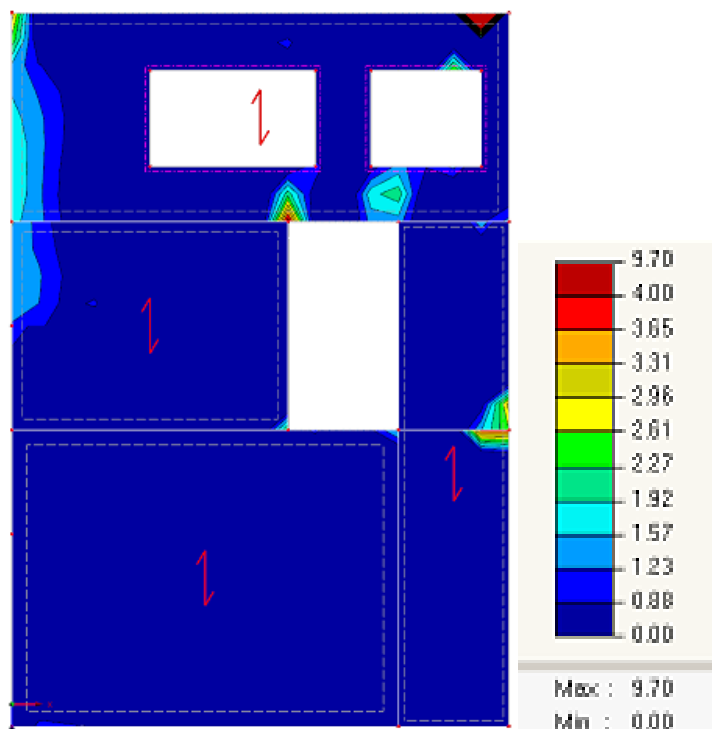
- (1) V vsakem delu stene, na katerem celoten prerez navpične armature na obeh straneh stene skupaj prekorači $0,02 \cdot A_c$, moramo zagotoviti prečno armaturo v obliki stremen, ki so izvedena v skladu z zahtevami, ki veljajo za stebre. Za večjo dimenzijo, ki se nanaša na zahtevo 9.5.3(4)(i) ni potrebno upoštevati večje vrednosti kot 4x debelino stene.
- (2) Kadar je glavna armatura nameščena preblizu površin, moramo prečno armaturo izvesti z najmanj 4 stremeni/m².

Projektiranje obravnavane stene za srednjo duktilnost DCM po EC8

Izračunana potrebna armatura s pomočjo numeričnega modela



Slika 36: Armatura stene v smeri a_{sx}



Slika 37: Armatura stene v smeri a_{sy}

Zahteve SIST EN 1998-1 predpisa za potresno odporno gradnjo

Material

Uporabljen beton kvalitete C25/30 je večji od minimalnega predpisanega, armatura kvalitete S500, razreda C zadovoljuje zahteve standarda.

Dimenzije debeline stene

Skladno z določili iz standarda SIST EN 1998-1, člen 5.4.1.2.3(1), mora širina stojine duktilne stene zadostiti naslednjemu pogoju:

$$b_{w0} \geq \max \left\{ 0,15 \text{ m}; \frac{h_s}{20} \right\} = \left\{ 0,15 \text{ m}; \frac{4,91 \text{ m}}{20} = 0,245 \text{ m} \right\} = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

kjer je h_s svetla višina etaže v metrih.

Minimalna debelina robnega področja

Glede na predpis EC 1998-1, točka 5.4.3.4.2(10) je treba preveriti minimalno debelino stene in dolžino kritičnega območja:

$$l_c \leq \max \{ 2 \cdot b_w; 0,2 \cdot l_w \} = \max \{ 2 \cdot 0,25 \text{ m}; 0,2 \cdot 7,35 \text{ m} \} = \mathbf{1,47 \text{ m}}$$

kjer je b_w debelina stene, l_w pa celotna dolžina stene.

Dolžina robnega elementa

Dolžina objetega robnega elementa glede na člen 5.4.3.4.2(6) določimo:

$$l_c = \max \{ 0,15 \cdot l_w; 1,5 \cdot b_w \} = \max \{ 0,15 \cdot 7,35 \text{ m}; 1,5 \cdot 0,25 \text{ m} \} = \mathbf{1,1 \text{ m}}$$

kjer je b_w debelina stene, l_w pa celotna dolžina stene.

Višina kritičnega območja

Višino kritičnega področja h_{cr} bomo določili v skladu s členom 5.4.3.4.2(1):

$$h_{cr} = \max \left\{ l_w; \frac{h_w}{6} \right\} = \max \left\{ 7,35 \text{ m}; \frac{12,81 \text{ m}}{6} \right\} = 7,35 \text{ m}$$

vendar,

$$h_{cr} \leq h_{cr,max} = \min \begin{cases} 2 \cdot l_w \\ h_s \text{ za } n < 7 \\ 2 \cdot h_s \text{ za } n \geq 7 \end{cases} = \min \begin{cases} 2 \cdot 7,35 \text{ m} \\ 4,91 \text{ m} \end{cases} = 4,91 \text{ m}$$

kjer je l_w , h_w isto kot zgoraj, h_s pa je etažna višina ter n število etaž objekta.

Mesto vpetja je definirano na nivoju temeljev ali na vrhu kletne etaže s togo ploščo in togimi obodnimi stenami.

Normirana osna sila

Pri določitvi upogibne in strižne nosilnosti uporabimo osne sile iz analize za potresno projektno stanje. Pri tem normirana osna sila v steni ne sme preseči vrednosti 0,4. Račun temelji na točki 5.4.3.4.1(2)P predpisa EC1998-1:

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{l_w \cdot b_w \cdot f_{cd}} = \frac{4000 \text{ kN}}{735 \text{ cm} \cdot 25 \text{ cm} \cdot 1,67 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,13 \leq 0,4$$

kjer je l_w , b_w definirano v zgornjih točkah, f_{cd} je računska tlačna trdnost betona ter N_{Ed} osna sila izračunana pri potresni kombinaciji ($N=N(1,0G + 0,3Q + 1,00P)$).

Minimalna vertikalna armatura v kritičnem področju:

Glede člena 5.4.3.4.2(11) iz predpisa EC1998-1 v steni nad kritičnim območjem veljajo glede navpične, vodoravne in prečne armature samo primerna pravila iz predpisa EN 1992-1-1.

Navpično armaturo smo določili v skladu s členom 5.4.3.4.3(8) in sicer kot 0,5 % ploščine robnega elementa. V členu 5.4.3.2.2(11)b je predpisano, da je razdalja med dvema sosednjima palicama v robnem elementu, ki jih podpirajo stremena, lahko največ 20 cm. Prav tako je predpisano v nacionalnem dodatku, da je minimalni premer palic najmanj 12 mm.

$$\rho_{sv,min} = \frac{A_{sv}}{b_w \cdot l_c} \geq 0,005 \rightarrow A_{sv}$$

$$A_{sv} \geq 0,005 \cdot b_w \cdot l_c = 0,005 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 110 \text{ cm} = 13,75 \text{ cm}^2$$

Glede na zgoraj izračunano količino potrebne armature in omejitev glede razmika in premera armaturnih palic izberem:

$$7 \cdot \phi 12 \text{ mm}, \quad A_{s,dej} = 15,84 \text{ cm}^2 \quad \mu = \frac{15,84 \text{ cm}^2}{110 \text{ cm} \cdot 25 \text{ cm}} = 0,00576 > 0,005$$

Minimalna horizontalna armatura za stene

V skladu z nacionalnim dodatkom EN 1992-1-1, točka 9.6.3(1) mora le-ta znašati vsaj 0,2 % prereza stene.

$$\rho_{sh,min} = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot l_w} \geq 0,002 \rightarrow A_{sw}$$

$$A_{sw} \geq 0,002 \cdot b_w \cdot l_w = 0,002 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 735 \text{ cm} = \frac{36,75 \text{ cm}^2}{7,35 \text{ m}} = 5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Izberem :

$$2xQ385, \quad A_{s,dej} = 7,7 \text{ cm}^2$$

Določitev stremenske armature

Stremensko armaturo v robnem elementu določimo na osnovi členov 5.4.3.4.2(9), 5.4.3.2.2(9)-5.4.3.2.2(11). Ta armatura je pomembna zaradi zagotavljanja minimalne duktilnosti in preprečitve uklona vzdolžnih armaturnih palic. Zato predpis dovoljuje stremena z večjim premerom od 6 mm in največjo dovoljeno razdaljo med njimi, ki je:

$$s = \min \left\{ \frac{b_0}{2}; 175 \text{ mm}; 8 \cdot d_{bL} \right\} = \min \left\{ \frac{190 \text{ mm}}{2} = 95 \text{ mm}; 175 \text{ mm}; 8 \cdot 12 \text{ mm} = 96 \text{ mm} \right\}$$
$$s = 95 \text{ mm} \sim 100 \text{ mm}$$

Izberem:

$$\text{stremena } \phi 8/10 \text{ cm}$$

Kjer je b_0 notranja razdalja med enim in drugim delom stremena, d_{bL} pa prerez armature v [mm].

Celotna navpična armatura

V skladu z nacionalnim dodatkom EN 1992-1-1, točka 9.6.2 (1) mora znašati celotna navpična armatura vsaj 0.3 % ploščine stene.

$$A_{sv,min} \geq 0,3\% \rightarrow 2 \cdot 15,84 \text{ cm}^2 + (7,5 \text{ m} - 2 \cdot 1,1 \text{ m}) \cdot \frac{5 \text{ cm}^2}{\text{m}} = \mathbf{58,18 \text{ cm}^2}$$

↓

$$A_{sv,min} = \frac{58,18 \text{ cm}^2}{l_w \cdot h_w} = \frac{58,18 \text{ cm}^2}{7,50 \text{ m} \cdot 12,35 \text{ m}} = \mathbf{0,63 \%} \geq 0,3 \%$$

Strižna nosilnost v kritičnem področju:

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed}}{0,8 \cdot l_w \cdot f_{yd}} = \frac{1530 \text{ kN}}{0,8 \cdot 735 \text{ cm} \cdot 43,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = \mathbf{0,06 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}}$$

kjer je l_w definiran v zgornjih enačbah, f_{yd} natezna trdnost rebraste armature in V_{Ed} prečna sila pri potresno kombinaciji obtežbe ($V=V(1,0G + 0,3Q + 1,0P)$).

Če upoštevamo $s = \mathbf{10 \text{ cm}}$ znaša $A_{sw} = \mathbf{0,3 \text{ cm}^2}$. Vidimo, da izračunana armatura **2xQ385** zadostuje pogojem in znaša $\mathbf{0,07 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}}$.

Zagotovitev potrebne lokalne duktilnosti

V kritičnih področjih vseh sten moramo zagotoviti najmanj takšno lokalno duktilnost, ki je predpisana s členom 5.4.3.4.2(2) standarda SIST EN 1998-1. V vseh stenah je normirana osna sila manjša od 0,15, kar v skladu s členom 5.4.3.4.2(12) standarda SIST EN 1998-1, pomeni, da so lahko robni elementi teh sten armirani s horizontalno armaturo določeno po predpisu EN 1992-1. Vendar bomo steno dimenzionirali glede na do sedaj izračunano armaturo.

Armaturni načrti obravnavane stene so priloženi v PRILOGI na koncu diplomske naloge.

Načrti so izrisani na podlagi numeričnih rezultatov potrebne armature z upoštevanjem dodatne armature zaradi zahtev predpisa SIST EN 1998-1 in nacionalnega dodatka.

7.3 Račun stebrov

Konstrukcija vsebuje poleg sten še sklope okvirov, ki so na sredini objekta. Okvirji so sestavljeni iz stebrov in nosilcev, kateri so sestavni del medetažnih plosč.

Pri projektiranju mešanega konstrukcijskega sistema, kateri je ekvivalenten stenastemu sistemu, ni smiselno in ni potrebno upogibne nosilnosti stebrov dimenzionirati po metodi načrtovane nosilnosti. To ni potrebno, če so v konstrukciji dovolj toge in močne stene, ki preprečijo zdrs in mehanizem mehke etaže, po stebrih ene etaže. Vendar pa zaradi dodatne varnosti proti mehki etaži vseeno stebre objekta dimenzioniramo glede potresnih zahtev.

V našem mešanem konstrukcijskem sistemu stene zagotavljajo primerno togost in duktilnost, okviri pa povečajo sposobnost sipanja energije ob nastopu večjih deformacij po plastifikaciji sten.

Sistemi so med sabo različnih togosti, stene so bolj toge kot okvirji. Iz tega izhaja, da v začetnih fazah potresa diktirajo obnašanje stene.

Vzdolžna armatura za stebre po EC1992-1

Glede na nacionalni dodatek imamo tri pglavitne zahteve glede minimalne in maksimalne vzdolžne armature:

- nacionalni dodatek, točka 9.5.2(1) zahteva, da je najmanjši prerez palice v stebri
 $\phi_{min} \geq 12 \text{ mm}$
- nacionalni dodatek, točka 9.5.2(2) predpisuje minimalno vzdolžno armaturo $A_{s,min}$:

$$A_{s,min} = \frac{0,15 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}} \geq 0,003 \cdot A_c$$

pri tem je:

N_{Ed} največja računska tlačna osna sila, odčitana iz ovojnice vseh obtežnih kombinacij
 f_{yd} računska meja elastičnosti armature

- in maksimalno vzdolžno armaturo $A_{s,max}$:
 - o ne sme prekoračiti $A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c$
 - o v območju prekrivanja se meja poveča na $A_{s,max} = 0,08 \cdot A_c$

kjer je A_c prečni prerez stebra ; $A_c = b \cdot h$, kjer sta b in h ena od dimenzij stebra.

Steber dimenzije 50 x 50 cm:

$$A_{s,min} = \frac{0,15 \cdot 2313,40 kN}{43,48 \frac{kN}{cm^2}} = 7,98 cm^2 \geq 0,003 \cdot 50 cm \cdot 50 cm = 7,5 cm^2$$

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot 50 cm \cdot 50 cm = 100 cm^2$$

Vzdolžna armatura po EC 1998-1:

Za izhodiščno armaturo vzamemo minimalno armaturo glede na spodnji dve zahtevi:

- skupni delež vzdolžne armature ρ_1 ne sme biti manjši od 0,01 in ne večji od 0,04 površine prečnega prereza:

$$A_s = \rho_1 \geq 0,01 \cdot A_c$$

↓

$$A_{s,min} = 0,01 \cdot 50 cm \cdot 50 cm = 25 cm^2$$

- vzdolž vsake stranice stebra se mora v vogalne armaturne palice postaviti vsaj še eno vmesno palico, zato da se zagotovi integriteta vozlišč stebrov z gredami (5.4.3.2.2(P)):

$$\text{izberemo } 8\phi 20 (A_{dej} = 25,13 cm^2)$$

Strižna armatura za stebre po EN 1998-1:

Prečne sile z načrtovanjem nosilnosti:

V skladu z predpisom EC 1998-1, točka 5.4.2.3, po metodi načrtovane nosilnosti določimo prečne sile iz naslednjih izrazov:

$$V_{CD} = \frac{|M_{1,d}| + |M_{2,d}|}{l_{cl}}$$

Projektne momente v krajiščih $M_{i,d}$ določimo iz izraza:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i} \cdot \min \left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right)$$

Kjer je γ_{Rd} faktor, s katerim upoštevamo morebitno večjo nosilnost zaradi utrjevanja jekla. V primeru potresne duktilnosti DCM je $\gamma_{Rd}=1,1$

Pri izračunu upoštevamo potresno smer »plus« in potresno smer »minus« za delovanje potresne obremenitve.

kjer so:

$\sum M_{Rc}$ vsota upogibnih momentih stebra v obravnavanem vozlišču

$\sum M_{Rb}$ vsota upogibnih momentov nosilcev v obravnavanem vozlišču

M_{Rc} , M_{Rb} izračunamo pri »plus« in »minus« potresni obtežni kombinaciji

Preglednica 7: Določitev prečnih sil po metodi načrtovanja nosilnosti za obravnavani stebel

smer	vozlišče	$\sum M_{Rc,i}$ (kNm)	$\sum M_{Rc}$ (kNm)	$\sum M_{Rb}$ (kNm)	$\min(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}})$	$M_{i,d}$ (kNm)	V_{CD} (kN)	$V_{CD,max}$ (kN)
»plus«	1	94,795	94,795	∞	1	104,28	64,78	65,54
	2	111,33	111,33	134,53	1	122,46		
»minus«	1	102,25	102,25	∞	1	112,475	65,54	
	2	106,30	106,30	118,74	1	116,93		

Merodajna prečna sila

Glede na prečno silo, ki prihaja iz ovojnice notranjih sil za vse obtežne primere in prečne sile, ki jo dobimo glede na načrtovanje nosilnosti za »plus« in »minus« smer potresne obremenitve, določimo merodajno prečno silo:

Preglednica 8: Merodajna prečna sila V_{Ed} (kN)

	Načrtovanje nosilnosti (max)	Ovojnica obtežnih kombinacij (max)	Maksimalna prečna sila
Prečna sila (abs. Vrednost (kN))	65,54 kN	261,18 kN	261,18 kN

Elastična prečna sila v stebri, ki izhaja in kombinacije z nereduciranimi potresnimi silami $1,0G + 0,3Q \mp q \cdot EXy$, je določena z izbranim ekvivalentnim modelom konstrukcije in znaša:

$$V_{1,0G+0,3Q \mp q \cdot EXy} = \max(|V_{1,0G+0,3Q} + q \cdot V_{Exy}|; |V_{1,0G+0,3Q} - q \cdot V_{Exy}|)$$

$$V_{1,0G+0,3Q \mp q \cdot EXy} = \max(|-28,15 \text{ kN} + 3,6 \cdot 2,15 \text{ kN}|; |-28,15 \text{ kN} - 3,6 \cdot 2,15 \text{ kN}|)$$

$$V_{1,0G+0,3Q \mp q \cdot EXy} = \max(20,41 \text{ kN}; 35,90 \text{ kN}) = \mathbf{35,90 \text{ kN}}$$

kjer so:

V_{Ed} prečna sila stebra, določena pri obtežni kombinaciji $1,0G + 0,3Q$

V_{Exy} prečna sila stebra, določena pri obtežni kombinaciji $1,0 \cdot P_{\text{potres}}$

q faktor duktilnosti za obravnavano konstrukcijo

Strižna nosilnost

Določili smo jo v skladu s členom 5.4.3.4.1(1)P;

$$V_{Rd,c} = \left(C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,c} = \left(0,12 \cdot 1,65 \cdot (100 \cdot 0,00627 \cdot 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 17,08 \right) \cdot 50 \text{ cm} \cdot 47 \text{ cm} = \mathbf{725,8 \text{ kN}}$$

$$V_{Rd,c} = (0,406 + 0,15 \cdot 17,08) \cdot 50 \text{ cm} \cdot 47 \text{ cm} = \mathbf{697,48 \text{ kN}}$$

Kjer so:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[\text{mm}]}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{470}} = 1,65 < 2$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{14,74 \text{ cm}^2}{50 \text{ cm} \cdot 47 \text{ cm}} = 0,00627 \leq 0,02$$

$$\rho_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{4270,60 \text{ kN}}{50 \text{ cm} \cdot 50 \text{ cm}} = 17,08 \text{ MPa} > 0,2 \cdot f_{cd} = 0,2 \cdot \frac{30 \text{ MPa}}{1,5} = 4,0 \text{ MPa}$$

$$k_1 = 0,15$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 1,65^{\frac{3}{2}} \cdot 30^{\frac{1}{2}} = 0,406$$

d statična višina stebra

b_w najmanjša širina stebra

A_{sl} količina vzdolžne armature

V_{Rd} strižna odpornost betonskega stebra

Kontrola:

$$V_{Ed} < V_{Rd,c}$$

$$\mathbf{261,18 \text{ kN} < 725,8 \text{ kN}}$$

Iz zgornje kontrole vidimo, da za steber zadostuje minimalna strižna armatura. Ta je določena z minimalnim premerom stremen $\square 6 \text{ mm}$ in maksimalno razdaljo med stremenimi $s_{c1,tmax}$ v skladu s členom 9.5.3(3) standarda EN 1992-1:

$$s_{c1,tmax} = \min \left\{ \begin{array}{l} 12 \cdot \text{premer vzdolžnih palic} \\ \text{manjša dimenzija stebra} \\ 300 \text{ mm} \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} 12 \cdot 20 \text{ mm} = 240 \text{ mm} \\ 500 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} \end{array} \right.$$

↓

$$s_{c1,tmax} = \mathbf{24 \text{ cm}}$$

Določitev kritičnih območij:

Območja na razdalji l_{cr} od obeh krajišč stebra se morajo obravnavati kot kritična območja. Če nimamo bolj natančnega podatka, lahko l_{cr} približno izračunamo s spodnjim izrazom:

$$l_{cr} = \max \left\{ \begin{array}{l} h_c \\ \frac{l_{cl}}{6} \\ 450 \text{ mm} \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} 500 \text{ mm} \\ \frac{4610 \text{ mm}}{6} = 768 \text{ mm} \\ 450 \text{ mm} \end{array} \right. = \mathbf{76,8 \text{ cm}}$$

kjer sta h_c večja dimenzija stebra in l_{cl} svetla višina stebra.

V kritičnih območjih je treba zagotoviti, da so stremena in prečne vezi minimalnega premera $\square 6 \text{ mm}$ in postavljene na takšni medsebojni razdalji s , da je zagotovljena minimalna duktilnost in preprečen lokalni uklon vzdolžnih armaturnih palic. Stremena morajo biti tako oblikovana, da ustvarjajo ugodno triosno napetostno stanje v objetem jedru. Minimalni pogoji iz točke 10(P) podčlena 5.4.3.2.2 so izpolnjeni, če so izpolnjeni naslednji pogoji:

Razmak stremen s ne presega:

$$s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{b_0}{2} \\ 175 \text{ mm} \\ 8 \cdot d_{bl} \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{424 \text{ mm}}{2} = 212 \text{ mm} \\ 175 \text{ mm} \\ 8 \cdot 20 \text{ mm} = 160 \text{ mm} \end{array} \right. = \mathbf{16 \text{ cm}}$$

kjer sta b_0 širina betonskega prereza med obema krakoma stremena, d_{bl} pa premer vzdolžne armature v stebri.

Razdalja med dvema sosednjima vzdolžnima armaturnima palicama, ki ju podpirajo stremena ali prečne vezi, ne sme biti večja od 200mm, ob upoštevanju EN 1992-1, točka 9.5.3(6):

$$b_i = \mathbf{20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}}$$

Zagotavljanje objetja ob vpetju

V kritičnem območju ob vpetju stebrov mora biti vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost μ_φ vsaj enaka vrednosti iz 5.2.3.4(3):

$$T_1 \geq T_c$$

$$\mu_\varphi = 2 \cdot q_0 - 1 = 2 \cdot 3,6 - 1 = 6,2$$

Zahtevam (6)P in (7)P podčlena 5.4.3.2.2 je zadoščeno, če:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_\varphi \cdot \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

↓

$$0,622 \cdot 0,354 \geq 30 \cdot 6,2 \cdot 0,46 \cdot 0,00207 \cdot \frac{50}{42,4} - 0,035$$

↓

$$\mathbf{0,22 \geq 0,174}$$

kjer je:

$$\varepsilon_{sy,d} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{43,48}{21000} = 0,00207$$

Mehanski volumski delež stremen ω_{wd} :

$$\begin{aligned} \omega_{wd} &= \frac{\text{volumen stremen za objetje}}{\text{volumen objetega jedra}} \cdot \frac{f_{ys,d}}{f_{cd}} = \frac{4 \cdot A_{sw} \cdot (42,4 + 21,8 \cdot \sqrt{2})}{5 \cdot 42,4^2} \cdot \frac{43,48}{2,0} \\ &= 0,708 \cdot A_{sw} \end{aligned}$$

↓

$$\omega_{wd} = 0,708 \cdot 0,50 = \mathbf{0,354}$$

Učinkovitost objetja z izbranimi objetji:

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = 0,703 \cdot 0,885 = \mathbf{0,622}$$

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6 \cdot b_0 \cdot h_0} = 1 - \sum_8 \frac{20^2}{6 \cdot 42,4^2} = \mathbf{0,703}$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_0}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2 \cdot h_0}\right) = \left(1 - \frac{5}{2 \cdot 42,4}\right) \cdot \left(1 - \frac{5}{2 \cdot 42,4}\right) = \mathbf{0,885}$$

Normirana projektna osna sila:

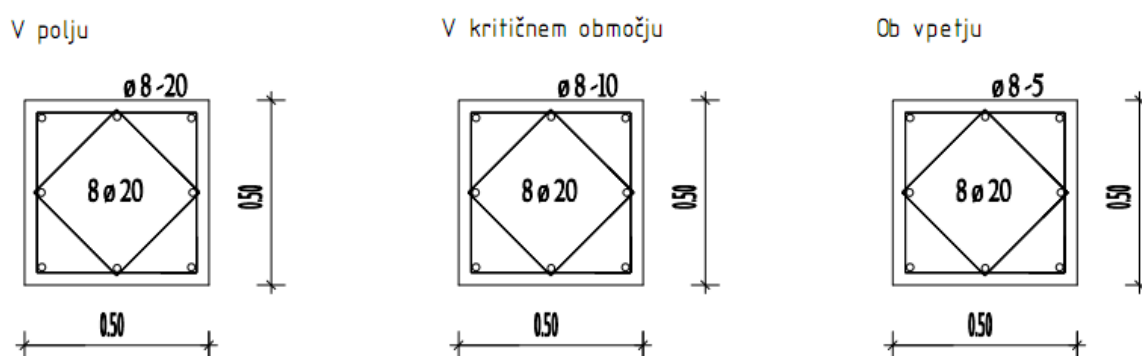
$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{2313,40}{2500 \cdot 2,0} = 0,46$$

kjer je N_{Ed} največja računska tlačna osna sila, odčitana iz ovojnice vseh obtežnih kombinacij, A_c prečni prerez stebra in f_{cd} računska tlačna trdnost betona.

V kritičnem območju ob vpetju stebrov mora znašati vrednost ω_{wd} vsaj 0,08:

$$\omega_{wd} = 0,354 \geq \omega_{wd,min} = 0,08$$

Glede na zgornje izračune, čez celoten stebel izberemo **2 · √2-strižno** stremensko armaturo **□8mm/s**:



Slika 38: Razpored vzdolžne in prečne armature v stebri

Primerjava potrebne armature

Preglednica 9: Primerjava potrebne izračunane armature

Predpis	Vzdolžna armatura [cm ²]	Izbrana armatura	Prečna armatura [cm ² /m]	Izbrana armatura
SIST EN 1992-1	7,98	4 · □ 16 mm ($A_{s,dej} = 8,04 \text{ cm}^2$)	/	2-strižna armatura Φ6mm/20cm
SIST EN 1998-1	25,00	8 · □ 20 mm ($A_{s,dej} = 25,13 \text{ cm}^2$)	/	2√2-strižna armatura Φ8mm/20cm
Računalniški model	12,90	4 · □ 22 mm ($A_{s,dej} = 15,21 \text{ cm}^2$)	2,50	2-strižna armatura Φ8mm/20cm

Iz zgornje tabele vidimo, zakaj je treba upoštevati potresne predpise SIST EN 1998-1, saj nam zelo povečajo količino armature, predvsem pa razmik zahtevane strižne armature, ki je zelo pomembna zaradi uklona vzdolžnih armaturnih palic.

7.4 Račun nosilcev

Nosilci so različnih dimenzij in sicer odvisno od kje se nahajajo in kakšno funkcijo imajo. Pri dimenzioniranju nosilcev moramo upoštevati poleg EC 1992-1, tudi predpis EC 1998-1 in določene zahteve iz le-tega predpisa.

Izvleček iz potresnih predpisov EC8 za grede

Greda je pravokotnega prereza, širine b_{eff} in višine h_f .

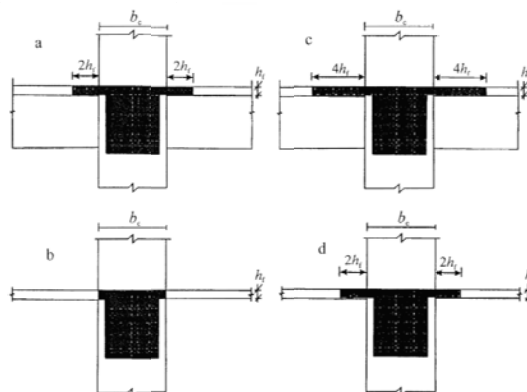
5.4.3 Primerjava mejnih stanj in konstruiranje

5.4.3.1 Grede

5.4.3.1.1 Upogibna in strižna nosilnost

- (1) Upogibno in strižno nosilnost se določi v skladu z EN 1992-1.
- (2) Zgornja armatura v krajnih primerih potresnih gred T in L-prereza se v glavnem razporedi v območjih širine stojine. Samo del te armature se lahko postavi zunaj širine stojine, vendar pa znotraj širine pasnice b_{eff} .
- (3) Sodelujočo širino pasnice b_{eff} se lahko predpostavi takole
 - (A) Za primere potresne grede ob zunanjih stebrih se upošteva, da je sodelujoča širina enaka širini stebra b_c , če v prečni smeri ni grede (slika 39 b). Če pa je v prečni smeri, se lahko sodelujoča širina na vsaki strani poveča za $2h_f$ (slika 39 a).
 - (B) Za primere potresnih gred za notranje stebre se lahko zgoraj navedene sodelujoče širine poveča za $2h_f$ na vsaki strani grede (slika 39 c in d).

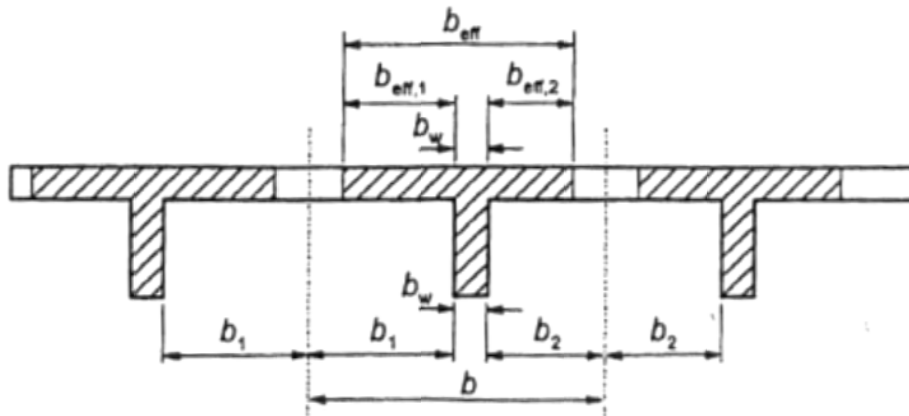
5.5.1.2.1(1)P Širina primarnih potresnih gred ne sme biti manjša od 200 mm.



Slika 39: Sodelujoča širina b_{eff} pasnice grede, ki so vpete v stebri

Učinkovita širina b_{eff} :

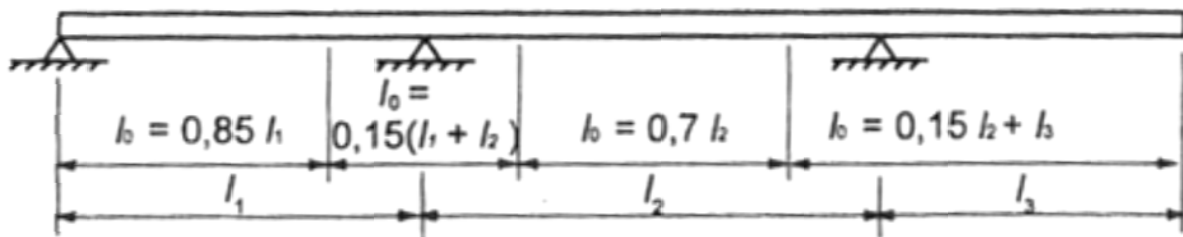
Učinkovita širina pasu nosilca oblike T, na kateri predpostavimo konstantne pogoje napetosti, je odvisna od razpona, pogojev podpiranja, oblike grede:



Slika 40: Sodelujoča širina

Učinkovita širina pasu b_{eff} je določena z izrazi:

Učinkovita širina pasu mora temeljiti na medsebojni razdalji ničelnih momentnih točk l_0 , ki jih dobimo iz slike 43:



Slika 41: Medsebojna razdalja momentnih ničelnih točk

Obravnavani nosilec se nahaja ob zunanjem stebri, v prečni smeri pa ni grede. V tem primeru je sodelujoča širina pasnice enaka širini stebra in znaša:

$$b_{eff} = b_c = 25 \text{ cm}$$

Račun potrebne vzdolžne armature v polju in nad podporo v skladu s SIST EN 1992-1:

V polju

Vzdolžna armatura:

$$k_d = \frac{M_{Eds}}{f_{cd} \cdot d^2 \cdot b \cdot \alpha} = \frac{201,15 \text{ kNm} \cdot 100 \text{ cm}}{1,67 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 87^2 \text{ cm}^2 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 1} = 0,064$$

↓ odčitamo iz tabele pri zgornjem k_d – ju

$$\frac{\epsilon_s}{-\epsilon_1} = \frac{10}{1,50} [\text{‰}] \rightarrow \{k_s = 1,049\}$$

Armatura:

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{Eds}}{d \cdot \sigma_s} = 1,049 \cdot \frac{201,15 \text{ kNm} \cdot 100 \text{ cm}}{87 \text{ cm} \cdot 43,48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 5,58 \text{ cm}^2$$

↓

izberemo **3φ16** ($A_{s,dej} = 6,03 \text{ cm}^2$)

kjer so:

- M_{Eds} največji upogibni moment, določen z ovojnico vseh obtežnih kombinacij
- d statična višina nosilca
- b najmanjša širina nosilca
- f_{cd} računska tlačna trdnost betona
- σ_s računska natezna trdnost rebraste armature

Prečna armatura:

Prečna sila je na sredini polja največkrat enaka 0, saj ima tam momentna linija največjo vrednost. Tako lahko na sredini polja določimo strižno armaturo na podlagi zahtev o minimalni prečni armaturi glede na predpis EC 1992-1:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} = \rho_{min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

↓ izberem 2 – **strižno streme $\phi 10$** ($A_s = 0,79 \text{ cm}^2$)

↓

$$s = \frac{A_{sw} \cdot f_{yk}}{\sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot 0,08} = \frac{2 \cdot 0,79 \text{ cm}^2 \cdot 500 \text{ MPa}}{0,08 \cdot 25 \text{ cm} \cdot \sqrt{30} \text{ MPa}} = 72 \text{ cm}$$

Vendar s ne sme biti večji kot:

$$s_{max} = 0,75 \cdot (1 + ctg\alpha) \cdot d = 0,75 \cdot (1 + 0) \cdot 87 \text{ cm} = 65,25 \text{ cm}$$

↓

izberemo 2 – **strižno streme $\frac{\phi 10}{20} \text{ cm}$**

Nad podporo

Vzdolžna armatura:

$$k_d = \frac{M_{Eds}}{f_{cd} \cdot d^2 \cdot b \cdot \alpha} = \frac{268,63 \text{ kNm} \cdot 100 \text{ cm}}{1,67 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 87^2 \text{ cm}^2 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 1} = 0,085$$

↓ odčitamo iz tabele pri zgornjem k_d – ju

$$\frac{\epsilon_s}{-\epsilon_1} = \frac{10}{1,75} [\text{‰}] \rightarrow \{k_s = 1,058$$

Armatura:

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_{Eds}}{d \cdot \sigma_s} = 1,058 \cdot \frac{268,63 \text{ kNm} \cdot 100 \text{ cm}}{87 \text{ cm} \cdot 43,48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 7,51 \text{ cm}^2$$

↓

izberemo **4 $\phi 16$** ($A_{s,dej} = 8,04 \text{ cm}^2$)

kjer so:

M_{Eds} največji upogibni moment, določen z ovojnico vseh obtežnih kombinacij

d statična višina nosilca

b najmanjša širina nosilca

f_{cd} računska tlačna trdnost betona

σ_s računska natezna trdnost rebraste armature

Prečna armatura

Na robu polja določimo strižno armaturo na podlagi predpisa EC 1992-1:

$$V_{Rd,c} = \left(C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$
$$V_{Rd,c} = \left(0,12 \cdot 1,48 \cdot (100 \cdot 0,0028 \cdot 30)^{\frac{1}{3}} \right) \cdot 25 \text{ cm} \cdot 87 \text{ cm} \geq (0,345) \cdot 25 \text{ cm} \cdot 87 \text{ cm}$$
$$V_{Rd,c} = 78,52 \frac{kN}{cm^2} \geq 75,00 \frac{kN}{cm^2}$$

kjer so:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[mm]}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{870}} = 1,48 < 2$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{6,03 \text{ cm}^2}{25 \text{ cm} \cdot 87 \text{ cm}} = 0,0028 \leq 0,02$$

$\rho_{cp} = \text{zanemarimo}$

$$k_1 = 0,15$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 1,48^{\frac{3}{2}} \cdot 30^{\frac{1}{2}} = 0,345$$

d statična višina nosilca

b_w najmanjša širina nosilca

A_{sl} vzdolžna armatura

V_{Rd} strižna odpornosti nosilca

Kontrola:

$$352,33 \text{ kN} \leq 78,52 \text{ kN}$$

Določitev strižne armature:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot ctg \alpha$$

↓

$$A_{sw} = \frac{352,33 \text{ kN} \cdot 10 \text{ cm}}{0,9 \cdot 87 \text{ cm} \cdot 43,48 \frac{kN}{cm^2}} = 1,03 \text{ cm}^2$$

$$A_{sw1} = \frac{A_{sw}}{n} = \frac{1,03 \text{ cm}^2}{2} = 0,52 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \text{izberem } \frac{\phi 10}{10} \text{ cm}$$

Minimalna prečna armatura:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} = \rho_{min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

$$\rho_w = \frac{3,93 \text{ cm}^2/\text{m}}{10 \text{ cm} \cdot 25 \text{ cm} \cdot 1} = 0,0157 \geq \rho_{min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{30}}{50} = 0,0088$$

Vendar s ne sme biti večji kot:

$$s_{max} = 0,75 \cdot (1 + ctg \alpha) \cdot d = 0,75 \cdot (1 + 0) \cdot 87 \text{ cm} = 65,25 \text{ cm}$$

↓

$$\text{izberemo } 2 - \text{strižno streme } \frac{\phi 10}{20} \text{ cm}$$

kjer so:

s določen razmak med stremeni

b_w najmanjša širina nosilca

α kot, pod katerim je postavljena stremenska armatura ($\alpha=90^\circ$)

A_{sw} količina vzdolžne armature

Dodatna vzdolžna armatura:

$$\Delta A_s = \frac{|V_{Ed}|}{2 \cdot \sigma_s} = \frac{352,33 \text{ kN}}{2 \cdot 43,48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 4,05 \text{ cm}^2$$

Račun potrebne vzdolžne armature v polju in nad podporo v skladu s SIST EN 1998-1:

Vzdolžna natezna armatura v skladu z EC1998-1

Minimalna potrebna vzdolžna natezna armatura za nosilce se določi iz spodnjih formul:

$$A_{s,min} = \max \begin{cases} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \\ 0,0013 \cdot b_t \cdot d \end{cases}$$

$$A_{s,min} = \max \begin{cases} 0,26 \cdot \frac{0,26 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{50 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} \cdot 25 \text{ cm} \cdot 87 \text{ cm} = 2,94 \text{ cm}^2 \\ 0,0013 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 87 \text{ cm} = 2,83 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_{s,min} = 3,28 \text{ cm}^2$$

Računsko določena vzdolžna natezna armatura:

- Maksimalni moment $M_{d,max.} = -268,63 \text{ kNm}$
- Potrebna armatura $A_{s,potr.,zgoraj} = 11,41 \text{ cm}^2$
- Potrebna armatura $A_{s,potr.,spodaj} = 5,39 \text{ cm}^2$
- Armatura plošče $A_{s,plošče} = b_{eff} \cdot 3,85 \text{ cm}^2/\text{m} = 0,25 \text{ cm} \cdot 3,85 \text{ cm}^2/\text{m} = 0,96 \text{ cm}^2$
- Prečni prerez vzdolžnih palic $A_{s,palice} = A_{s,potr.} - A_{s,plošča} = 5,39 \text{ cm}^2 - 0,96 \text{ cm}^2 = 4,43 \text{ cm}^2$
 - o Izbrana armatura zgoraj $3 \square 16 (A_s = 6,03 \text{ cm}^2)$

Kritično območje:

Območja gred ob vozliščih moramo obravnavati kot kritična območja (točka 5.4.3.1.2(1)P).

Dolžina kritičnega območja znaša:

$$l_{cr} = h_w = 95 \text{ cm}$$

V kritičnem območju moramo poleg potrebne armature za prevzem kritične obremenitve izpolniti tudi zahteve za lokalno duktilnost:

Glede na točko vrednost faktorja duktilnosti mora biti vsaj enaka:

$$\mu_\phi = 2 \cdot q_0 - 1 = 2 \cdot 3,6 - 1 = 6,2$$

Zgornja zahteva je izpolnjena, če velja:

- v tlačni coni je poleg armature, ki sledi iz mejnega stanja grede, položena še armatura s prerezom vsaj polovice prereza dejanske natezne armature (točka 5.4.3.1.2(4a)):

$$A_s'' \geq \frac{A_s}{2} = \frac{6,03 \text{ cm}^2}{2} = 3,02 \text{ cm}^2$$

↓

izbrana armatura spodaj: $3 \phi 20 (A_s'' = 9,43 \text{ cm}^2)$

- delež armature v natezni coni (ρ) mora biti v intervalu med ρ_{min} in ρ_{max} , ki sta definirani s spodnjim izrazom (točki 5.4.3.1.2(4a) in 5.4.3.1.2(4b)):

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{6,03 \text{ cm}^2}{25 \text{ cm} \cdot 87 \text{ cm}} = 0,28 \%$$

$$\rho'' = \frac{A_s''}{b \cdot d} = \frac{9,43 \text{ cm}^2}{25 \text{ cm} \cdot 87 \text{ cm}} = 0,43 \%$$

$$\begin{aligned}\rho_{max} &= \rho'' + \frac{0,0018}{\mu_{\phi} \cdot \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,43 \% + \frac{0,0018}{6,2 \cdot 0,00217} \cdot \frac{1,67 \frac{kN}{cm^2}}{43,48 \frac{kN}{cm^2}} \\ &= 0,43 \% + 0,51 \% = \mathbf{0,94 \%} \\ \rho_{min} &= 0,5 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0,5 \cdot \frac{0,26 \frac{kN}{cm^2}}{50 \frac{kN}{cm^2}} = \mathbf{0,26 \%}\end{aligned}$$

Kontrola:

$$\rho_{min} = \mathbf{0,26 \%} \leq \rho = \mathbf{0,28 \%} \leq \rho_{max} = \mathbf{0,94 \%}$$

Prečna sila z načrtovanjem nosilnosti

V skladu s predpisom EC 1998-1 po metodi načrtovane nosilnosti določimo prečne sile v gredi pri upoštevanju »minus« in »plus« smeri potresnega vpliva:

$$\begin{aligned}\text{minus smer: } V_{CD} &= \frac{|M_{1,d}| + |M_{2,d}|}{l_{cl}} + V_{G+0,3Q} \\ \text{plus smer: } V_{CD} &= -\frac{|M_{1,d}| + |M_{2,d}|}{l_{cl}} + V_{G+0,3Q}\end{aligned}$$

V zgornjih izrazih je $V_{G+0,3Q}$ prečna sila v gredi, ki jo dobimo iz obtežne kombinacije $1,0G+0,3Q$, l_{cl} pa je svetla dolžina grede.

Projektne momente v krajiščih $M_{i,d}$ določimo iz izraza:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb,i} \cdot \min \left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right)$$

kjer je γ_{Rd} -faktor, s katerim upoštevamo morebitno večjo nosilnost zaradi utrjevanja jekla. V primeru potresne duktilnosti DCM je $\gamma_{Rd}=1,0$.

Plus smer

Preglednica 10: Določitev prečnih sil v gredi po metodi načrtovanja nosilnosti za plus smer delovanja potresne obtežbe

Plus smer	$M_{Rb,i}$ (kNm)	$\sum M_{Rc}$ (kNm)	$\sum M_{Rb}$ (kNm)	$\text{Min}(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}})$	$M_{i,d}$ (kNm)	V_{CD} (kN)	$V_{G+0,3Q}$ (kN)	V_{Ed} (kN)
Vozišče 1	63,1	62,61	106,91	0,59	63,1	86	-100,23	-14,23
Vozišče 2	194,1	195,5	220,56	0,88	194,1		84,27	170,27

Minus smer:

Preglednica 11: Določitev prečnih sil v gredi po metodi načrtovanja nosilnosti za plus smer delovanja potresne obtežbe

Minus smer	$M_{Rb,i}$ (kNm)	$\sum M_{Rc}$ (kNm)	$\sum M_{Rb}$ (kNm)	$\text{Min}(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}})$	$M_{i,d}$ (kNm)	V_{CD} (kN)	$V_{G+0,3Q}$ (kN)	V_{Ed} (kN)
Vozišče 1	78,5	78,8	101,94	0,77	63,1	-81,5	-100,23	-181,73
Vozlišče 2	165,84	165,4	207,3	0,80	194,1		84,27	2,8

Kjer so:

$\sum M_{Rc}$ vsota upogibnih momentih stebra v obravnavanem vozlišču

$\sum M_{Rb}$ vsota upogibnih momentov nosilcev v obravnavanem vozlišču

M_{Rc} , M_{Rb} izračunamo pri »plus« in »minus« potresni obtežni kombinaciji

Merodajna prečna sila (za izračunano vozlišče)

Ovojnica obtežb

- Max 167,69 kN
- Min -173,91 kN

Načrtovanje nosilnosti – »smer plus«

- Max 170,27 kN
- Min -14,23 kN

Načrtovanje nosilnosti – »smer minus«

- Max 2,8 kN
- Min -181,73 kN

Strižna nosilnost:

Določimo jo v skladu s členom 5.4.3.4.1(1)P predpisa EN 1992-1. Strižno odpornost betonskega prereza določimo iz točke 6.2.2 predpisa EN 1992-1:

$$V_{Rd,c} = \left(C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,c} = \left(0,12 \cdot 1,48 \cdot (100 \cdot 0,0028 \cdot 30)^{\frac{1}{3}} \right) \cdot 25 \text{ cm} \cdot 87 \text{ cm} \geq (0,345) \cdot 25 \text{ cm} \cdot 87 \text{ cm}$$

$$V_{Rd,c} = 78,52 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \geq 75,00 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

kjer so:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[mm]}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{870}} = 1,48 < 2$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{6,03 \text{ cm}^2}{25 \text{ cm} \cdot 87 \text{ cm}} = 0,0028 \leq 0,02$$

ρ_{cp} = zanemarimo

$$k_1 = 0,15$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 1,48^{\frac{3}{2}} \cdot 30^{\frac{1}{2}} = 0,345$$

d statična višina nosilca

b_w najmanjša širina nosilca

A_{sl} količina vzdolžne armature

V_{Rd,c} strižna odpornost betonskega prereza

Kontrola

$$181,83 \text{ kN} \leq 78,52 \text{ kN}$$

V skladu s členom 6.2.1(2) in 6.2.1(5) standarda EN 1992-1-1 moramo vso strižno silo prevzeti samo s strižno armaturo. Določimo jo iz točke 6.2.3(3) predpisa EN 1992-1-1. Pri tem računu smo upoštevali naklon tlačne diagonale proti osi stebra 45°.

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} = \frac{0,8 \text{ cm}^2}{2 \cdot s} \cdot 0,9 \cdot 87 \text{ cm} \cdot 43,48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = \frac{1392 \text{ kNcm}}{s} \geq V_{1,d}$$
$$= 181,83 \text{ kN}$$

↓

$$s \leq \frac{2391 \text{ kNcm}}{181,83 \text{ kN}} = 7,5 \text{ cm} \rightarrow \text{izberemo } 2 - \text{strižno streme } \phi 10/5 \text{ cm}$$

Kritično območje

Območja gred ob vozliščih moramo obravnavati kot kritična območja. Dolžina kritičnega območja grede znaša $l_{cr} = h_w = 90 \text{ cm}$, kjer je h_w višina grede. Predpis tudi predpisuje največjo oddaljenost prvega stremena od stebra, ki ne sme biti dlje kot 50 mm od roba stebra.

V kritičnih območjih morajo biti zaprta stremena, ki ustrezajo naslednjim pogojem(5.4.3.1.2(6)P):

- Spremer stremen $d_{bw} \geq 6 \text{ mm}$

↓

Izbrano streme $\square 10 \text{ mm} \geq 6 \text{ mm}$

- Razmik stremen s ne sme biti večji od:

$$s \leq \min \left(\frac{h_w}{4}; 24 \cdot d_{bw}; 225; 8 \cdot d_{bl} \right)$$

$$s \leq \min \left(\frac{90 \text{ cm}}{4} = 22,5 \text{ cm}; 24 \cdot 1 \text{ cm} = 24 \text{ cm}; 22,5 \text{ cm}; 8 \cdot 2 \text{ cm} = 16 \text{ cm} \right)$$

↓

izberem $s = 10 \text{ cm} \leq 16 \text{ cm}$

kjer so:

h_w višina nosilca

d_{bw} premer stremenske rebraste armature

d_{bl} premer vzdolžne amrature

Primerjava izračunane armature

Izračunana in primerjana rebrasta armatura se nanaša na določeno polje v nosilcu, saj ima nosilec preveliko dolžino, da bi bil enako armiran preko celotne dolžine. Notranje statične količine uporabljene v izračunu po SIST EN 1992-1 in SIST EN 1998-1 so izračunane z numeričnim modelom.

Preglednica 12: Primerjava izračunane potrebne armature

Predpis	Vzdolžna armatura nad podporo [cm ²]	Izbrana armatura	Vzdolžna armatura v polju [cm ²]	Izbrana armatura	Prečna armatura [cm ² /m]	Izbrana armatura	Kritično območje
SIST EN 1992-1	7,51	4·□16 mm ($A_{s,dej} = 8,04 \text{ cm}^2$)	5,58	3·□16 mm ($A_{s,dej} = 6,03 \text{ cm}^2$)	/	2-strižna armatura Φ10mm/20cm	/
SIST EN 1998-1	/	3·□16 mm ($A_{s,dej} = 6,03 \text{ cm}^2$)	/	3·□20 mm ($A_{s,dej} = 9,43 \text{ cm}^2$)	/	2-strižna armatura Φ10mm/20cm	2-strižna armatura Φ10mm/10cm
Računalniški model	5,39	4·□22 mm ($A_{s,dej} = 15,21 \text{ cm}^2$)	11,41	4·□16 mm ($A_{s,dej} = 8,04 \text{ cm}^2$)	2,51	2-strižna armatura Φ10mm/20cm	/

Pri izračunu po SIST EN 1992-1 moramo upoštevati še dodatno vzdolžno armaturo, ki je nisem upošteval v tabeli, tako da jo je treba še prišteti in pravilno povečati količino potrebne vzdolžne armature. Ta dodatna armatura je $\Delta A_s = 4,05 \text{ cm}^2$.

Dobljena armatura po SIST EN 1992-1 in numeričnim modelom (ravno tako računa po SIST EN 1992-1) je dokaj podobna, če upoštevamo še dodatno vzdolžno armaturo. Nekaj razlike doprinese vpliv teorije drugega reda (TDR) in vpliv osne sile. Svoje doda tudi vpliv plošče v nosilcu, katere v »pešč« računu ne upoštevamo. V numeričnem modelu pa plošča in nosilec sodelujeta in pride do drugačnega obnašanja konstrukcije in posledično različne potrebne armature.

Stremenska armatura je povsod podobna, le da SIST EN 1998-1 predpisuje, da v kritičnih območjih mora biti na razdalji 5 cm.

Armaturni načrt je priložen v prilogi na koncu diplomske naloge

8 ZAKLJUČEK

Tema moje diplomske naloge je izdelati postopek izračuna, od izračuna obtežb do dimenzioniranja elementov, armiranobetonske novogradnje poslovnega objekta.

Omenjeni objekt se nahaja v Spodnji Kanomlji.

Analiza objekta kot tudi izračun potrebne količine armature je bil izveden z računalniškim programom »Dlubal RFEM 3.1«.

Za tip konstrukcije sem upošteval mešani konstrukcijski sistem, ekvivalenten stenastemu. Stopnja potresne duktilnosti je srednja stopnja DCM. Tej stopnji duktilnosti je v prid enostavnejše projektiranje in izvedba konstrukcije. Višje stopnje duktilnosti pa ne potrebujemo, saj je objekt dokaj nizek (3 etaže) in višja stopnja bi nam prinesla le dodatne stroške.

Po določilih standarda EVROKOD smo določili stalne vplive, spremenljive vplive, t.j. koristno obtežbo, obtežbo s snegom in vetra, potresne vplive ter ustrezno kombinacijo vplivov za projektiranje stanj. Preverjali smo mejno stanje nosilnosti in mejno stanje uporabnosti.

Izračun notranjih statičnih količin je bil izveden z uporabo računalniškega programa. Potrebna armatura po SIST EN 1992-1 je bila dimenzionirana na obremenitev, ki je bila doočena z uporabo računalniškega programa in z računom brez uporabe računalniškega programa. Dokončna količina armature in izvedba je posledica potresnih predpisov SIST EN 1998-1.

Konstrukcijski detajli so predstavljeni v dodatku v armaturnih načrtih. Izvedeni so v skladu s standardi EC.

Sam postopek analize je potekal od določitve uporabljenih materialov, nosilne konstrukcije preko analize notranjih sil do izračuna potrebne armature. Velik poudarek je bil na izrisu armaturnih načrtov.

VIRI

Beg D., Pogačnik A. 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: 1077 str.

Fajfar P. 1984. Dinamika gradbenih konstrukcij. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, FAGG: 550 str.

Požnel D. 2002. Študija vpliva spremembe evropskih standardov na projektiranje potresno odpornih armiranobetonskih okvirjev. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstr. smer: 120 str.

Rogač R., Saje F., Lozej M. 1989. Priročnik za dimenzioniranje armiranobetonskih konstrukcij po metodi mejnih stanj. Ljubljana, FAGG: 361 str.

Žitnik J., Žitnik D., et al. 2008. Gradbeniški priročnik. Ljubljana, Tehniška založba Slovenije: 692 str.

Karta projektnega pospeška tal. 2001. Ljubljana, Ministrstvo za okolje in prostor, Agencija republike Slovenije za okolje.

http://www.arso.gov.si/potresi/podatki/projektني_pospesek_tal.jpg (15.12.2010).

Standardi:

SIST EN 1990: 2004 - Evrokod 0: Osnove projektiranja konstrukcij.

SIST EN 1991-1-1: 2004 - Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1. del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb.

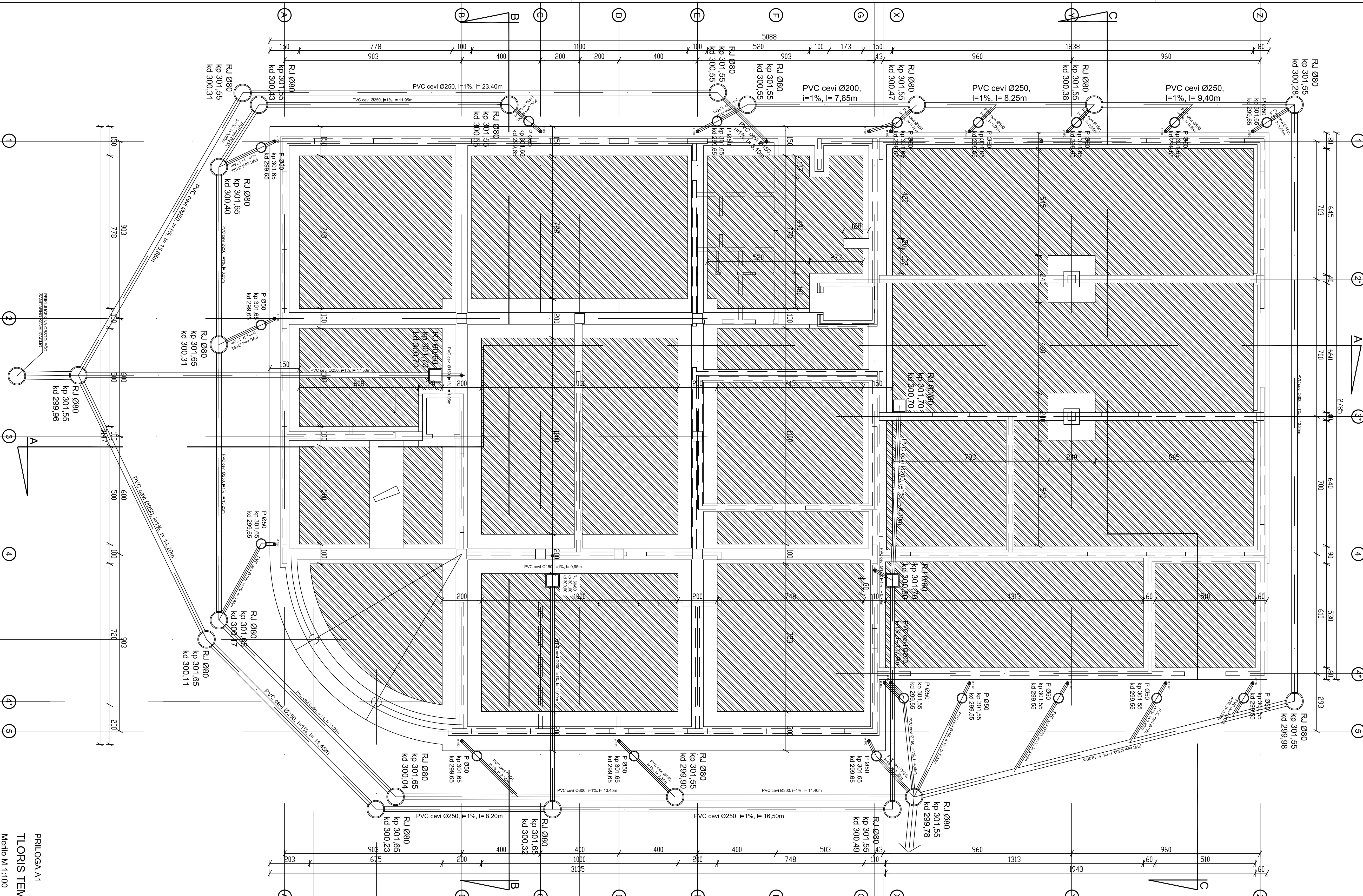
SIST EN 1991-1-3: 2004 - Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-3. del: Splošni vplivi – Obtežba s snegom.

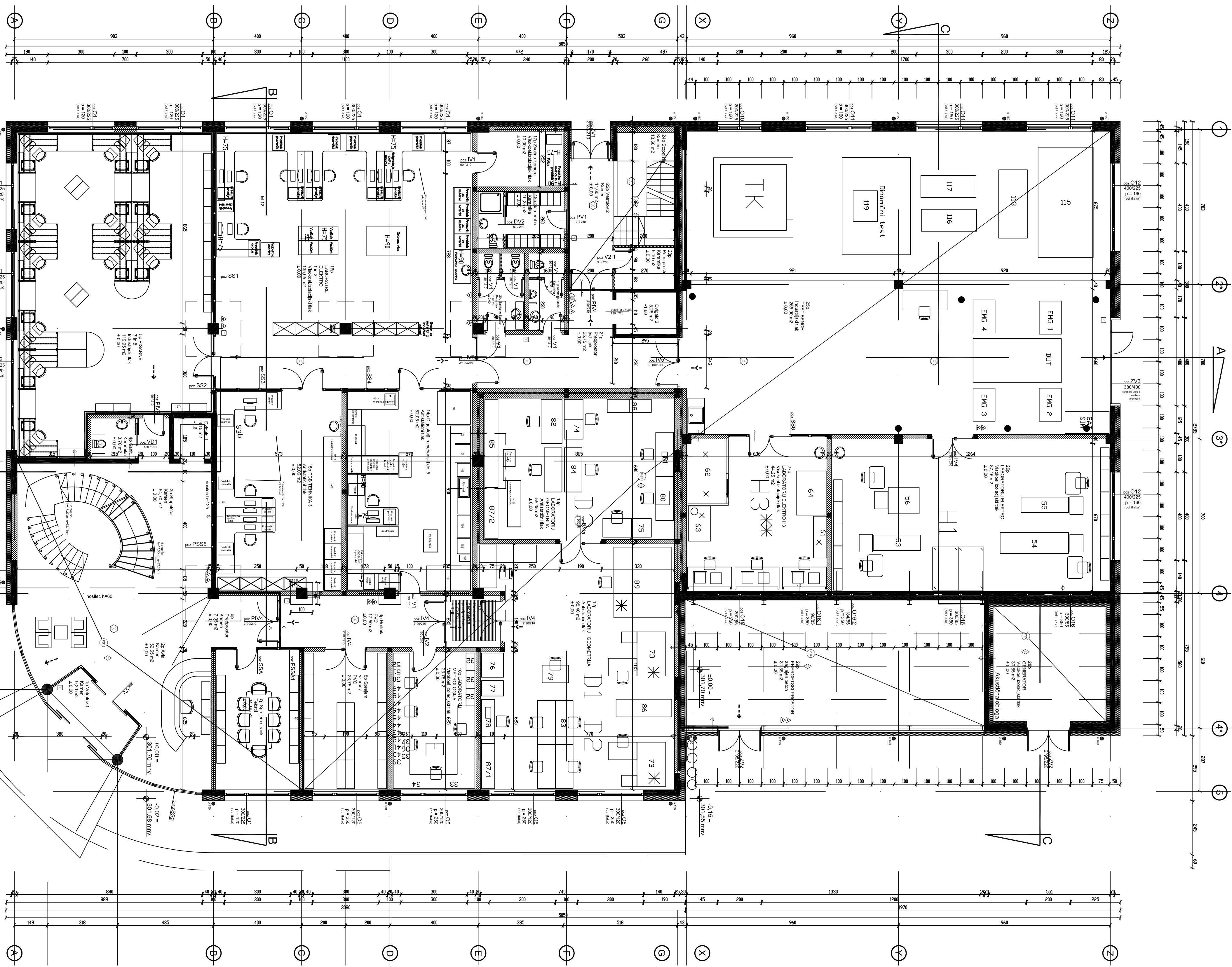
SIST EN 1991-1-4: 2004 - Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-4. del: Splošni vplivi – Obtežba z vetrom.

SIST EN 1992-1-1: 2005 - Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe.

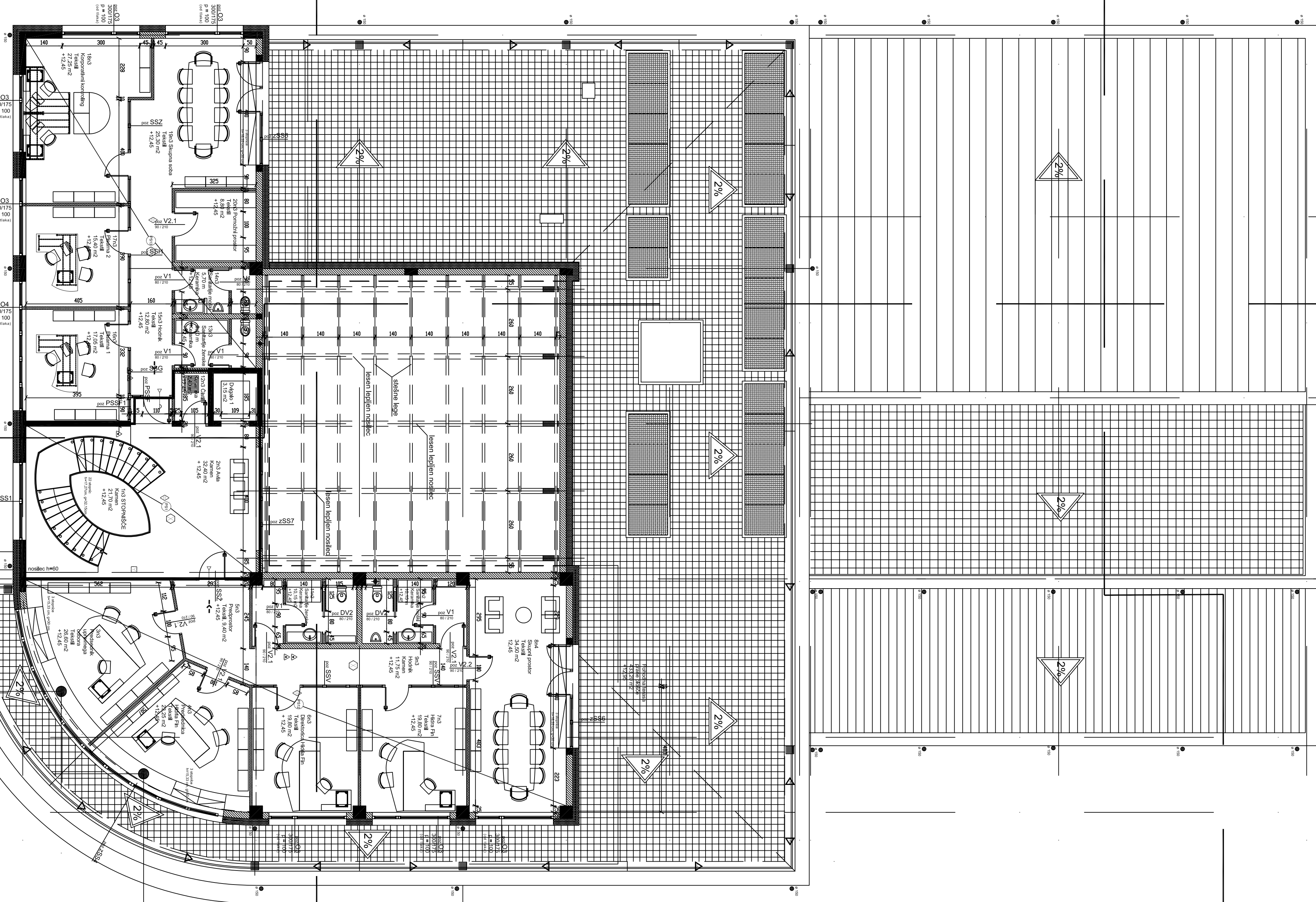
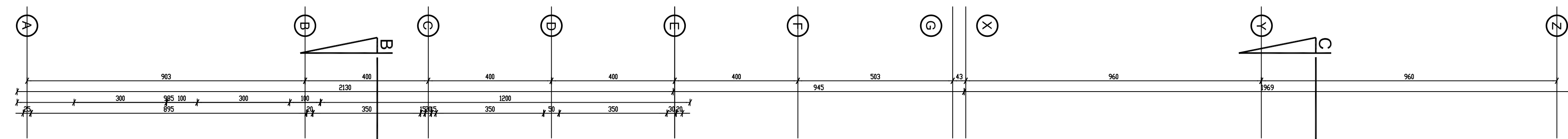
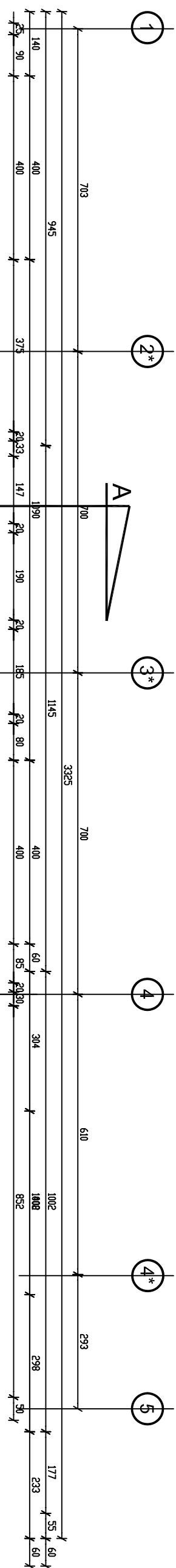
SIST EN 1997-1: 2005 - Evrokod 7: Geotehnično projektiranje – 1. del: Splošna pravila.

SIST EN 1998-1: 2005 - Evrokod 8: Projektiranje potresno odpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in vplivi na stavbe.





PRILOGA A2
TLORIS PRITLIČJA
Merilo M 1:100



LEGENDA

UPEVN ZIDANKI

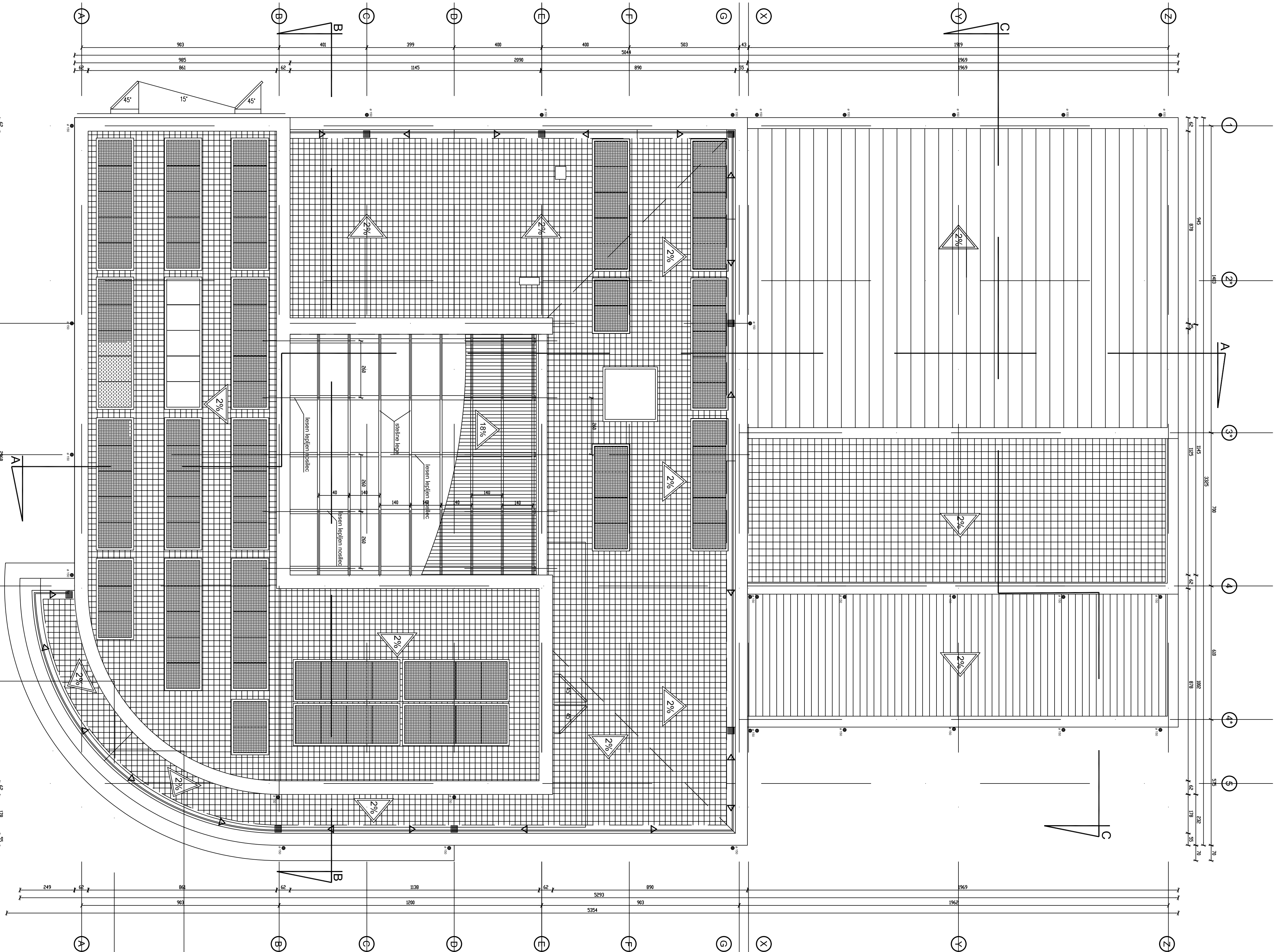
ARMIRAN BETON

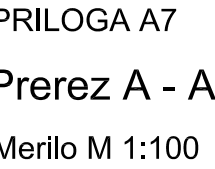
NEARMIRAN BETON

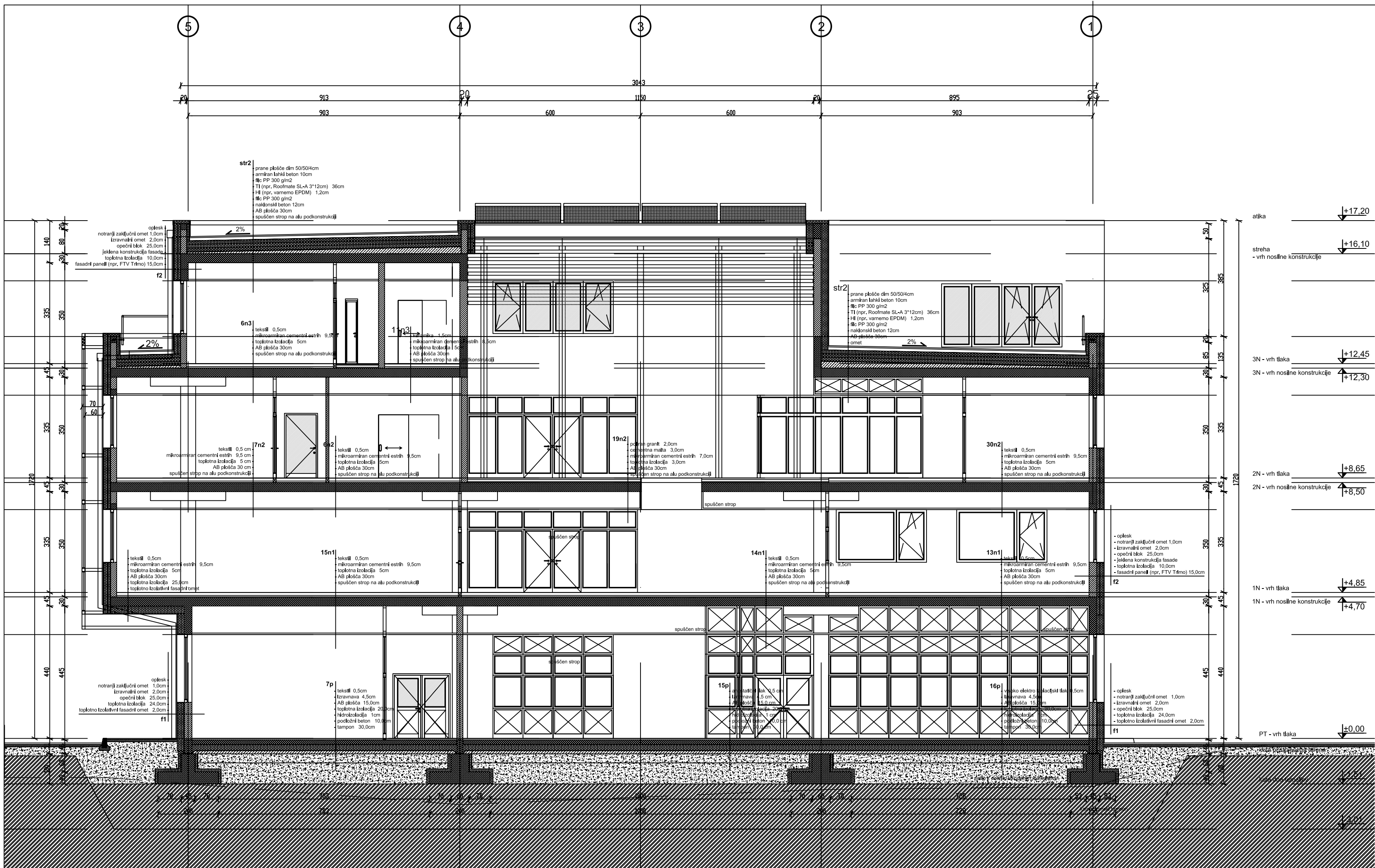
MAVČOKARTONSKE PLOŠČE

TOPLOTNA IZOLACIJA

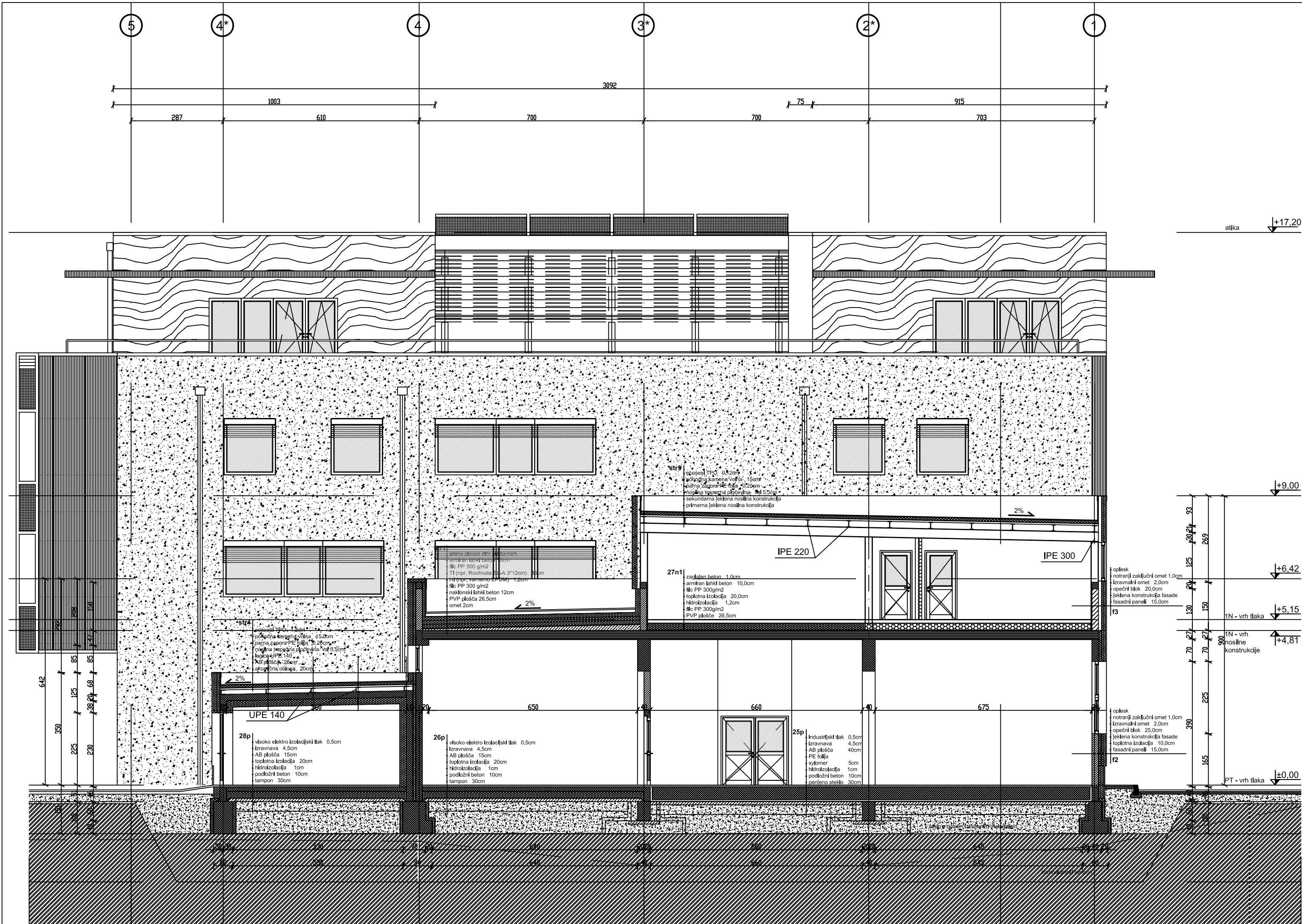
PRILOGA A5
TLORIS 3. NADSTROPJA
Merilo M 1:100







PRILOGA A8
Prerez B - B
Merilo M 1:100



PRILOGA A9
Prerez C - C
Merilo M 1:100

(X)

(G)

(F)

(E)

(D)

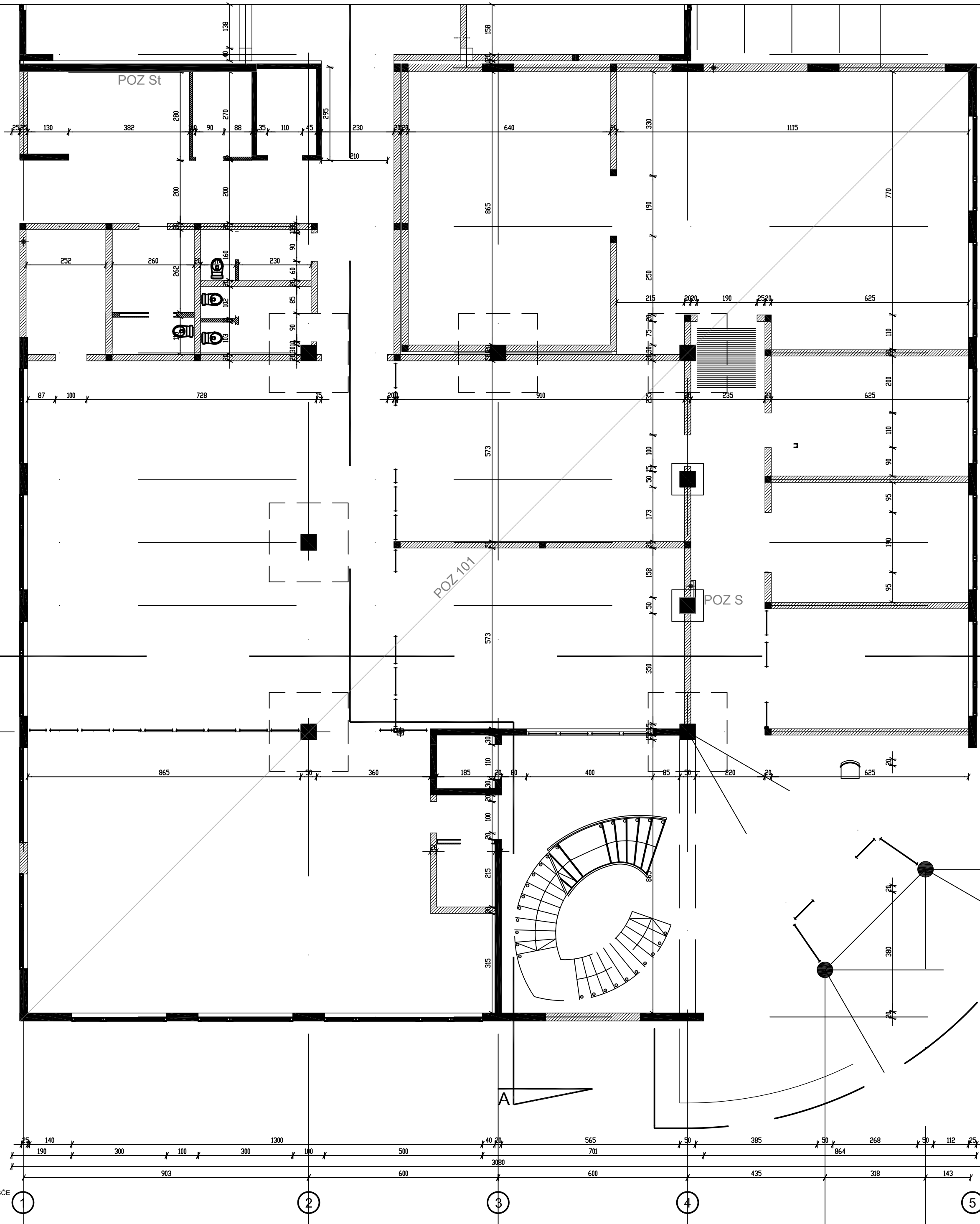
(C)

(B)

(A)

LEGENDA

-  OPEČNI ZIDAKI
 ARMIRAN BETON
 NEARMIRAN BETON
 MAVČNOKARTONSKE PLOŠČE
 TOPLOTNA IZOLACIJA



(X)

(G)

(F)

(E)

(D)

(C)

(B)

(A)

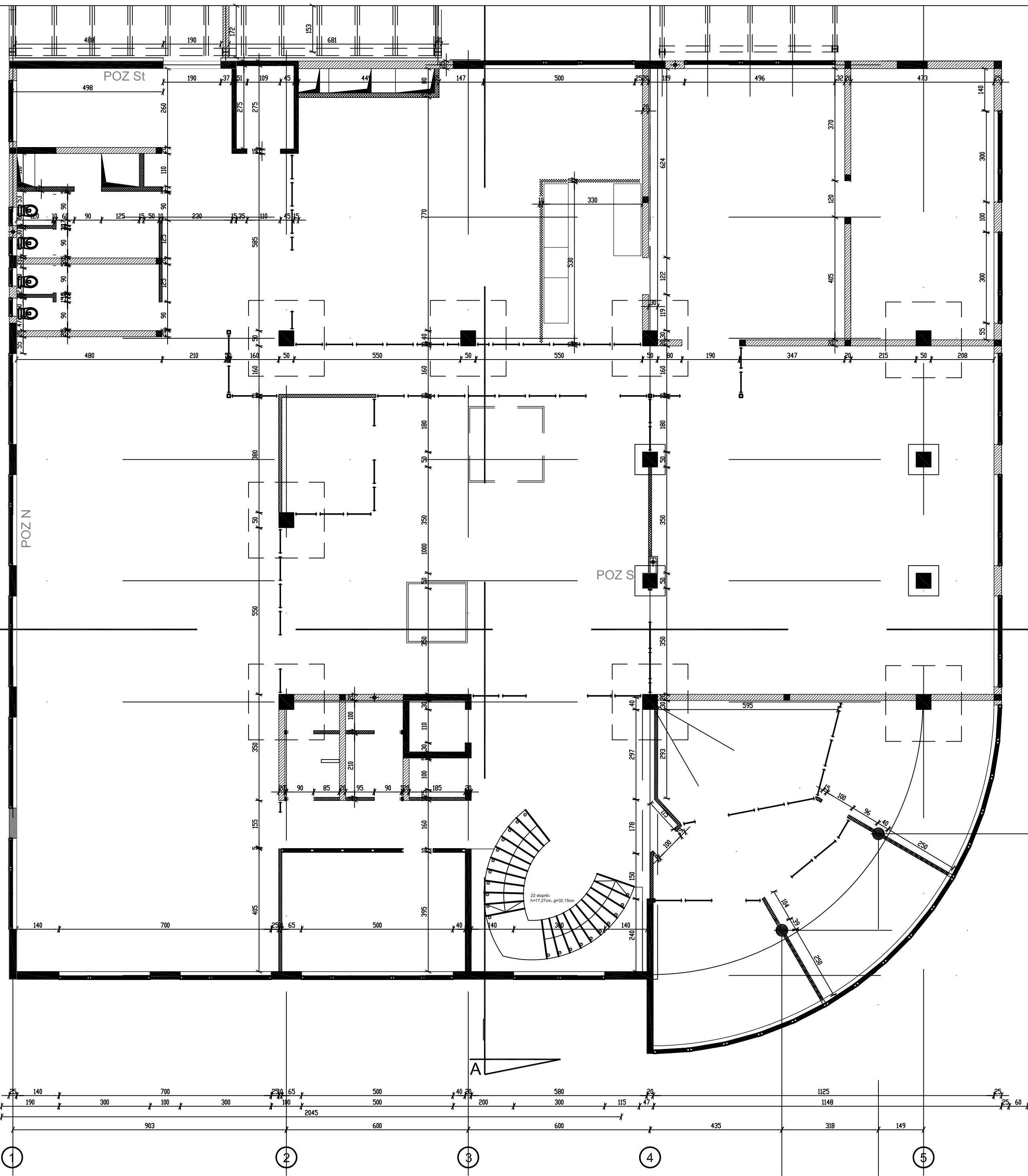
PRILOGA B1

POZ 101

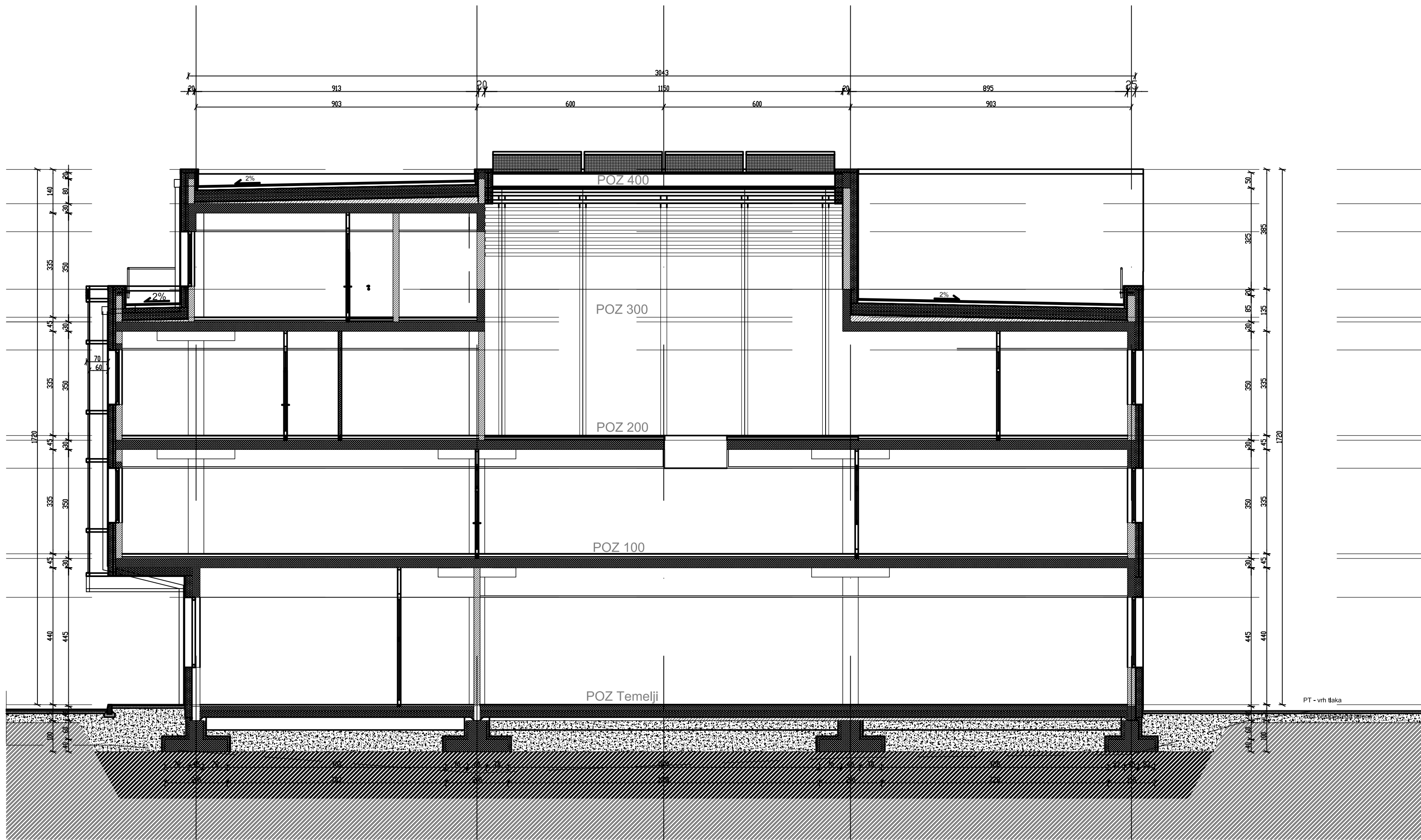
Merilo M 1:100

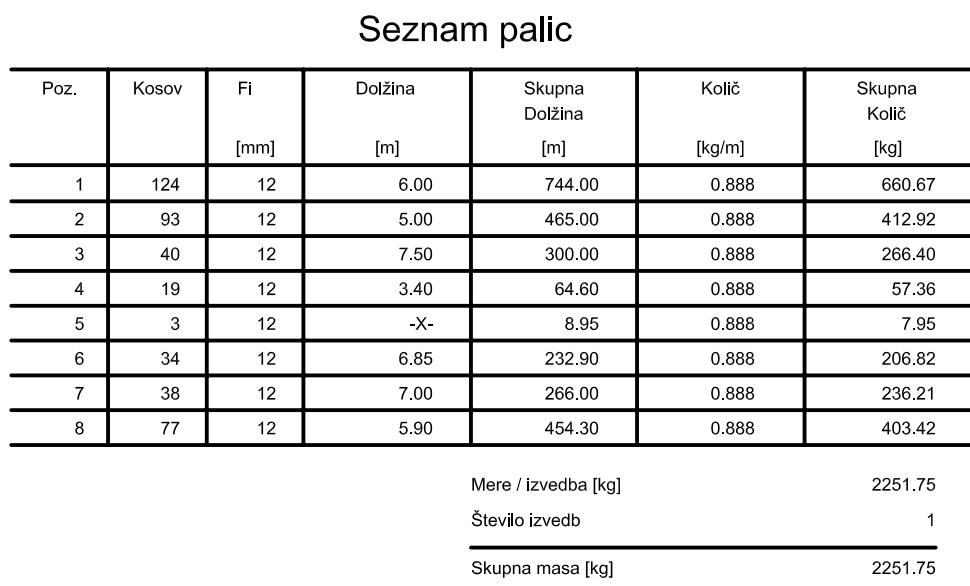
(X)
(G)
(F)
(E)
(D)
(C)
(B)
(A)

- LEGENDA
- OPEČNI ZIDAKI
 - ARMIRAN BETON
 - NEARMIRAN BETON
 - MAVČNOKARTONSKE PLOŠČE
 - TOPLOTNA IZOLACIJA

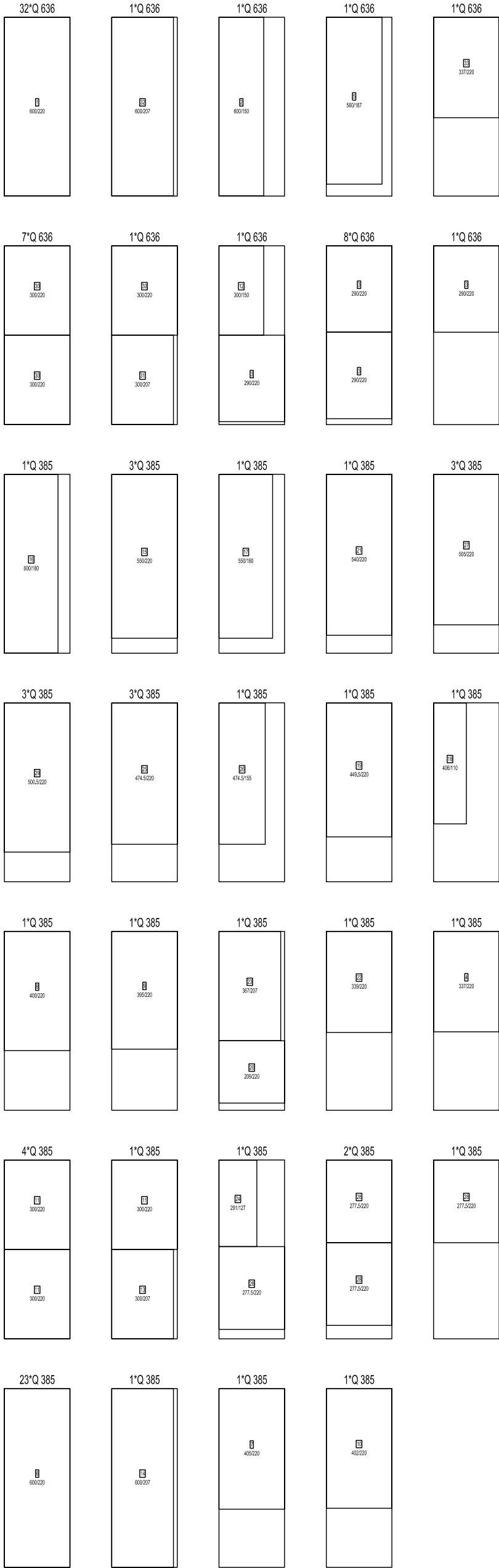


(X)
(G)
(F)
(E)
(D)
(C)
(B)
(A)





Mreže - skica razreza



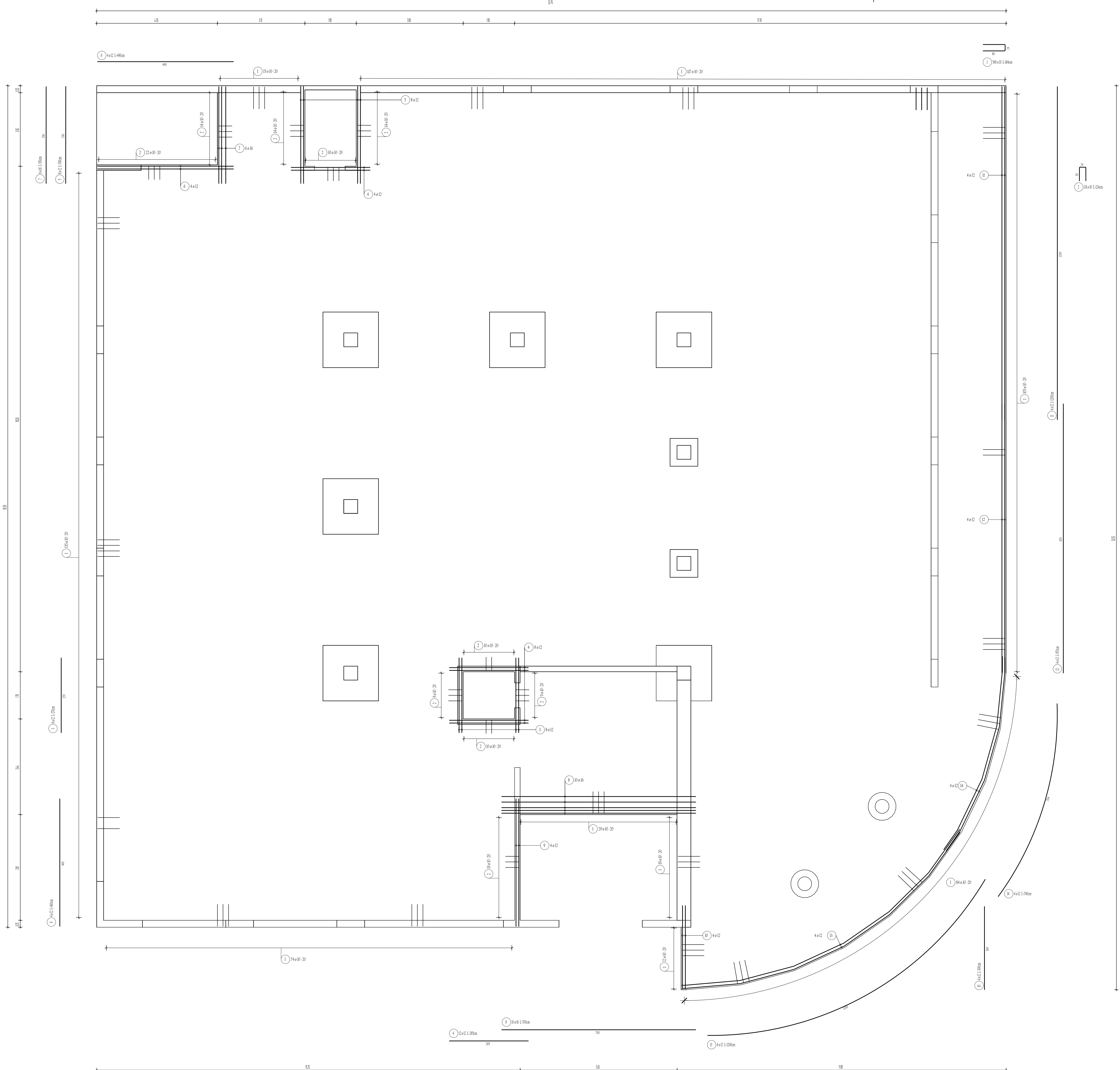
Šifra	Opis	Bruto teža	Neto teža
54	Q 636	7111,80	6846,96
58	Q 385	4822,60	4300,73
112	Učeta	11734,40	10967,68

Beton C30/37
RA S500, MAG S500

PRILOGA C1

POZ 101 - armatura spodaj

Merilo M 1:50



Seznam palic						
Pos.	Kopov	Pi	Dužina [m]	Skupna Dužina [m]	Količ [kg]	Skupna Količ [kg]
1	580	10	1.84	1085.60	0.617	669.82
2	131	10	1.24	162.44	0.617	100.23
3	8	12	2.70	21.60	0.888	18.18
4	12	12	2.85	34.20	0.888	30.37
5	8	12	3.50	28.00	0.888	24.86
6	4	12	4.90	19.60	0.888	17.40
7	8	16	3.50	21.00	1.580	33.18
8	10	16	7.50	75.00	1.580	112.60
9	4	12	4.60	18.40	0.888	16.34
10	4	12	3.00	12.00	0.888	10.68
11	4	12	12.00	48.00	0.888	42.62
12	4	12	9.70	38.80	0.888	34.45
13	4	12	12.00	48.00	0.888	42.62
14	4	12	7.40	29.60	0.888	26.28

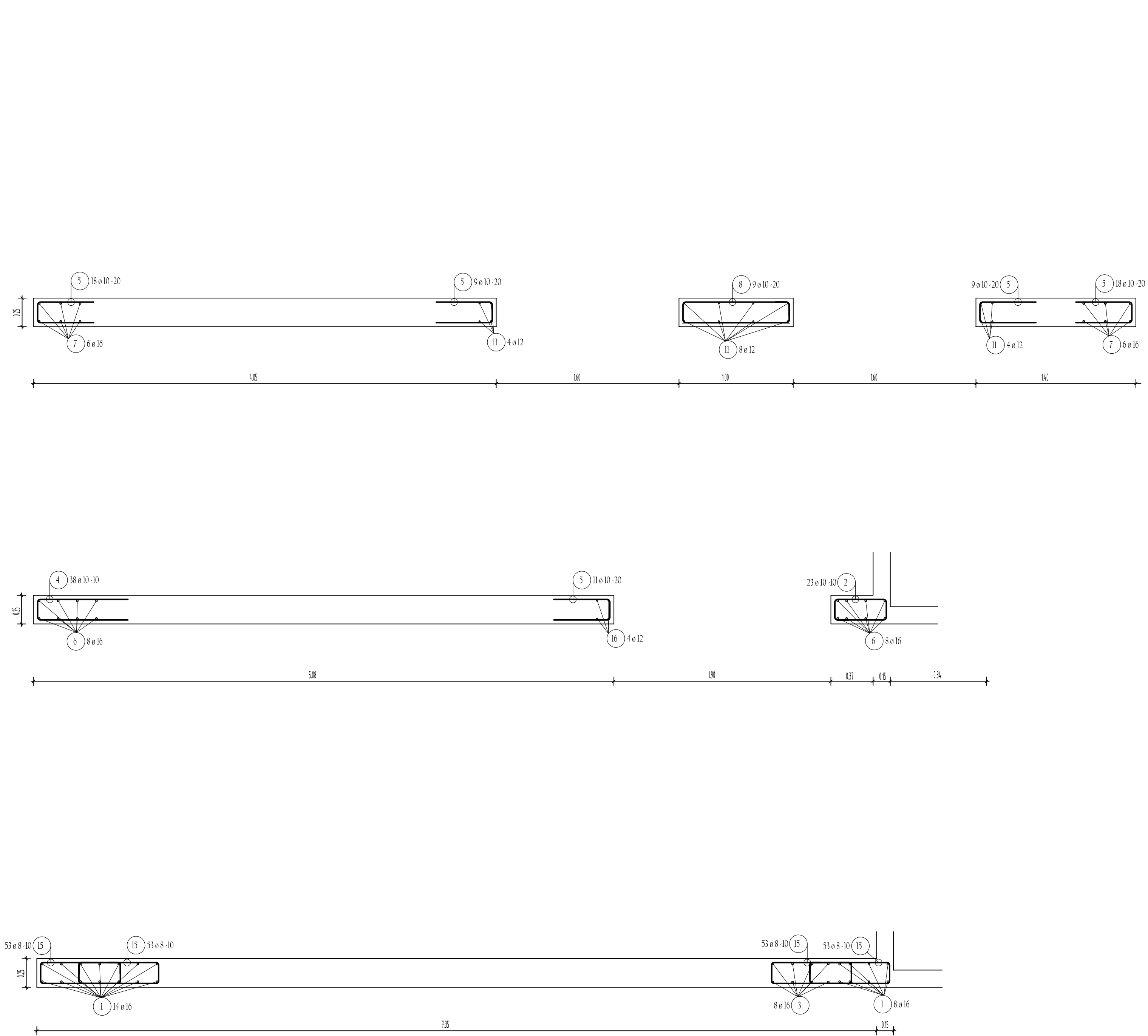
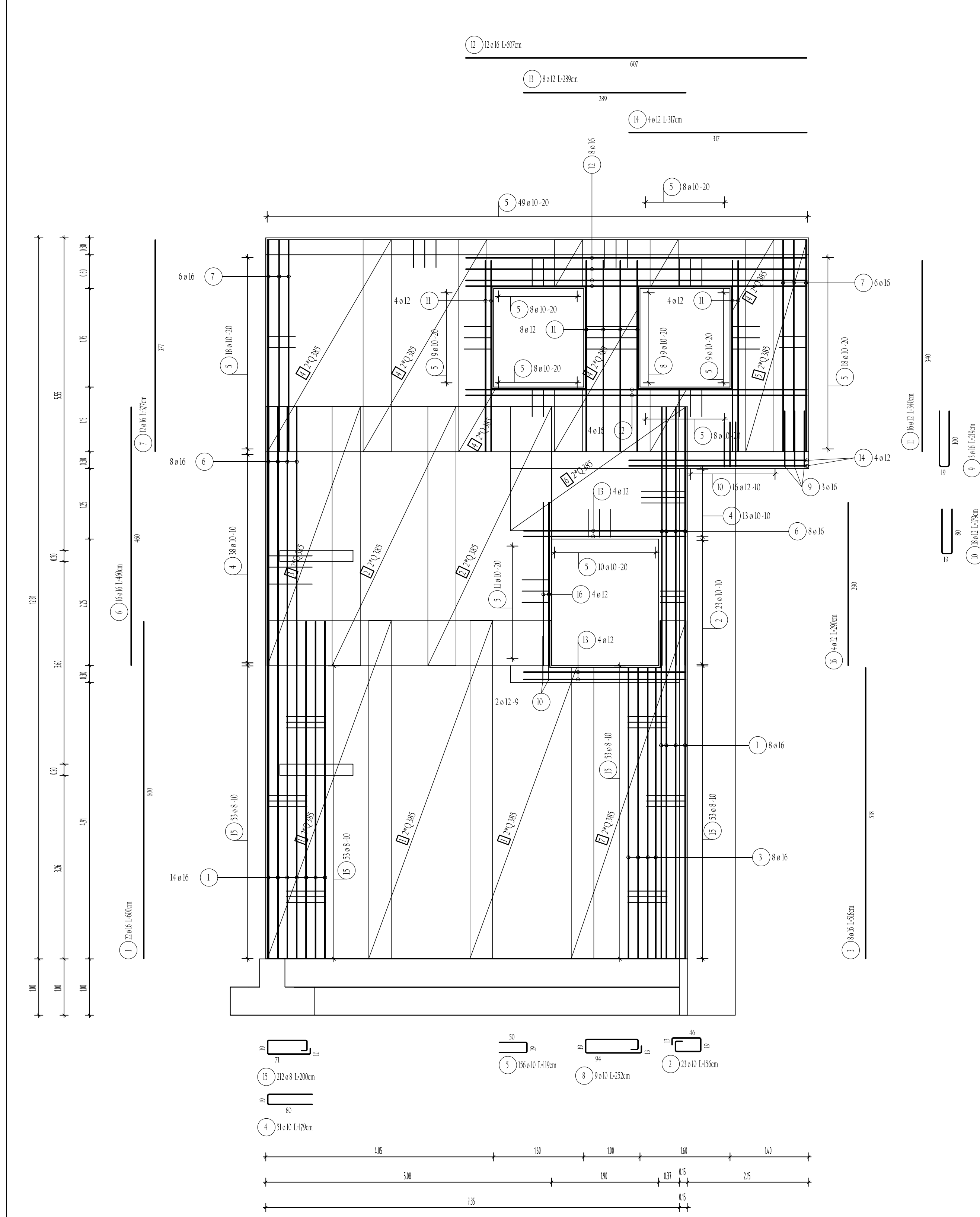
Mere / izračun [kg] 1178.61
Število izračun 1
Skupna masa [kg] 1178.61

Beton C30/37
RA S500, MAG S500

PRILOGA C1

POZ 101 - konst. armatura

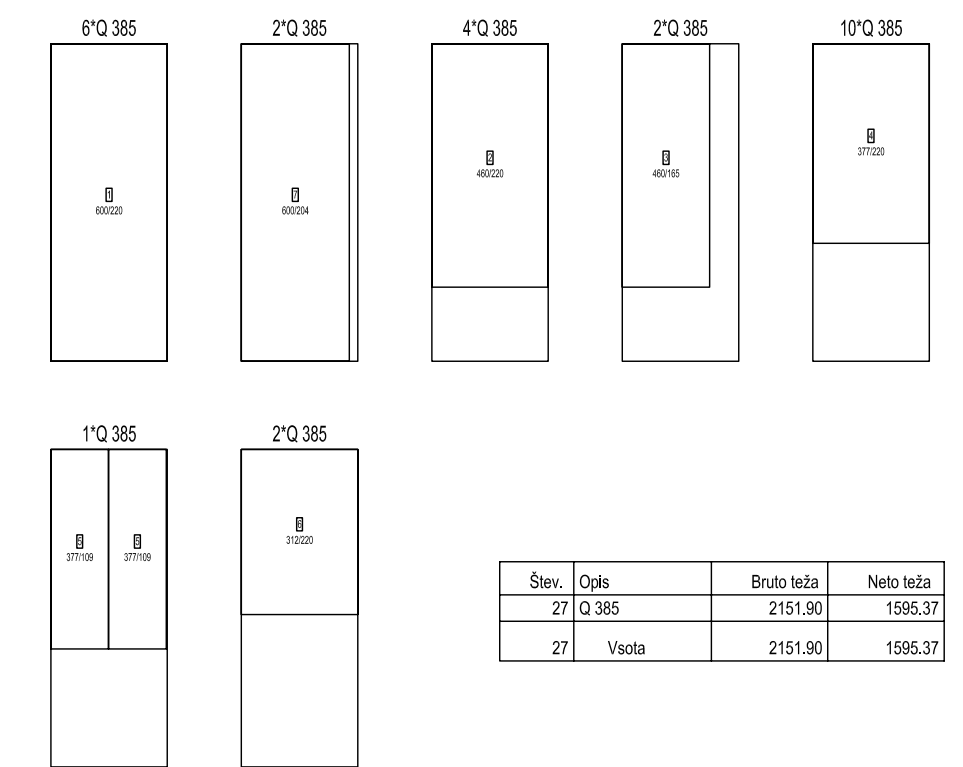
Merilo M 1:50



Seznam palic						
Poz.	Kosov	Fi	Dolžina [mm]	Skupna Dolžina [m]	Količ [kg/m]	Skupna Količ [kg]
1	22	16	6.00	132.00	1.580	208.56
2	23	10	1.56	35.88	0.617	22.14
3	8	16	5.18	41.44	1.580	65.48
4	51	10	1.79	91.29	0.617	56.33
5	156	10	1.19	185.64	0.617	114.54
6	16	16	4.60	73.60	1.580	116.29
7	12	16	3.77	45.24	1.580	71.48
8	9	10	2.52	22.68	0.617	13.99
9	3	16	2.19	6.57	1.580	10.38
10	18	12	1.79	32.22	0.888	28.61
11	16	12	3.40	54.40	0.888	48.31
12	12	16	6.07	72.84	1.580	115.09
13	8	12	2.89	23.12	0.888	20.53
14	4	12	3.17	12.68	0.888	11.26
15	212	8	2.00	424.00	0.395	167.48
16	4	12	2.90	11.60	0.888	10.30

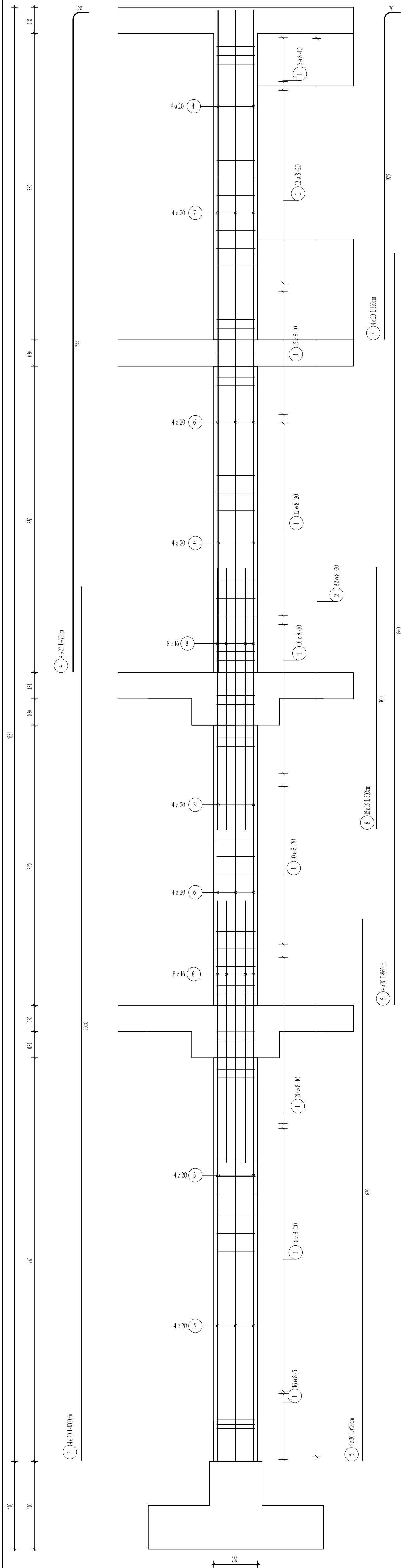
Mere / Izvedba [kg] 1080.77
Število izvedb 1
Skupna masa [kg] 1080.77

Mreže - skica razreza



Štev.	Opis	Bruto teža	Neto teža
27	Q 385	2151.90	1595.37
27	Vsota	2151.90	1595.37

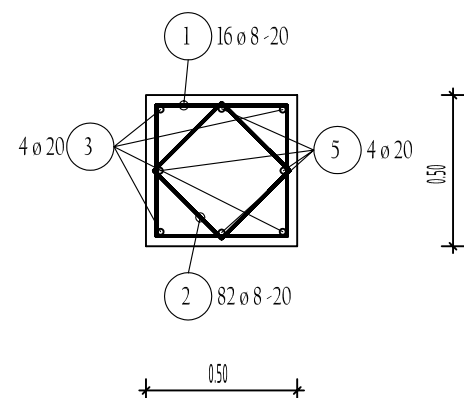
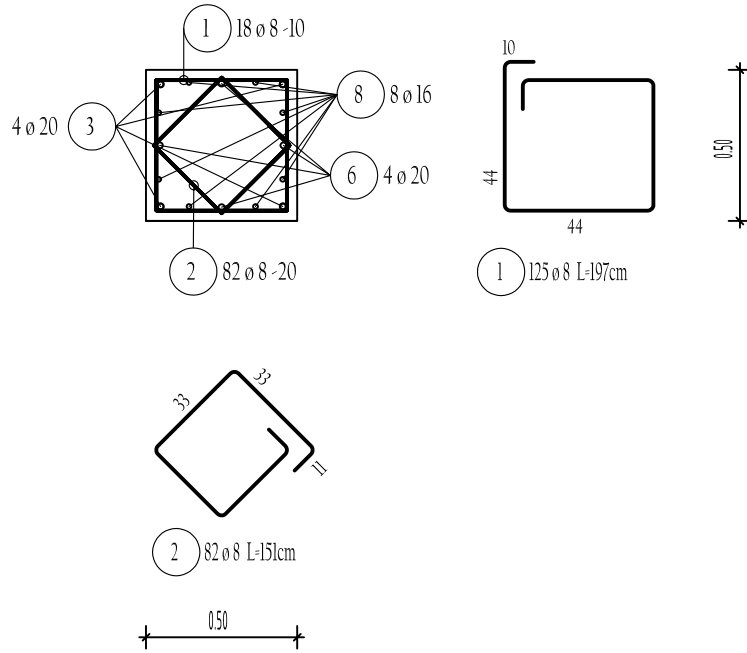
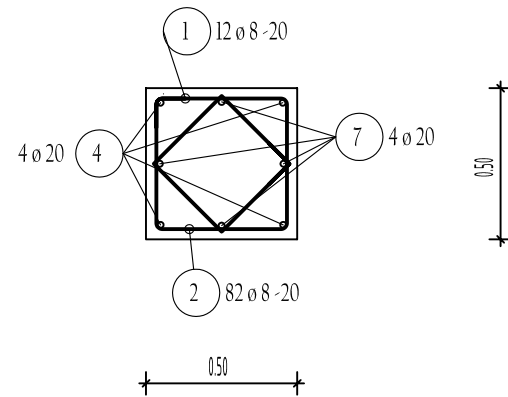
Beton C25/30
RA S500, MAG S500
PRILOGA C2
POZ St
Merilo M 1:50

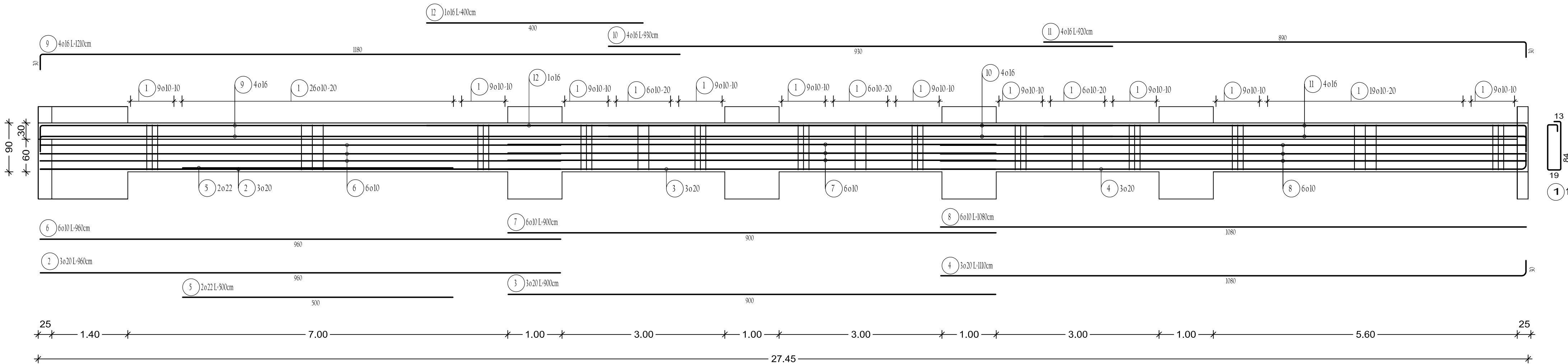


Seznam palic

Poz.	Kosov	Fi	Dolžina	Skupna Dolžina	Količ	Skupna Količ
		[mm]	[m]	[m]	[kg/m]	[kg]
1	125	8	1,97	246,25	0,395	97,27
2	82	8	1,51	123,82	0,395	48,91
3	4	20	10,00	40,00	2,470	98,80
4	4	20	7,75	31,00	2,470	76,57
5	4	20	6,20	24,80	2,470	61,26
6	4	20	8,60	34,40	2,470	84,97
7	4	20	3,95	15,80	2,470	39,03
8	16	16	3,00	48,00	1,580	75,84

Mere / izvedba [kg]	582,65
Število izvedb	1
Skupna masa [kg]	582,65





Seznam palic						
Poz.	Kosov	Fi	Dolžina	Skupna Dolžina	Količ	Skupna Količ
		[mm]	[m]	[m]	[kg/m]	[kg]
1	153	10	2.32	354.96	0.617	219.01
2	3	20	9.60	28.80	2.470	71.14
3	3	20	9.00	27.00	2.470	66.69
4	3	20	11.10	33.30	2.470	82.25
5	2	22	5.00	10.00	2.984	29.84
6	6	10	9.60	57.60	0.617	35.54
7	6	10	9.00	54.00	0.617	33.32
8	6	10	10.80	64.80	0.617	39.98
9	4	16	12.10	48.40	1.580	76.47
10	4	16	9.30	37.20	1.580	58.78
11	4	16	9.20	36.80	1.580	58.14
12	1	16	4.00	4.00	1.580	6.32

Mere / izvedba [kg]

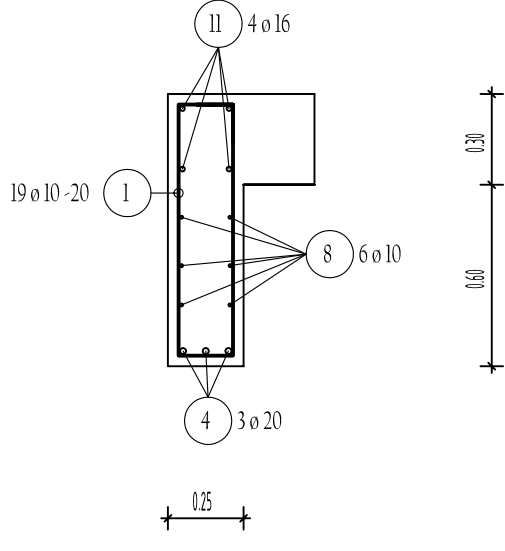
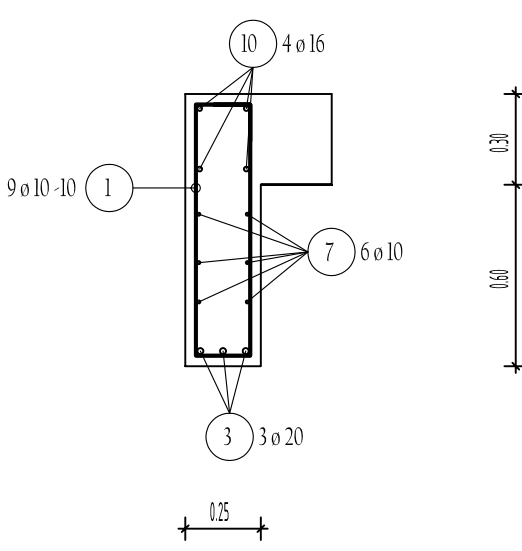
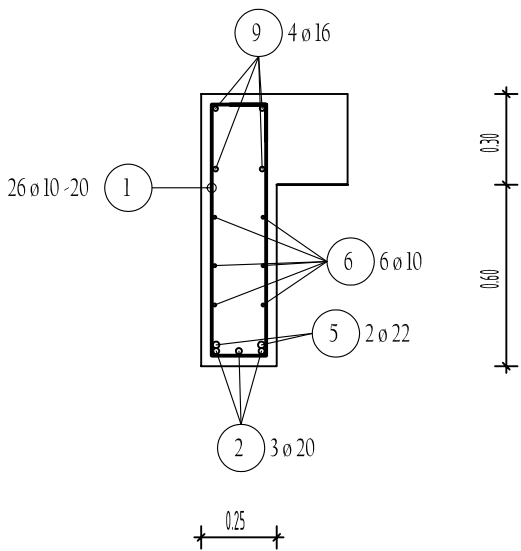
777.48

Število izvedb

1

Skupna masa [kg]

777.48



Beton C25/30
RA S500, MAG S500
PRILOGA C4
POZ N
Merilo M 1:50

Priloga A Arhitekturni načrti

A1	Tloris temeljev
A2	Tloris pritličja
A3	Tloris 1. nadstropja
A4	Tloris 2. nadstropja
A5	Tloris 3. nadstropja
A6	Tloris strehe
A7	Prerez A-A
A8	Prerez B-B
A9	Prerez C-C

Priloga B Pozicijski načrti

B1	POZ 100
B2	POZ 200
B3	POZ prerez B-B

Priloga C Armaturni načrti

C1	POZ 100 (plošča)
C2	POZ St (stena)
C3	POZ S (steber)
C4	POZ N (nosilec)