

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*

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



Univerzitetni program Gradbeništvo,
Konstrukcijska smer

Kandidat:

Jure Zdovc

Projektiranje objekta polnilnice v Laškem po evropskih standardih Evrokod

Diplomska naloga št.: 3087

Mentor:

doc. dr. Sebastjan Bratina

Ljubljana, 30. 10. 2009

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani ZDOVC JURE izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom:
»PROJEKTIRANJE OBJEKTA POLNILNICE V LAŠKEM PO EVROPSKIH
STANDARDIH EVROKOD «.

Izjavljam, da se odpovedujem vsem materialnim pravicam iz dela za potrebe elektronske
separatoteke FGG.

Ljubljana, 9.10. 2009

IZJAVE O PREGLEDU NALOGE

Nalogo so si ogledali učitelji konstrukcijske smeri:

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK: 006(4):624.012.45(043.2)

Avtor: Jure Zdovc

Mentor: doc.dr. Sebastjan Bratina, univ.dipl.inž.gradb.

Somentor: /

Naslov: Projektiranje objekta polnilnice v Laškem po evropskih standardih
Evrokod

Obseg in oprema: 149 str., 49 pregl., 82 sl.

Ključne besede: projektiranje, evropski standardi Evrokod, polnilnica, armiran
beton

Izvleček

V diplomski nalogi obravnavamo projektiranje objekta polnilnice v Laškem po trenutno veljavnih standardih za projektiranje gradbenih konstrukcij Evrokod. Armiranobetonska konstrukcija je sestavljena iz dveh delov, ki sta medsebojno ločena z dilatacijo. V diplomski nalogi podrobneje analiziramo desni del konstrukcije. Medetažne stropne konstrukcije so izvedene kot monolitne plošče, navpične nosilne elemente konstrukcije pa predstavljajo stene ter stebri, ki skupaj z gredami tvorijo prostorske okvire. Izmed vplivov, ki delujejo na konstrukcijo, smo v analizi upoštevali stalne vplive, vplive koristne obtežbe, vplive obtežbe snega in vetra ter potresne vplive. V diplomski nalogi smo prikazali projektiranje značilne medetažne stropne konstrukcije obravnavanega objekta. Analizo smo v celoti izdelali s programom TOWER. Pri projektiranju navpičnih nosilnih elementov pa smo zaradi zahtevnosti določb standardov, ki veljajo za objekte, ki se nahajajo na potresnih območjih, analizo omejili le na del armiranobetonskega okvirja ter eno izmed armiranobetonskih sten. Obravnavane dele nosilnih konstrukcij smo projektirali po metodi načrtovanja nosilnosti (capacity design), obremenitve konstrukcije pa smo določili na prostorskem računskem modelu, izdelanem v programu TOWER. Poglavitni cilj diplomske naloge je primerjava med količino armature, ki jo zahtevajo sedanji standardi Evrokod in dejansko armaturo objekta, ki je bila določena še po zahtevah jugoslovanskih predpisov PBAB. Primerjava je pokazala, da je količina vgrajene armature v analizirani medetažni stropni konstrukciji v primerjavi z zahtevami standarda Evrokod prevelika. Ugotovili smo, da obstoječa armatura v stebrih ne zadošča zahtevam trenutnih standardov Evrokod, medtem ko armatura v gredah zahtevam zadošča. Primerjava stenaste konstrukcije je pokazala, da že obstoječe dimenzije stene ne zadoščajo zelo strogim zahtevam iz standardov Evrokod.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION**UDC:** 006(4):624.012.45(043.2)**Author:** Jure Zdovc**Supervisor:** Assist.Prof. Sebastjan Bratina**Cosupervisor:** /**Title:** Design of bottling plant according to the European standards
Eurocode**Notes:** 149 p., 49 tab., 82 fig.**Key words:** design, European standards Eurocode, bottling plant, reinforced
concrete**Abstract**

This dissertation presents designing of the bottling plant in Laško according to current standards for designing of building structures Eurocode. Reinforced-concrete construction is composed of two parts that are each separated by a dilatation. In the dissertation the right part of the construction is analyzed in detail. Ceiling constructions are implemented as monolith plates, walls and columns present vertical carrying elements of construction, which form spatial frames together with beams. Among all the impacts, that affect the construction, we considered within the analysis permanent impacts, impacts of imposed loads, snow and wind loads and also seismic effects. Designing of characteristic ceiling construction in the considered building is also presented. The analysis was completely made by programme TOWER. Because of the pretentiousness of standard's regulations for objects on the seismic zones we restricted the analysis at the designing of vertical load-bearing elements to a part of reinforced-concrete frame and to one of reinforced-concrete walls. Considered parts of load-bearing constructions were designed by the method of capacity design, while loads of constructions were determined on the spatial computation model, made in the program TOWER. The primary objective of the work is a comparison between the quantity of reinforcement, required by current standards Eurocode, and the actual reinforcement, established in accordance with the requirements of the Yugoslav regulations PBAB. The comparison indicated that the amount of built-in reinforcement in the analysed ceiling construction is too large compared to the requirements of the Eurocode standards. We determined that the existing reinforcement in the columns is not sufficient according to the requirements of current standards Eurocode, while the reinforcement

in the beams satisfies demands. Comparison of the wall construction indicated that the existing dimensions of the wall do not suffice the requirements of the very strict standards Eurocode.

ZAHVALA

Za pomoč pri nastajanju diplomske naloge se iskreno zahvaljujem mentorju doc.dr. Sebastjanu Bratini, univ.dipl.inž.gradb. Zahvala gre tudi gospodoma Mitji Pangeršiču, univ.dipl.inž.gradb. in Matjažu Čerčku, univ.dipl.inž.gradb s podjetja RC PLAN M za gradivo, pomoč pri uvajanju v program Tower in koristne nasvete ter podjetju SAVINJAPROJEKT za vpogled v armaturne načrte.

Zahvala gre tudi očetu, mami in dekletu za pomoč in podporo v času izdelave naloge pa tudi v celotnem času študija.

KAZALO VSEBINE

| | |
|--|-------------|
| IZJAVA O AVTORSTVU | III |
| IZJAVE O PREGLEDU NALOGE | IV |
| BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK | V |
| BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION | VI |
| ZAHVALA | VIII |
| KAZALO VSEBINE | IX |
| KAZALO SLIK | XV |
| 1 UVOD | 1 |
| 2 OSNOVNI PODATKI O KONSTRUKCIJI | 3 |
| 2.1 Opis konstrukcije | 3 |
| 2.2 Računski model konstrukcije v programu TOWER | 5 |
| 2.3 Uporabljeni materiali | 13 |
| 2.3.1 Beton | 13 |
| 2.3.2 Jeklo za armiranje | 13 |
| 3 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO | 15 |
| 3.1 Stalni vplivi | 15 |
| 3.1.1 Streha (naklon 6o) | 15 |
| 3.1.2 POS 350 – strop ravne strehe | 16 |
| 3.1.3 POS 300 – strop terase | 16 |
| 3.1.4 POS 250 – strop medetaže v II.nadstropju | 17 |
| 3.1.5 POS 200 – strop nad I.nadstropjem | 17 |
| 3.1.6 POS 150 – strop medetaže v I.nadstropju | 18 |
| 3.1.7 POS 100 – strop nad pritličjem | 18 |
| 3.1.8 POS 050 – strop medetaže v pritličju | 19 |
| 3.2 Koristna obtežba | 19 |
| 3.2.1 Streha (naklon 6o) | 19 |
| 3.2.2 POS 350 – strop ravne strehe | 20 |
| 3.2.3 POS 300 – strop terase | 20 |

| | | |
|-------|--|----|
| 3.2.4 | POS 250 – strop medetaže v II.nadstropju | 20 |
| 3.2.5 | POS 200 – strop nad I.nadstropjem | 20 |
| 3.2.6 | POS 150 – strop medetaže v I.nadstropju | 21 |
| 3.2.7 | POS 100 – strop nad pritličjem | 21 |
| 3.2.8 | POS 050 – strop medetaže v pritličju | 23 |
| 3.3 | Obtežba snega | 24 |
| 3.3.1 | Streha | 25 |
| 3.3.2 | POS 350 – strop ravne strehe | 25 |
| 3.4 | Vpliv vetra | 26 |
| 3.4.1 | Tlak pri največji hitrosti vetra q_p | 27 |
| 3.4.2 | Koeficienti tlaka c_{pe} in obtežba vetra za veter v smeri X | 30 |
| 3.4.3 | Koeficient tlaka c_{pe} in obtežba vetra za veter v smeri Y | 36 |
| 3.5 | Vpliv potresa | 42 |
| 3.5.1 | Potresni spekter | 42 |
| 3.5.2 | Tip konstrukcije in faktor obnašanja q | 42 |
| 3.5.3 | Analiza potresnih vplivov z modalno analizo s spektrom odziva | 46 |
| 4 | PROJEKTIRANJE NA MEJNA STANJA | 50 |
| 4.1 | Preverjanje mejnih stanj nosilnosti | 50 |
| 4.1.1 | Kombinacije vplivov za stalna projektna stanja (osnovne kombinacije) | 50 |
| 4.1.2 | Kombinacije vplivov za potresna projektna stanja | 61 |
| 4.2 | Določitev krovnega sloja betona | 63 |
| 4.3 | Stropna konstrukcija POS 100 | 64 |
| 4.3.1 | Obremenitve | 64 |
| 4.3.2 | Dimenzioniranje armature | 66 |
| 4.4 | AB okvir v osi A | 68 |
| 4.4.1 | Obremenitve AB grede 1 | 69 |
| 4.4.2 | Upogibna nosilnost AB grede 1 na upogib ter konstruiranje grede za zagotovitev lokalne duktilnosti | 70 |
| 4.4.3 | Dimenzioniranje grede 1 na prečno silo | 74 |
| 4.4.4 | Obremenitve AB grede 2 | 83 |
| 4.4.5 | Upogibna nosilnost AB grede 2 na upogib ter konstruiranje grede za zagotovitev lokalne duktilnosti | 84 |
| 4.4.6 | Dimenzioniranje grede 2 na prečno silo | 87 |

| | | |
|---------------|---|------------|
| 4.4.7 | Obremenitev AB stebrov A1 in A2 | 92 |
| 4.4.8 | Dimenzioniranje AB stebrov A1 in A2 na upogib | 96 |
| 4.4.9 | Dimenzioniranje AB stebrov A1 in A2 na prečno silo | 99 |
| 4.4.10 | Konstruiranje stebra A1 in A2 za zagotovitev lokalne duktilnosti | 101 |
| 4.4.11 | Obremenitev AB stebrov B1 in B2 | 104 |
| 4.4.12 | Dimenzioniranje AB stebrov B1 in B2 na upogib | 107 |
| 4.4.13 | Dimenzioniranje AB stebrov B1 in B2 na prečno silo | 111 |
| 4.4.14 | Konstruiranje stebra B1 in B2 za zagotovitev lokalne duktilnosti | 112 |
| 4.5 | AB stena v osi A | 114 |
| 4.5.1 | Geometrijske zahteve za duktilne stene | 115 |
| 4.5.2 | Obremenitve stene v osi A | 116 |
| 4.5.3 | Posebna določila za račun projektiranih obremenitev v steni | 118 |
| 4.5.4 | Kritično območje nad vpetjem stene | 119 |
| 4.5.5 | Dimenzioniranje stene debeline 35 cm v kritičnem območju na upogib | 120 |
| 4.5.6 | Dimenzioniranje stene debeline 35 cm v kritičnem območju na prečno silo | 123 |
| 4.5.7 | Konstruiranje stene debeline 35 cm za zagotovitev lokalne duktilnosti | 126 |
| 4.5.8 | Dimenzioniranje stene debeline 45 cm v kritičnem območju na upogib | 130 |
| 4.5.9 | Dimenzioniranje stene debeline 45 cm v kritičnem območju na prečno silo | 133 |
| 4.5.10 | Konstruiranje stene debeline 45 cm za zagotovitev lokalne duktilnosti | 136 |
| 4.5.11 | Dimenzioniranje stene debeline 45 cm izven kritičnega območja na upogib | 137 |
| 4.5.12 | Dimenzioniranje stene debeline 45 cm izven kritičnega območja na prečno silo | 138 |
| 4.5.13 | Kontrola etažnih pomikov stene debeline 45 cm | 139 |
| 4.6 | Primerjava rezultatov | 142 |
| 4.6.1 | Robni steber A1 | 142 |
| 4.6.2 | Notranji steber B1 | 143 |
| 4.6.3 | Greda 1 | 143 |
| 4.6.4 | Greda 2 | 144 |
| 4.6.5 | Stena v osi A | 145 |
| 5 | ZAKLJUČKI | 146 |
| | VIRI | 148 |
| | PRILOGE | 149 |

KAZALO PREGLEDNIC

| | |
|--|----|
| Preglednica 1: Dimenzije stebrov AB okvirjev | 7 |
| Preglednica 2: Dimenzije prečk AB okvirjev | 11 |
| Preglednica 3: Stalna obtežba: streha | 15 |
| Preglednica 4: Stalna obtežba: POS 350-strop ravne strehe | 16 |
| Preglednica 5: Stalna obtežba: POS 300-strop terase | 16 |
| Preglednica 6: Stalna obtežba: POS 250-strop medetaže v II.nadstropju | 17 |
| Preglednica 7: Stalna obtežba: POS 200-strop nad I.nadstropjem | 17 |
| Preglednica 8: Stalna obtežba: POS 150-strop medetaže v I.nadstropju | 18 |
| Preglednica 9: Stalna obtežba: POS 100-strop nad pritličjem | 18 |
| Preglednica 10: Stalna obtežba: POS 050-strop medetaže v pritličju | 19 |
| Preglednica 11: Koristna obtežba - streha | 19 |
| Preglednica 12: Koristna obtežba: POS 350-strop ravne strehe | 20 |
| Preglednica 13: Koristna obtežba: POS 300-strop terase | 20 |
| Preglednica 14: Koristna obtežba: POS 250-strop medetaže v II.nadstropju | 20 |
| Preglednica 15: Koristna obtežba: POS 200-strop nad I.nadstropjem | 20 |
| Preglednica 16: Koristna obtežba: POS 150-strop medetaže v I.nadstropju | 21 |
| Preglednica 17: Koristna obtežba: POS 100-strop nad pritličjem | 21 |
| Preglednica 18: Koristna obtežba: POS 050-strop medetaže v pritličju | 23 |
| Preglednica 19: Obtežba snega - streha | 25 |

| | |
|--|----|
| Preglednica 20: Obtežba snega: POS 350-strop ravne strehe | 25 |
| Preglednica 21: Obtežba vetra na navpične stene-smer <i>X</i> | 32 |
| Preglednica 22: Obtežba vetra na ravno streho za veter v smeri <i>X</i> | 33 |
| Preglednica 23: Obtežba vetra na ravni strehi - POS 350 za veter v smeri · | 34 |
| Preglednica 24: Obtežba vetra na ravni strehi - POS 300 (osi 4 – 6; A - dvigalo) za veter v smeri <i>X</i> | 35 |
| Preglednica 25: Obtežba vetra na ravno streho-POS 300 (osi 4 – 6; C – rob plošče) za smer vetra v smeri <i>X</i> | 36 |
| Preglednica 26: Obtežba vetra na navpične za veter v smeri <i>Y</i> | 38 |
| Preglednica 27: Obtežba vetra na ravno streho za veter v smeri <i>Y</i> | 39 |
| Preglednica 28: Obtežba vetra na ravni strehi - POS 350 za veter v smeri <i>Y</i> | 40 |
| Preglednica 29: Obtežba vetra na ravni strehi-POS 300 (osi 4 – 6; A - dvigalo) z veter v smeri <i>Y</i> | 41 |
| Preglednica 30: Obtežba vetra na ravno streho-POS 300 (osi 4 – 6; C – rob plošče) za veter v smeri <i>Y</i> | 42 |
| Preglednica 31: Nihajni časi konstrukcije | 48 |
| Preglednica 32: Mase v težiščih posameznih etaž. | 49 |
| Preglednica 33: Vplivi za stalna projektna stanja | 51 |
| Preglednica 34: Kombinacije vplivov za stalna projektna stanja | 51 |
| Preglednica 35: Vplivi v potresnih projektih stanjih | 61 |
| Preglednica 36: Kombinacije vplivov za potresna projektna stanja | 62 |
| Preglednica 37: Projektne vrednosti prečnih sil v gredi 1- krajišče »a« | 78 |

| | |
|--|-----|
| Preglednica 38: Prečne sile v gredi 1-krajišče b | 79 |
| Preglednica 39: Projektne vrednosti prečnih sil gredi 2 - krajišče »b« | 90 |
| Preglednica 40: Projektne vrednosti prečnih sil gredi 2 - krajišče »c« | 91 |
| Preglednica 41: Razporeditev navpične armature stene debeline 45 cm po višini | 138 |
| Preglednica 42: Razporeditev vodoravne armature stene debeline 45 cm po višini | 139 |
| Preglednica 43: Kontrola etažnih pomikov stene debeline 45 v osi A | 140 |
| Preglednica 44: Primerjava rezultatov za steber B1 ob vpetju | 142 |
| Preglednica 45: Primerjava rezultatov za steber B1 ob vpetju | 143 |
| Preglednica 46: Primerjava rezultatov za gredo 1 v vozlišču a | 143 |
| Preglednica 47: Primerjava rezultatov za gredo 1 v vozlišču b | 144 |
| Preglednica 48: Primerjava rezultatov za gredo 2 v vozlišču b | 144 |
| Preglednica 49: Primerjava rezultatov za gredo 2 v vozlišču c | 145 |

KAZALO SLIK

| | |
|---|----|
| Slika 1: Polnilnica v Laškem – zahodna fasada | 4 |
| Slika 2: Polnilnica v Laškem – zahodna in severna fasada | 4 |
| Slika 3: Računski model desnega dela konstrukcije | 5 |
| Slika 4: Računski model levega dela konstrukcije | 5 |
| Slika 5: Tipičen tloris desnega dela konstrukcije | 6 |
| Slika 6: Tipičen prečni prerez desnega dela konstrukcije | 6 |
| Slika 7: Lega večjega pralnega stroja med osema 0-1 ter B-C | 22 |
| Slika 8: Lega večjega pralnega stroja med osema 1-2 ter B-C | 23 |
| Slika 9: Snežne cone v Sloveniji | 24 |
| Slika 10: Veter v smeri X | 29 |
| Slika 11: Veter v smeri Y | 29 |
| Slika 12: Območji D in E na navpični steni na privetrni oziroma zavetrni strani za veter v smeri X | 31 |
| Slika 13: Območja A, B in C na navpični steni, vzporedni s smerjo vetra za veter v smeri X | 31 |
| Slika 14: Območja F, G, H in I na ravni strehi za veter v smeri X | 32 |
| Slika 15: Območja F, G, H in I na ravni strehi - POS 350 za veter v smeri X | 33 |
| Slika 16: Območje F, G, H in I na ravni strehi - POS 300 (osi 4 – 6; A - dvigalo) za veter v smeri X | 34 |
| Slika 17: Območja F, G, H in I na ravni strehi - POS 300 (osi 4 – 6; C – rob plošče) za veter v smeri X | 35 |

| | |
|---|----|
| Slika 18: Območji D in E na navpični steni na privetni in zavetrni strani za veter v smeri Y | 37 |
| Slika 19: Območji A in B na navpični steni vzporedni s smerjo vetra za veter v smeri Y | 37 |
| Slika 20: Območja F, G, H in I na ravni strehi za veter v smeri Y | 38 |
| Slika 21: Območja F, G, H in I na ravni strehi – POS 350 za veter v smeri Y | 39 |
| Slika 22: Območja F, G, H in I na ravni strehi – POS 300 (osi 4 – 6; A - dvigalo) za veter v smeri Y | 40 |
| Slika 23: Območja na ravni strehi – POS 300 (osi 4 – 6; C – rob plošče) za veter v smeri Y | 41 |
| Slika 24: Elastični spekter pospeškov | 43 |
| Slika 25: Projektni spekter pospeškov za obravnavan objekt ($a_g = 0,15 \cdot g$, tla tipa C, $q = 1,6$) | 45 |
| Slika 26: Prostorski model konstrukcije v programu TOWER | 47 |
| Slika 27: Mreža končnih elementov za POS 100 | 64 |
| Slika 28: Ovojnica upogibnih momentov $M_{d,xx}$ (kNm/m) v POS 100 | 65 |
| Slika 29: Ovojnica upogibnih momentov $M_{d,yy}$ (kNm/m) v POS 100 | 66 |
| Slika 30: Potrebna količina spodnje armature za POS 100 | 67 |
| Slika 31: Potrebna količina zgornje armature za POS 100 | 68 |
| Slika 32: AB okvir v osi D | 69 |
| Slika 33: Ovojnica upogibnih momentov v gredi 1 (kNm) | 69 |
| Slika 34: Ovojnica prečnih sil v gredi 1 (kN) | 70 |
| Slika 35: Potrebna količina vzdolžne armature v gredi 1 (v kN/cm ²) | 70 |
| Slika 36: Sodelujoča širina pasnice grede 1 ob krajišču »a« | 71 |
| Slika 37: Sodelujoča širina pasnice grede 1 ob krajišču »b« | 73 |

| | |
|--|-----|
| Slika 38: Ovojnica prečnih sil pri kombinaciji vplivov za potresna projektna stanja | 75 |
| Slika 39: Prečne sile zaradi stalne in spremenljive obtežbe pri komb. vplivov za potresna projektna stanja | 76 |
| Slika 40: Ovojnica upogibnih momentov v gredi 2 (kNm) | 83 |
| Slika 41: Ovojnica prečnih sil v gredi 2 (kN) | 83 |
| Slika 42: Potrebna količina vzdolžne armature v gredi 2 (v kN/cm ²) | 84 |
| Slika 43: Sodelujoča širina pasnice grede 2 ob krajišču »b« | 84 |
| Slika 44: Sodelujoča širina pasnica grede 2 ob krajišču »c« | 86 |
| Slika 45: Ovojnica prečnih sil pri kombinaciji za potresna projektna stanja | 88 |
| Slika 46: Prečne sile zaradi stalne in spremenljive obtežbe pri komb. vplivov za potresna projektna stanja | 88 |
| Slika 47: Ovojnica osnih sil v stebru A1 (kN) | 93 |
| Slika 48: Ovojnica prečnih sil v stebru A1 (kN) | 93 |
| Slika 49: Ovojnica upogibnih momentov v stebru A1 (kNm) | 94 |
| Slika 50: Ovojnica osnih sil v stebru A2 (kN) | 94 |
| Slika 51: Ovojnica prečnih sil v stebru A2 (kN) | 95 |
| Slika 52: Ovojnica upogibnih momentov v stebru A2 (kNm) | 95 |
| Slika 53: Izbrana vzdolžna armatura v stebrih A1 in A2 | 97 |
| Slika 54: Interakcijski diagram mejne nosilnosti prečnega prereza stebra A1 | 98 |
| Slika 55: Interakcijski diagram mejne nosilnosti prečnega prereza stebra A2 | 99 |
| Slika 56: Objetje betonskega jedra stebra A1 | 103 |

| | |
|---|-----|
| Slika 57: Ovojnica osnih sil v stebri B1 (kN) | 104 |
| Slika 58: Ovojnica prečnih sil v stebri B1 (kN) | 105 |
| Slika 59: Ovojnica upogibnih momentov v stebri B1 (kNm) | 105 |
| Slika 60: Ovojnica osnih sil v stebri B2 (kN) | 106 |
| Slika 61: Ovojnica prečnih sil v stebri B2 (kN) | 106 |
| Slika 62: Ovojnica upogibnih momentov v stebri B2 (kNm) | 107 |
| Slika 63: Izbrana vzdolžna armatura v stebrih B1 in B2 | 108 |
| Slika 64: Interakcijski diagram mejne nosilnosti prečnega prereza stebra B1 | 109 |
| Slika 65: Interakcijski diagram mejne nosilnosti stebra B2 | 110 |
| Slika 66: Objetje betonskega jedra stebra B1 | 113 |
| Slika 67: Stena v osi A | 114 |
| Slika 68: Geometrijski parametri stene | 115 |
| Slika 69: Določitev dimenzij robnega elementa | 116 |
| Slika 70: Potek osnih sil v steni v osi A, ki pripadajo merodajnim kombinacijam za potresna projektna stanja | 116 |
| Slika 71: Potek prečnih sil v steni v osi A, ki pripadajo merodajnim kombinacijam za potresna projektna stanja | 117 |
| Slika 72: Potek upogibnih momentov v steni v osi A, ki pripadajo merodajnim kombinacijam za potresna projektna stanja | 117 |
| Slika 73: Projektna ovojnica prečnih sil za steno v osi A | 118 |
| Slika 74: Projektna ovojnica upogibnih momentov za steno v osi A | 119 |

| | |
|--|-----|
| Slika 75: Vzdolžna armatura stene debeline 35 cm v kritičnem območju nad vpetjem stene | 121 |
| Slika 76: Interakcijski diagram mejne nosilnosti prečnega prereza stene debeline 35 cm v kritičnem območju | 122 |
| Slika 77: Armatura stene debeline 35 cm v osi A | 128 |
| Slika 78: Vzdolžna armatura stene debeline 45 cm v kritičnem območju nad vpetjem stene | 131 |
| Slika 79: Interakcijski diagram mejne nosilnosti prečnega prereza stene debeline 45 cm v kritičnem območju | 132 |
| Slika 80: Armatura stene debeline 45 cm v osi A | 137 |
| Slika 81: Pomiki stene d_s | 141 |
| Slika 82: Projektni etažni pomiki d_r | 141 |

1 UVOD

Projektiranje na mejna stanja mora skladno z zahtevami standarda SIST EN 1990: 2004 temeljiti na uporabi računskih modelov konstrukcije in obtežbe za ustrezna mejna stanja. Pri tem je potrebno preveriti, ali ni katero od mejnih stanj preseženo. V modelih moramo uporabiti ustrezne projektne vrednosti:

- geometrije konstrukcije,
- lastnosti materialov in
- vplivov.

Geometrijske podatke moramo predstaviti s svojimi karakterističnimi vrednostmi ali neposredno s projektnimi vrednostmi. Kot karakteristične vrednosti lahko upoštevamo kar mere, ki so določene v projektu. V okviru diplomske naloge smo se odločili, za projektiranje obstoječega objekta polnilnice v Laškem skladno z zahtevami standardov Evrokod. Omenjeni objekt je bil zasnovan, projektiran in zgrajen po jugoslovanskih predpisih PBAB. Osnovni geometrijski podatki, ki so bili odčitani na podlagi vplogledov v načrte obstoječega objekta, so podrobneje predstavljeni v 2.poglavju in so osnova za nadaljne projektiranje. Tudi lastnosti materialov oziroma njihove karakteristične vrednosti, ki so določene s pomočjo podatkov o uporabljenih materialih obstoječega objekta polnilnice, predstavimo v 2.poglavju.

Račun oziroma analizo konstrukcije je potrebno opraviti na ustreznem računskem modelu. Računski model moramo izbrati tako, da omogoča napoved obnašanja konstrukcije s spremenljivo natančnostjo in je primeren za obravnavana mejna stanja. Računski model mora temeljiti na uveljavljeni inženirski praksi in teoriji. V okviru diplomske naloge smo računski model obravnavanega objekta polnilnice izdelali v programu TOWER. Model predstavimo v 2.poglavju.

Vplive na obravnavano konstrukcijo predstavimo v 3.poglavju. Razvrstimo jih glede na časovno spremenljivost, in sicer na:

- stalne vplive (lastna teža ter ostala stalna obtežba),
- spremenljive vplive (koristne obtežbe stropov, nosilcev in stebrov, vplivi vetra, obtežba snega) in
- potresne vplive.

V četrtem poglavju na podlagi podane geometrije, lastnosti materialov ter vplivov skladno z določili evropskega standarda Evrokod projektiramo medetažno stropno konstrukcijo, del AB okvirja ter eno izmed AB sten obravnavanega objekta. V nadaljevanju prikažemo še primerjavo med količino potrebne armature, določene po evropskih standardih Evrokod ter količino armature, ki je bila dejansko vgrajena v objekt polnilnice. Količino le-te smo določili na podlagi vpogledov v armaturne načrte. V zadnjem poglavju diplomske naloge pa podamo zaključke.

Diplomski nalogi so priloženi armaturni načrti za obravnavan del AB okvirja in za obravnavano AB steno.

2 OSNOVNI PODATKI O KONSTRUKCIJI

2.1 Opis konstrukcije

Objekt obravnavane polnilnice se nahaja v Laškem. V večjem delu stavbe je predvidena predvsem skladiščna dejavnost, manjši del konstrukcije pa je namenjen kontrolnim sobam, elektroomaricam, stopnišču, transportnim potem in sanitarijam.

Nosilna konstrukcija polnilnice je sestavljena iz dveh delov, ki sta medsebojno ločena z dilatacijo. Zaradi tega lahko vsak objekt obravnavamo ločeno. Na sliki 3 prikazujemo desni del, na sliki 4 pa levi del konstrukcije. Desni del je dolžine 49,07 m, širine 39,91 m, visok pa je 26,80 m. Levi del je dolg 30,70 m ter je enake širine in višine kot desni del. Skupna dolžina objekta tako znaša 79,77 m. V okviru diplomske naloge smo se odločili za projektiranje desnega dela konstrukcije. Le-ta ima tri etaže in tri medetaže (oznake POS 050, 150 in 250 na sliki 6). Nosilno konstrukcijo desnega dela sestavljajo prečni in vzdolžni armiranobetonski (AB) okvirji ter AB stene. Dimenzije prečnih prereзов stebrov in prečk AB okvirjev se spreminjajo po višini in položaju v tlorisu. Medetažno stropno konstrukcijo predstavljajo AB plošče različnih debelin, nosilne v dveh smereh. Nosilna konstrukcija strehe je lesena in sicer iz lameliranih lepljenih nosilcev. Ti potekajo v smeri manjšega razpona in nalegajo na stebre.

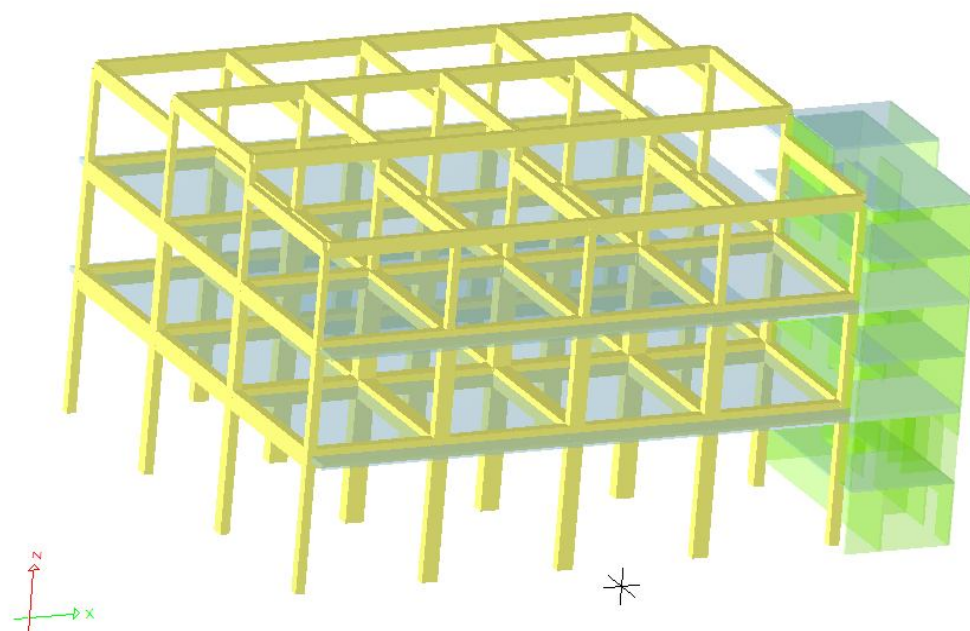


Slika 1: Polnilnica v Laškem – zahodna fasada

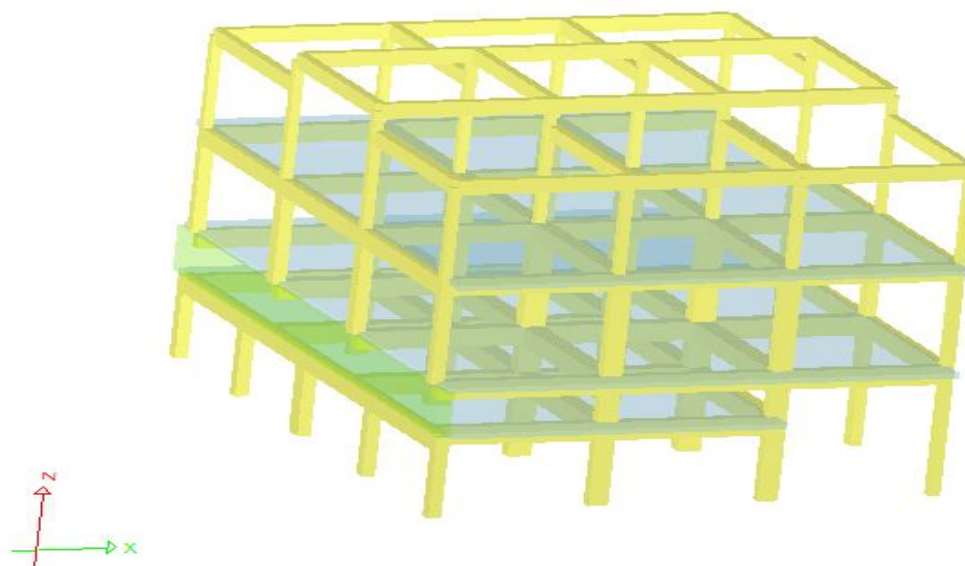


Slika 2: Polnilnica v Laškem – zahodna in severna fasada

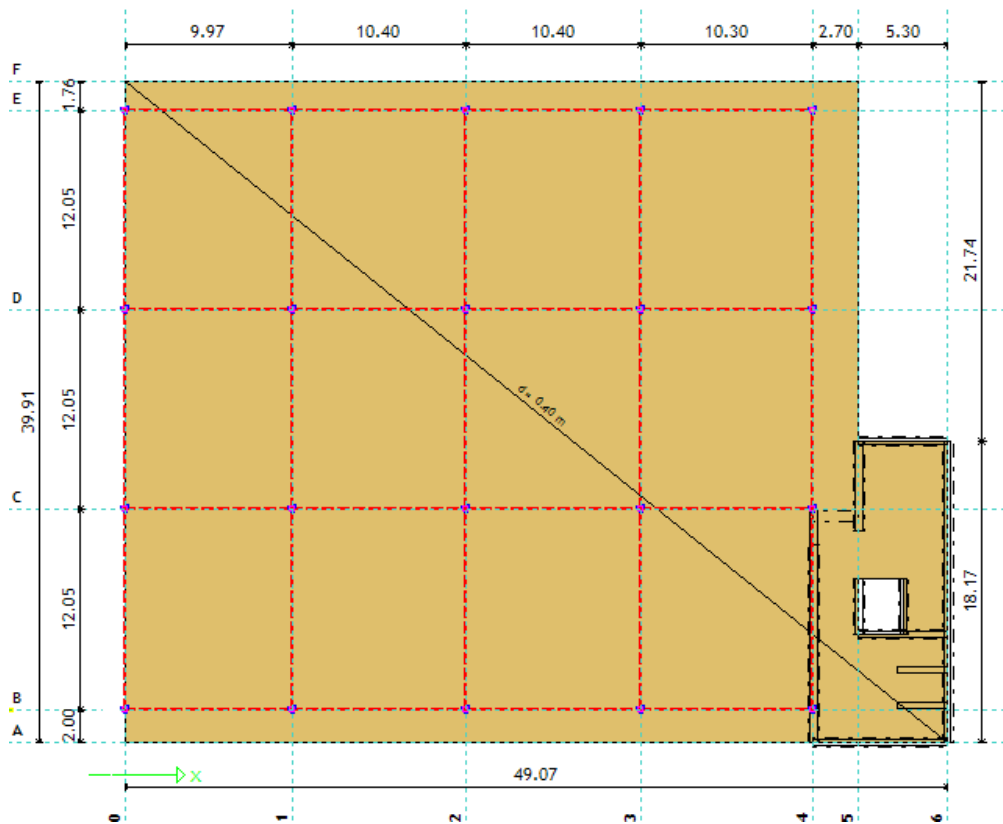
2.2 Računski model konstrukcije v programu TOWER



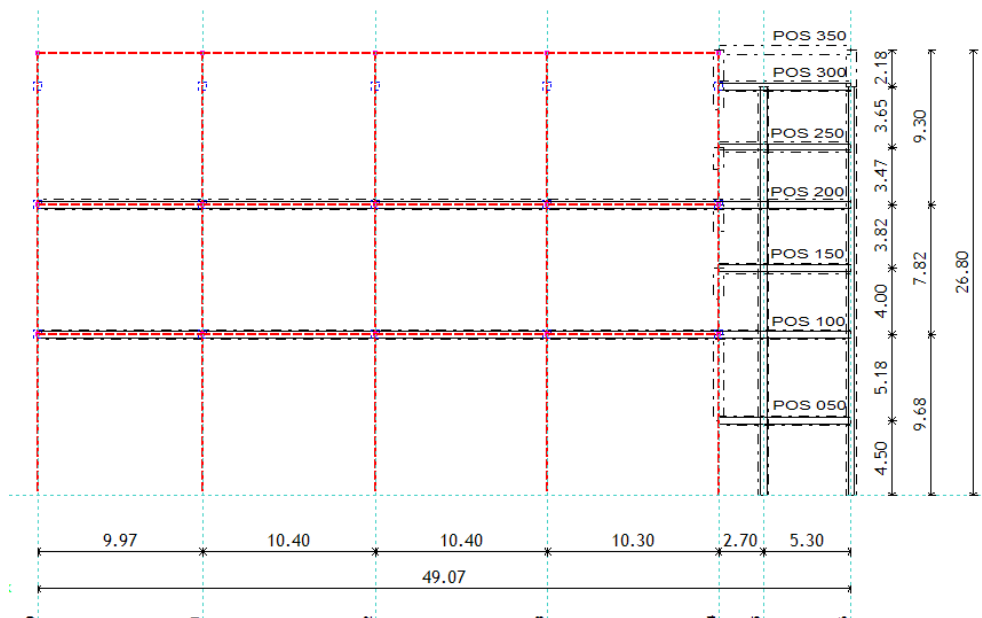
Slika 3: Računski model desnega dela konstrukcije



Slika 4: Računski model levega dela konstrukcije



Slika 5: Tipičen tloris desnega dela konstrukcije



Slika 6: Tipičen prečni prerez desnega dela konstrukcije

V preglednici 1 podajamo dimenzije vseh prečnih prerezov stebrov desnega dela konstrukcije. Navedene dimenzije so odčitane na podlagi vpogleda v načrte obstoječega objekta polnilnice, ki je bil projektiran skladno z določili jugoslovanskih predpisov PBAB. Podane dimenzije uporabimo tudi v računskem modelu konstrukcije.

Preglednica 1: Dimenzije stebrov AB okvirjev

| osi objekta (glej sliko 5) | dimenzije prečnega prereza stebra v [cm] | | |
|---------------------------------|---|-----|--------|
| | etaža | št. | (b/h) |
| 0 - B | 1 | 1 | 70/70 |
| | 2 | 1 | 70/70 |
| | 3 | 7 | 60/50 |
| 1 - B | 1 | 2 | 70/120 |
| | 2 | 2 | 70/120 |
| | 3 | 8 | 60/60 |
| 2 - B | 1 | 2 | 70/120 |
| | 2 | 2 | 70/120 |
| | 3 | 8 | 60/60 |
| 3 - B | 1 | 2 | 70/120 |
| | 2 | 2 | 70/120 |
| | 3 | 8 | 60/60 |

...se nadaljuje

...nadaljevanje

| | | | |
|--------------|---|---|---------|
| 4 - B | 1 | 3 | 70/80 |
| | 2 | 3 | 70/80 |
| | 3 | 8 | 60/60 |
| 0 - C | 1 | 5 | 100/70 |
| | 2 | 5 | 100/70 |
| | 3 | 7 | 60/50 |
| 1 - C | 1 | 6 | 100/140 |
| | 2 | 6 | 100/140 |
| | 3 | 8 | 60/60 |
| 2 - C | 1 | 6 | 100/140 |
| | 2 | 6 | 100/140 |
| | 3 | 8 | 60/60 |
| 3 - C | 1 | 6 | 100/140 |
| | 2 | 6 | 100/140 |
| | 3 | 8 | 60/60 |
| 4 - C | 1 | 4 | 100/80 |
| | 2 | 4 | 100/80 |
| | 3 | 8 | 60/60 |

...se nadaljuje

...nadaljevanje

| | | | |
|--------------|---|---|---------|
| 0 - D | 1 | 5 | 100/70 |
| | 2 | 5 | 100/70 |
| | 3 | 7 | 60/50 |
| 1 - D | 1 | 6 | 100/140 |
| | 2 | 6 | 100/140 |
| | 3 | 8 | 60/60 |
| 2 - D | 1 | 6 | 100/140 |
| | 2 | 6 | 100/140 |
| | 3 | 8 | 60/60 |
| 3 - D | 1 | 6 | 100/140 |
| | 2 | 6 | 100/140 |
| | 3 | 8 | 60/60 |
| 4 - D | 1 | 4 | 100/80 |
| | 2 | 4 | 100/80 |
| | 3 | 8 | 60/60 |
| 0 - E | 1 | 1 | 70/70 |
| | 2 | 1 | 70/70 |
| | 3 | 7 | 60/50 |

...se nadaljuje

...nadaljevanje

| | | | |
|--------------|---|---|--------|
| 1 - E | 1 | 2 | 70/120 |
| | 2 | 2 | 70/120 |
| | 3 | 8 | 60/60 |
| 2 - E | 1 | 2 | 70/120 |
| | 2 | 2 | 70/120 |
| | 3 | 8 | 60/60 |
| 3 - E | 1 | 2 | 70/120 |
| | 2 | 2 | 70/120 |
| | 3 | 8 | 60/60 |
| 4 - E | 1 | 3 | 70/80 |
| | 2 | 3 | 70/80 |
| | 3 | 8 | 60/60 |

V preglednici 2 podajamo dimenzije prečnih prerezov prečk AB okvirjev.

Preglednica 2: Dimenzije prečk AB okvirjev

| pozicijska oznaka stropne konstrukcije (glej sliko 6) | osi objekta | dimenzije prečke v [cm] |
|---|--------------------|--|
| 100 | B; 0 - 4 | 70/140 |
| 100 | C; 0 - 4 | 100/140 |
| 100 | D; 0 - 4 | 100/140 |
| 100 | E; 0 - 4 | 70/140 |
| 100 | 0; B - E | 70/140 |
| 100 | 1; B - E | 120/140 |
| 100 | 2; B - E | 120/140 |
| 100 | 3; B - E | 120/140 |
| 100 | 4; B - E | 80/140 |
| 200 | B; 0 - 4 | 70/130 |
| 200 | C; 0 - 4 | 80/130 |
| 200 | D; 0 - 4 | 80/130 |

...se nadaljuje

...nadaljevanje

| | | |
|-----|-----------------|---------|
| 200 | E; 0 - 4 | 70/130 |
| 200 | 0; B - E | 70/130 |
| 200 | 1; B - E | 100/130 |
| 200 | 2; B - E | 100/130 |
| 200 | 3; B - E | 100/130 |
| 200 | 4; B - E | 80/130 |
| 300 | B; 0 - 4 | 60/110 |
| 300 | E; 0 - 4 | 60/110 |
| 300 | 0; B - C, D - E | 50/110 |
| 300 | 1; B - C, D - E | 60/110 |
| 300 | 2; B - C, D - E | 60/110 |
| 300 | 3; B - C, D - E | 50/110 |
| 300 | 4; B - C, D - E | 50/110 |
| 350 | C; 0 - 4 | 60/110 |
| 350 | D; 0 - 4 | 60/110 |
| 350 | 0; C - D | 50/110 |
| 350 | 1; C - D | 60/110 |
| 350 | 2; C - D | 60/110 |

...se nadaljuje

...nadaljevanje

| | | |
|-----|----------|--------|
| 350 | 3; C - D | 60/110 |
| 350 | 4; C - D | 60/110 |

2.3 Uporabljeni materiali

2.3.1 Beton

Za računsko analizo konstrukcije skladno s standardi SIST EN 1992-1-1:2004 izberemo beton trdnostnega razreda C30/37. V nadaljevanju podamo trdnostne, deformabilnostne in mehanske lastnosti betona C30/37:

trdnostni razred v skladu s SIST EN 1992-1-1: C30/37

karakteristična tlačna trdnost: $f_{ck} = 3,0 \text{ kN/cm}^2$

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

modul elastičnosti: $E_{cm} = 3300 \text{ kN/cm}^2$

Poissonov količnik: $\nu = 0,2$,

specifična gostota: $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

V mejnem stanju nosilnosti moramo za beton upoštevati delni varnostni faktor za material, ki je $\gamma_c = 1,5$.

2.3.2 Jeklo za armiranje

Iz obstoječe projektne dokumentacije za obravnavan objekt polnilnice smo razbrali dve različni kвалiteti jekla za armiranje. Za armaturo plošč gred in stebrov so bile uporabljene rebraste armaturne palice z mejo elastičnosti $f_{yk} = 40 \text{ kN/cm}^2$ za armaturo sten pa mrežna armatura s karakteristično mejo elastičnosti $f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$.

Za dimenzioniranje konstrukcije skladno z določili standarda SIST EN 1992-1-1 smo izbrali naslednje trdnostne, deformabilnostne in mehanske lastnosti jekla za armiranje:

a) jeklo trdnostnega razreda S400:

karakteristična meja elastičnosti: $f_{yk} = 40 \text{ kN/cm}^2$

natezna trdnost: $f_t = f_{yk} = 40 \text{ kN/cm}^2$

projektna vrednost modula elastičnosti: $E_s = 20000 \text{ kN/cm}^2$

gostota jekla: $\rho_s = 7850 \text{ kg/m}^3$

b) jeklo trdnostnega razreda S500:

karakteristična meja elastičnosti: $f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$

natezna trdnost: $f_t = f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$

projektna vrednost modula elastičnosti: $E_s = 20000 \text{ kN/cm}^2$

gostota jekla: $\rho_s = 7850 \text{ kg/m}^3$

V računski sovisnosti med napetostjo in deformacijo jekla za armiranje smo predpostavil vodoravno zgornjo mejo brez omejitve deformacije.

3 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO

Vplive na obravnavano konstrukcijo razdelimo v tri sklope: na stalne, spremenljive ter potresne vplive. Kot spremenljive vplive upoštevamo koristno obtežbo stropov, vpliv vetra in obtežbo snega.

3.1 Stalni vplivi

Med stalne vplive uvrstimo vpliv lastne teže obravnavanega objekta. Obtežbo zaradi različnih nekonstrukcijskih delov, ki služijo kot balast, prav tako upoštevamo kot stalni vpliv. Pri projektiranju se celotna lastna teža konstrukcijskih in nekonstrukcijskih delov upošteva kot en sam vpliv. V nadaljevanju predstavimo stalne vplive za posamezne stropove.

3.1.1 Streha (naklon 6°)

Preglednica 3: Stalna obtežba: streha

| material | prost.teža [kN/m ³] | dimenzije [m] | | vpliv [kN/m ² , kN/m] |
|---------------------------|------------------------------------|---------------|----------|---|
| | | <i>b</i> | <i>h</i> | |
| lameliran lepljen les | 4 | 0,14 | 0,6 | $4 \cdot 0,14 \cdot 0,6 = 0,34^{(1)}$ |
| klimatski kanali | / | / | / | $2,0^{(2)}$ |
| protan SE | 14 | / | 0,0016 | $14 \cdot 0,0016 / \cos 6^\circ = 0,02^{(2)}$ |
| termotervol | 0,09 | / | 0,08 | $0,09 \cdot 0,08 / \cos 6^\circ = 0,01^{(2)}$ |
| polistirenske pl.v blokih | 0,25 | / | 0,15 | $0,25 \cdot 0,15 / \cos 6^\circ = 0,04^{(2)}$ |
| pocinkana trapezna pl. | / | / | / | $0,15 / \cos 6^\circ = 0,15^{(2)}$ |

...se nadaljuje

...nadaljevanje

| | |
|----------------|-----------------------------|
| $\Sigma^{(1)}$ | $g_1 = 0,34 \text{ kN/m}$ |
| $\Sigma^{(2)}$ | $g_2 = 2,22 \text{ kN/m}^2$ |

3.1.2 POS 350 – strop ravne strehe

Preglednica 4: Stalna obtežba: POS 350-strop ravne strehe

| material | prost.teža [kN/m ³] | dimenzije [m] | | vpliv [kN/m ²] |
|-----------------|------------------------------------|------------------|----------|-------------------------------|
| | | <i>b</i> | <i>h</i> | |
| betonski estrih | 25 | / | 0,15 | 25·0,15 = 3,75 |
| AB C30/37 | 25 | / | 0,20 | 25·0,20 = 5 |
| Σ | | | | $g = 8,75 \text{ kN/m}^2$ |

3.1.3 POS 300 – strop terase

Preglednica 5: Stalna obtežba: POS 300-strop terase

| material | prost.teža [kN/m ³] | dimenzije [m] | | vpliv [kN/m ²] |
|-----------------|------------------------------------|------------------|----------|-------------------------------|
| | | <i>b</i> | <i>h</i> | |
| betonski estrih | 25 | / | 0,15 | 25·0,15 = 3,75 |
| AB C30/37 | 25 | / | 0,20 | 25·0,20 = 5 |
| Σ | | | | $g = 8,75 \text{ kN/m}^2$ |

3.1.4 POS 250 – strop medetaže v II.nadstropju

Preglednica 6: Stalna obtežba: POS 250-strop medetaže v II.nadstropju

| material | prost.teža [kN/m ³] | dimenzije [m] | | vpliv [kN/m ²] |
|-----------|------------------------------------|------------------|----------|--------------------------------|
| | | <i>b</i> | <i>h</i> | |
| estrih | 25 | / | 0,15 | 25·0,15 = 3,75 |
| AB C30/37 | 25 | / | 0,25 | 25·0,25 = 6,25 |
| Σ | | | | g = 10 kN/m² |

3.1.5 POS 200 – strop nad I.nadstropjem

Preglednica 7: Stalna obtežba: POS 200-strop nad I.nadstropjem

| material | površinska oz. prost.teža [kN/m ³ , kN/m ²] | dimenzije [m] | | vpliv [kN/m ² , kN/m] |
|------------------------|--|------------------|----------|---|
| | | <i>b</i> | <i>h</i> | |
| betonski estrih | 25 | / | 0,15 | 25·0,15 = 3,75 ⁽¹⁾ |
| AB C30/37 | 25 | / | 0,36 | 25·0,36 = 9,0 ⁽¹⁾ |
| fasada | 1,5 | / | 7,32 | 1,5·7,32 = 10,98 ⁽²⁾ |
| ograja –opečna polnila | 20 | 0,20 | 1,5 | 20·0,2·1,5=7,50 ⁽²⁾ |
| Σ⁽¹⁾ | | | | g₁ = 12,75 kN/m² |
| Σ⁽²⁾ | | | | g₂ = 18,48 kN/m |

3.1.6 POS 150 – strop medetaže v I.nadstropju

Preglednica 8: Stalna obtežba: POS 150-strop medetaže v I.nadstropju

| material | prost.teža [kN/m ³] | dimenzije [m] | | vpliv [kN/m ²] |
|-----------------|------------------------------------|------------------|----------|--------------------------------|
| | | <i>b</i> | <i>h</i> | |
| betonski estrih | 25 | / | 0,15 | 25·0,15 = 3,75 |
| AB C30/37 | 25 | / | 0,25 | 25·0,25 = 6,25 |
| Σ | | | | g = 10 kN/m² |

3.1.7 POS 100 – strop nad pritličjem

Preglednica 9: Stalna obtežba: POS 100-strop nad pritličjem

| material | Površinska oz. prost.teža [kN/m ³ , kN/m ²] | dimenzije [m] | | vpliv [kN/m ² , kN/m] |
|------------------------|--|------------------|----------|---|
| | | <i>b</i> | <i>h</i> | |
| betonski estrih | 25 | / | 0,15 | 25·0,15 = 3,75 ⁽¹⁾ |
| AB C30/37 | 25 | / | 0,40 | 25·0,40 = 10,0 ⁽¹⁾ |
| fasada | 1,5 | / | 7,85 | 1,5·7,85 = 11,78 ⁽²⁾ |
| ograja –opečna polnila | 20 | 0,20 | 1,5 | 20·0,2·1,5=7,50 ⁽²⁾ |
| Σ⁽¹⁾ | | | | g₁ = 13,75 kN/m² |
| Σ⁽²⁾ | | | | g₂ = 18,48 kN/m |

3.1.8 POS 050 – strop medetaže v pritličju

Preglednica 10: Stalna obtežba: POS 050-strop medetaže v pritličju

| material | prost.teža [kN/m ³] | dimenzije [m] | | vpliv [kN/m ²] |
|-----------------|------------------------------------|------------------|----------|--------------------------------|
| | | <i>b</i> | <i>h</i> | |
| betonski estrih | 25 | / | 0,15 | 25·0,15 = 3,75 |
| AB C30/37 | 25 | / | 0,25 | 25·0,25 = 6,25 |
| | | | Σ | g = 10 kN/m² |

3.2 Koristna obtežba

Koristna obtežba v stavbi izvira iz namena uporabe in jo modeliramo kot enakomerno porazdeljeno ploskovno obtežbo. Pri tem je potrebno površine v stavbi razvrstiti v kategorije v skladu s standardom SIST EN 1991-1-1: 2004. Težjo tehnološko opremo (pralni stroji in drugo) uvrstimo med koristno obtežbo. Vpliv tehnološke opreme modeliramo kot enakomerno porazdeljeno ploskovno obtežbo.

3.2.1 Streha (naklon 6°)

Preglednica 11: Koristna obtežba - streha

| kategorija | vpliv [kN/m ²] |
|------------|----------------------------|
| H | 0,4 |

3.2.2 POS 350 – strop ravne strehe

Preglednica 12: Koristna obtežba: POS 350-strop ravne strehe

| kategorija | vpliv [kN/m²] |
|-------------------|---------------------------------|
| H | 0,4 |

3.2.3 POS 300 – strop terase

Preglednica 13: Koristna obtežba: POS 300-strop terase

| kategorija | vpliv [kN/m²] |
|-------------------|---------------------------------|
| C1 | 3,0 |

3.2.4 POS 250 – strop medetaže v II.nadstropju

Preglednica 14: Koristna obtežba: POS 250-strop medetaže v II.nadstropju

| kategorija | vpliv [kN/m²] |
|-------------------|---------------------------------|
| E | 15,0 |

3.2.5 POS 200 – strop nad I.nadstropjem

Preglednica 15: Koristna obtežba: POS 200-strop nad I.nadstropjem

| kategorija | osi objekta | vpliv |
|-------------------|--------------------|----------------------|
| E | 0 – 4; A – F | 20 kN/m ² |
| E | 4 – 6; A - C | 20 kN/m ² |
| E | 4 – 5; C - F | 5 kN/m ² |
| E | 5; C - F | 9 kN/m |

3.2.6 POS 150 – strop medetaže v I.nadstropju

Preglednica 16: Koristna obtežba: POS 150-strop medetaže v I.nadstropju

| kategorija | vpliv [kN/m²] |
|-------------------|---------------------------------|
| E | 15,0 |

3.2.7 POS 100 – strop nad pritličjem

Preglednica 17: Koristna obtežba: POS 100-strop nad pritličjem

| kategorija | osi objekta | vpliv |
|-------------------|--------------------|----------------------|
| E | 0 – 4; A – F | 20 kN/m ² |
| E | 4 – 6; A - C | 15 kN/m ² |
| E | 4 – 5; C - F | 5 kN/m ² |
| E | 5; C - F | 9 kN/m |

Pralna stroja:

1) večji pralni stroj: $p_{\text{pral.stroj}} = 31,5 \text{ kN/m}^2$

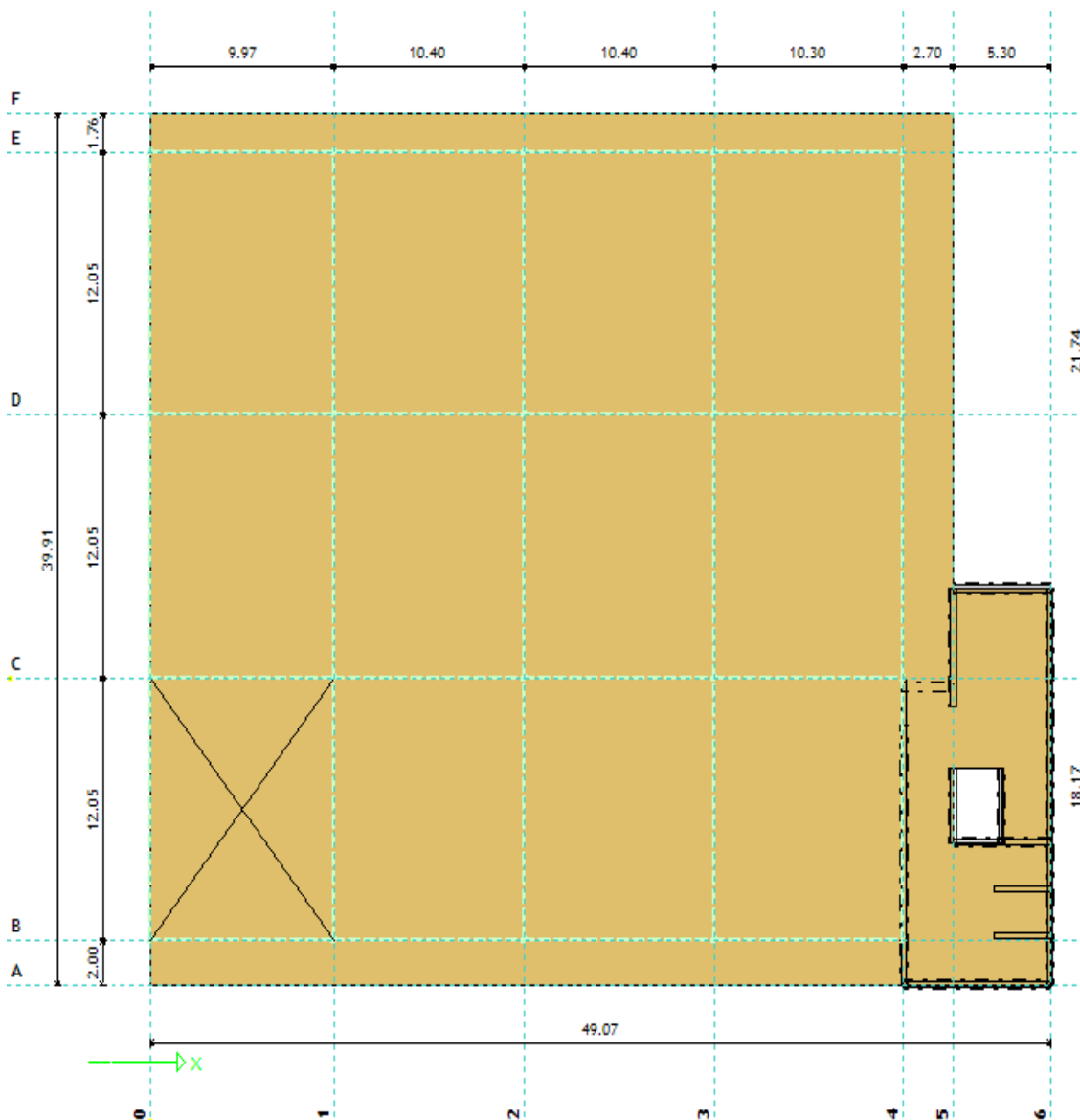
2) manjši pralni stroj: $p_{\text{pral.stroj}} = 12,5 \text{ kN/m}^2$

Cilinder

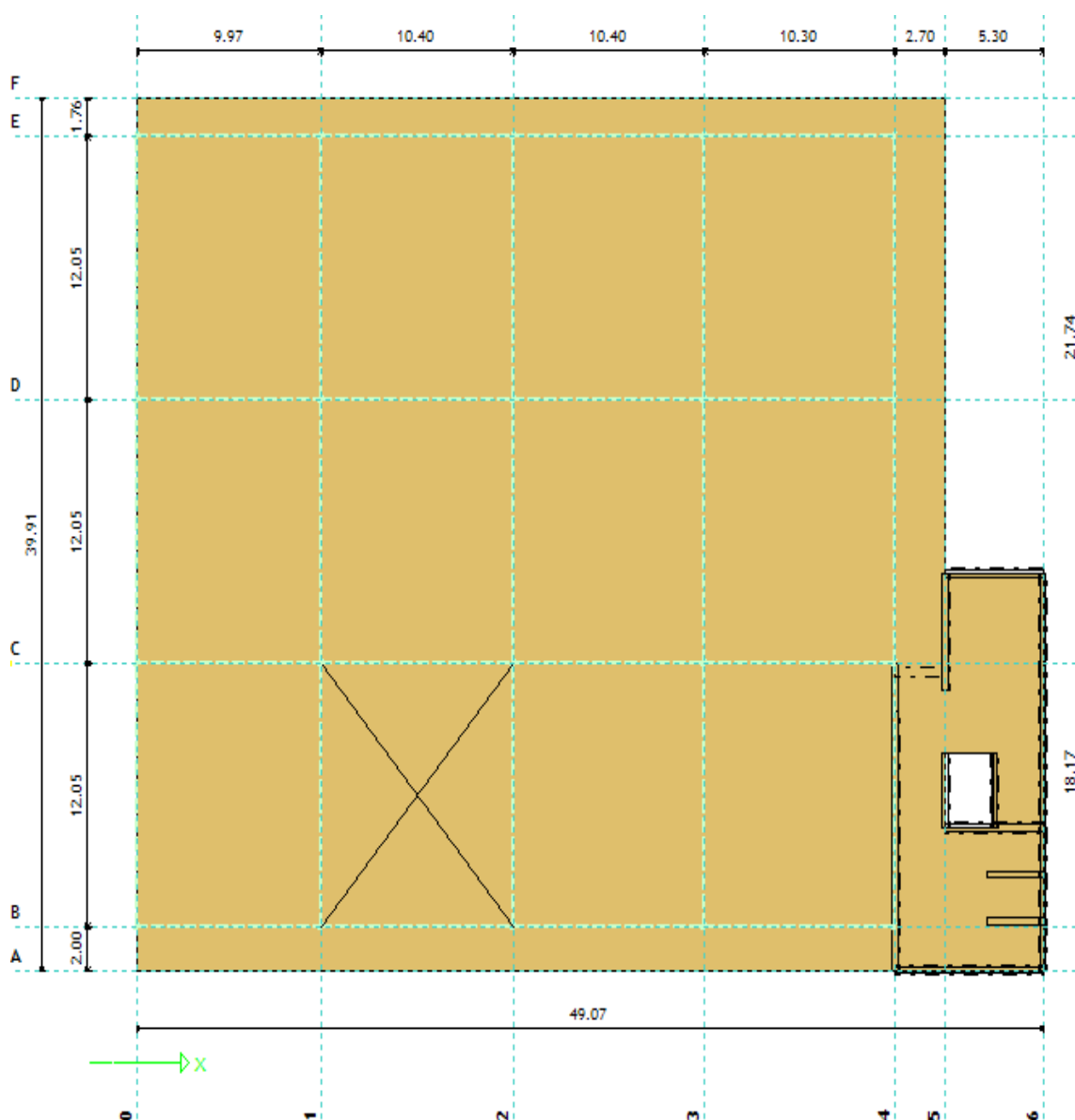
$p_{\text{cilinder}} = 12,5 \text{ kN/m}^2$

V polnilnici se lahko nahajata dva pralna stroja in cilinder. Lega omenjene tehnološke opreme je spremenljiva. V prvi etaži se oprema lahko nahaja le na dveh mestih, in sicer kot prikazujemo na slikah 7 in 8. Obtežbo primerjamo s koristno obtežbo (20 kN/m^2). Vrednost koristne obtežbe prekorači le težji izmed pralnih strojev, zato v nadaljnjem računu na območju možne lokacije težjega pralnega stroja upoštevamo njegovo težo

($31,5\text{kN/m}^2$). Namesto ostale opreme, ki je lažja, privzamemo kar vrednost koristne obtežbe (20kN/m^2), saj je le-ta bolj neugodna.



Slika 7: Lega večjega pralnega stroja med osema 0-1 ter B-C



Slika 8: Lega večjega pralnega stroja med osema 1-2 ter B-C

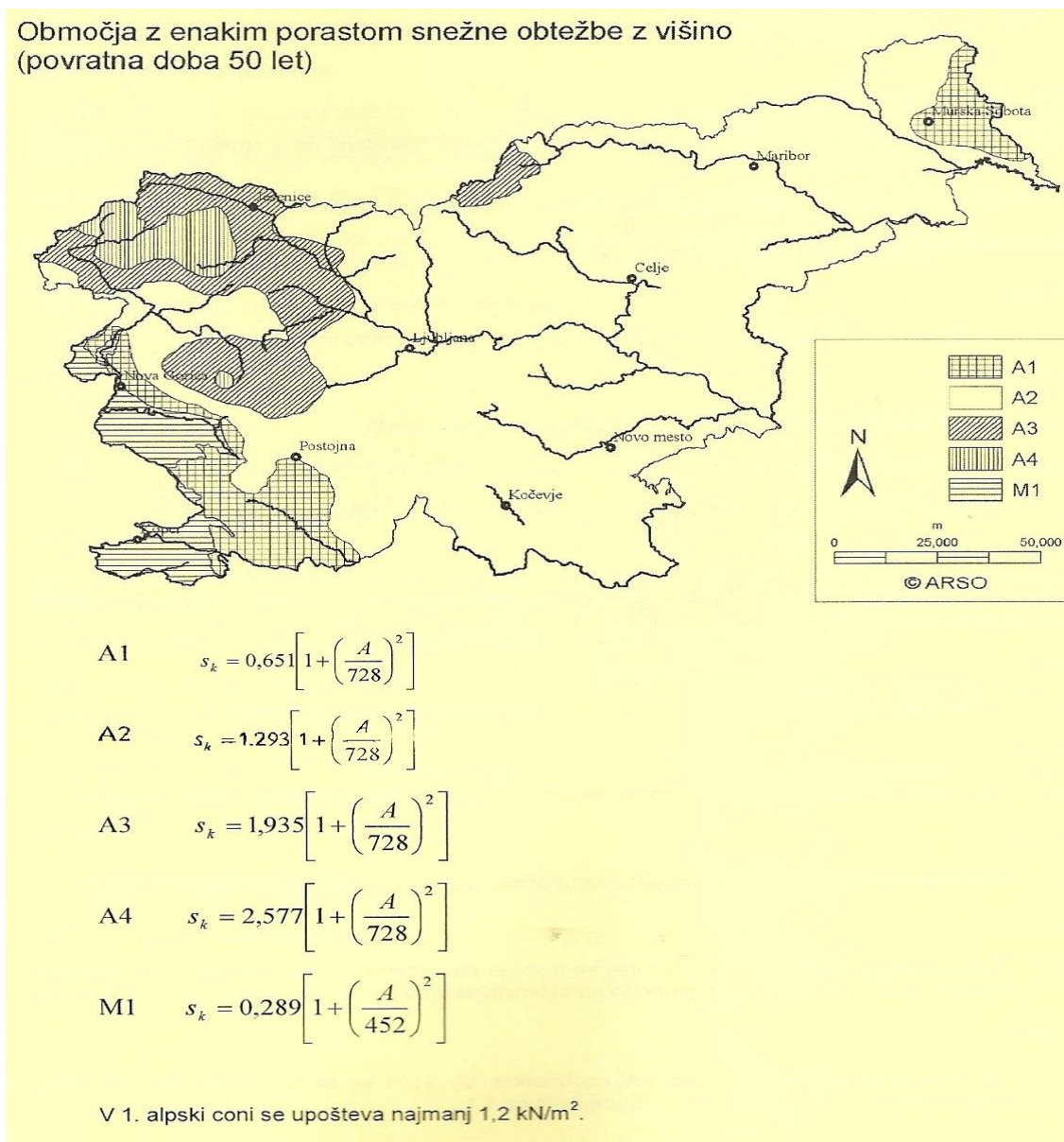
3.2.8 POS 050 – strop medetaže v pritličju

Preglednica 18: Koristna obtežba: POS 050-strop medetaže v pritličju

| kategorija | osi objekta | vpliv |
|------------|--------------------|----------------------|
| E | 4 – 6; A - dvigalo | 20 kN/m ² |
| E | 4 – 6; dvigalo - C | 15 kN/m ² |

3.3 Obtežba snega

Obtežbo snega določimo skladno z določili standarda SIST EN 1991-1-3: 2004. Karakteristično vrednost obtežbe snega s_k na tleh na nadmorski višini A določimo s pomočjo karte v Nacionalnem dodatku k SIST EN 1991-1-3:2004 (slika 9). Karakteristična obtežba snega je odvisna od cone (Slovenija je razdeljena na 5 con) ter od nadmorske višine. Obravnavan objekt se nahaja v Laškem ob Savinji na nadmorski višini $A = 262$ m. Laško leži v coni A2.



Slika 9: Snežne cone v Sloveniji

Karakteristična vrednost obtežbe snega je:

$$s_k = 1,293 \cdot \left[1 + \left(\frac{A^2}{728} \right) \right] = 1,293 \cdot \left[1 + \left(\frac{262^2}{728} \right) \right] = 1,46 \text{ kN/m}^2. \quad (3.1)$$

Obtežba snega na strehi je odvisna od oblike strehe in njenih termičnih karakteristik, hrapavosti površine strehe, bližine sosednjih objektov, od okoliškega terena ter od lokalnih klimatskih pogojev (npr. vetra).

Obtežba snega na strehi se izračuna s pomočjo enačbe:

$$s = \mu_i \cdot c_e \cdot c_t \cdot s_k. \quad (3.2)$$

V zgornji enačbi je μ_i oblikovni koeficient, ki je odvisen od naklona in oblike strehe, c_e je koeficient izpostavljenosti in je odvisen od topografije, c_t pa je termični koeficient s katerim reduciramo obtežbo snega pri slabo izoliranih strehah.

3.3.1 Streha

Za ravne strehe in enokapne strehe, z naklonom strešine manjše od 30°, ima oblikovni koeficient vrednost 0,8. V preglednici 19 prikazujemo račun obtežbe snega za streho.

Preglednica 19: Obtežba snega - streha

| μ_i | c_e | c_t | s_k | s [kN/m ²] |
|---------|-------|-------|-------|--------------------------|
| 0,8 | 1 | 1 | 1,46 | 1,17 |

3.3.2 POS 350 – strop ravne strehe

V preglednici 20 prikazujemo račun obtežbe snega za strop ravne strehe.

Preglednica 20: Obtežba snega: POS 350-strop ravne strehe

| μ_i | c_e | c_t | s_k | s [kN/m ²] |
|---------|-------|-------|-------|--------------------------|
| 0,8 | 1 | 1 | 1,46 | 1,17 |

3.4 Vpliv vetra

Vpliv vetra na konstrukcijo stavbe določimo skladno z določili standarda SIST EN 1991-1-4: 2005. Vplivi vetra se s časom spreminjajo. Delujejo kot tlak ali srk neposredno na zunanje površine zaprtih konstrukcij ter zaradi prepustnosti zunanjih površin posredno tudi na notranje površine. Tlaki ali srki delujejo kot rezultirajoče sile pravokotno na površino konstrukcije. Sile vetra na zunanje ($F_{w,e}$) oz. notranje površine ($F_{w,i}$) konstrukcije izračunamo z izrazoma (3.3) in (3.4) in sicer:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot \sum_{\text{površine}} c_{pe} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref}, \quad (3.3)$$

$$F_{w,i} = \sum_{\text{površine}} c_{pi} \cdot q_p(z_i) \cdot A_{ref}. \quad (3.4)$$

V izrazu (3.3) je $c_s c_d$ konstrukcijski faktor, s katerim upoštevamo naključen nastop največjih vetrnih pritiskov na površini sočasno z nihanjem konstrukcije zaradi turbulence, c_{pe} je koeficient tlaka za zunanji tlak in je podan tabelarično, ločeno za navpične stene in strehe, c_{pi} v izrazu (3.4) je koeficient tlaka za notranji pritisk, q_p je tlak pri največji hitrosti vetra, z_e je referenčna višina za zunanji pritisk, z_i je referenčna višina za notranji pritisk, A_{ref} pa je referenčna površina objekta ali njenega dela.

Kjer so površine objekta velike, so lahko pomembne tudi sile trenja, ki delujejo vzporedno s površino. Izračunamo jih z izrazom (3.5) in sicer:

$$F_{fr} = c_{fr} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref}. \quad (3.5)$$

Pri tem je c_{fr} koeficient trenja, A_{ref} pa je zunanja površina objekta, vzporedna z vetrom. Sile trenja lahko zanemarimo, če je celotna površina vseh ploskev vzporednih z vetrom enaka ali manjša od štirikratne površine vseh zunanjih ploskev, pravokotnih na smer vetra.

Pri določitvi vpliva vetra na obravnavan objekt polnilnice upoštevamo le sile vetra na zunanje površine (glej enačbo 3.3), trenjske sile ter sile vetra na notranje površine konstrukcije pa zanemarimo.

3.4.1 Tlak pri največji hitrosti vetra q_p

Glede na lokacijo obravnavanega objekta (Laško, 262 m.n.v.) s pomočjo karte iz nacionalnega dodatka k standardu SIST EN 1991-1-4: 2005 odčitamo temeljno vrednost osnovne hitrosti vetra $v_{b,o}$. Večina Slovenije spada v cono 1, v kateri je $v_{b,o}$ za nadmorske višine pod 800 m 20 m/s.

Za vrednost smernega faktorja c_{dir} in faktorja letnega časa c_{season} upoštevamo priporočeno vrednost 1, za gostoto zraka pa vrednost $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$. Tlak pri največji hitrosti vetra q_p izračunamo z enačbo:

$$q_p(z_e) = c_e(z_e) \cdot q_b = c_e(z_e) \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = c_e(z_e) \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot (c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,o})^2, \quad (3.6)$$

kjer je c_e faktor izpostavljenosti in je:

$$c_e(z_e) = \left[1 + \frac{7 \cdot k_1}{c_o \cdot I_n \cdot \left(\frac{z}{z_o} \right)} \right] \cdot c_r^2 \cdot c_o^2. \quad (3.7)$$

Pri tem je v enačbi (3.7) k_1 faktor turbulence (priporočljiva vrednost je 1), c_o je faktor hribovitosti, z_o je višina hrapavosti oziroma neravnine, z je referenčna višina, v našem primeru za zunanji tlak ($z = z_e$), c_r pa je faktor hrapavosti. Pri računu faktorja izpostavljenosti c_e moramo najprej določiti kategorijo terena, na katerem stoji obravnavan objekt. Standard SIST EN 1991-1-4: 2005 loči pet reprezentativnih kategorij terena. Za obravnavan objekt izberemo kategorijo terena III. V to kategorijo spadajo površine z običajno pokritostjo z vegetacijo ali stavbami (kot so majhni kraji, predmestni teren). Iz preglednice v standardu za izbrano kategorijo odčitamo višino hrapavosti $z_o = 0,3 \text{ m}$ ter minimalno višino $z_{min} = 5 \text{ m}$. S faktorjem hribovitosti c_o upoštevamo spremembo lokalne topografije. Učinek oblike terena se lahko zanemari, ko je povprečen nagib privetrnega pobočja manj kot 3α . V tem primeru je $c_o = 1$.

Faktor hribovitosti za primer, če velja $z_{min} \leq z \leq z_{max} = 200 \text{ m}$, izračunamo z izrazom:

$$c_r(z_e) = k_r \cdot l_n \cdot \left(\frac{z}{z_o} \right), \quad (3.8)$$

kjer je k_r faktor terena in je:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_o}{0,05} \right)^{0,07}. \quad (3.9)$$

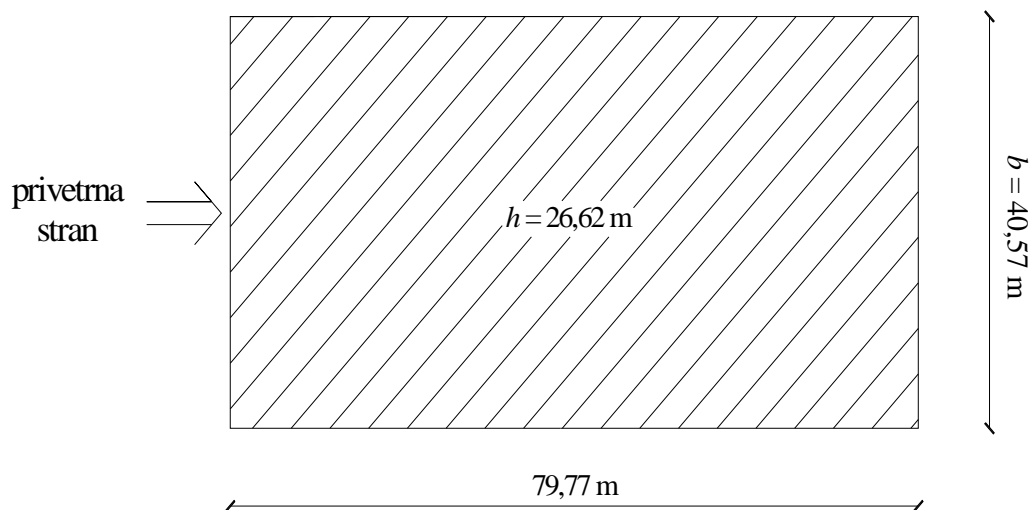
S pomočjo izrazov (3.6) in (3.7) za referenčno višino objekta $z = z_e = 26,62$ m izračunamo tlak vetra pri največji hitrosti:

$$c_e = \left[1 + \frac{7 \cdot 1}{1 \cdot l_n \cdot \left(\frac{26,62}{0,3} \right)} \right] \cdot \left[0,19 \cdot \left(\frac{0,3}{0,05} \right)^{0,07} \cdot l_n \cdot \left(\frac{26,62}{0,3} \right) \right]^2 \cdot 1^2 = 2,39,$$

$$q_p = 2,39 \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot (1 \cdot 1 \cdot 20)^2 = 598 \text{ N/m}^2 = 0,60 \text{ kN/m}^2.$$

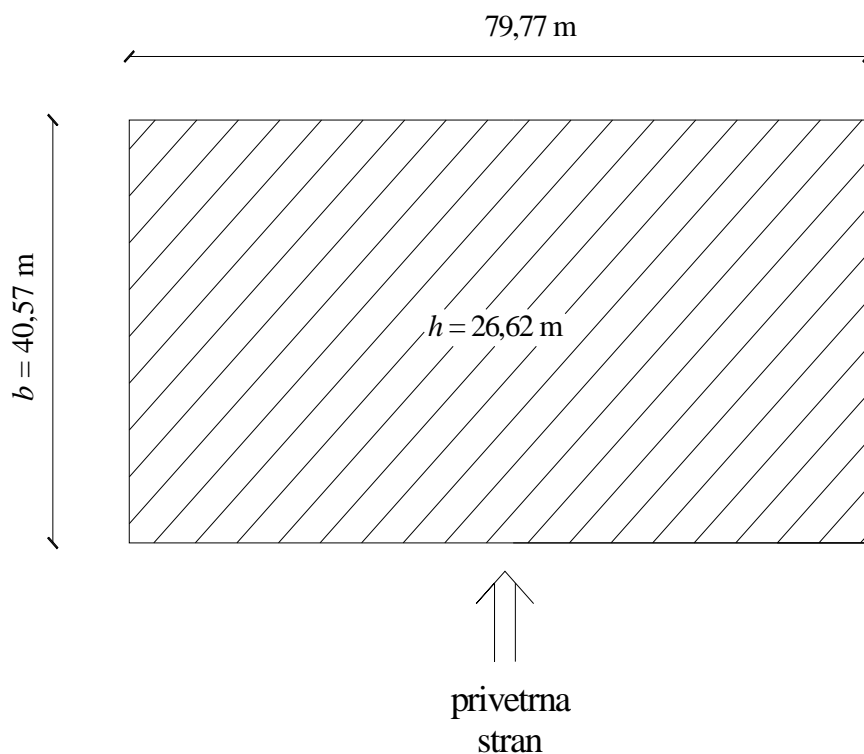
Ker je višina obravnavanega objekta h manjša od njegove širine b , pravokotno na smer vetra, je tlak q_p konstanten po višini (glej sliko 10 in 11). Ugotovitev velja tako za delovanje vetra v smeri X kot tudi v smeri Y .

Veter v smeri X:



Slika 10: Veter v smeri X

Veter v smeri Y:



Slika 11: Veter v smeri Y

3.4.2 Koeficienti tlaka c_{pe} in obtežba vetra za veter v smeri X

V nadaljevanju prikažemo razporeditev obtežbe vetra na navpičnih stenah in strehi objekta za primer delovanja vetra v smeri X .

- **Sile vetra na navpične stene objekta**

Obtežbo vetra izračunamo z naslednjo enačbo:

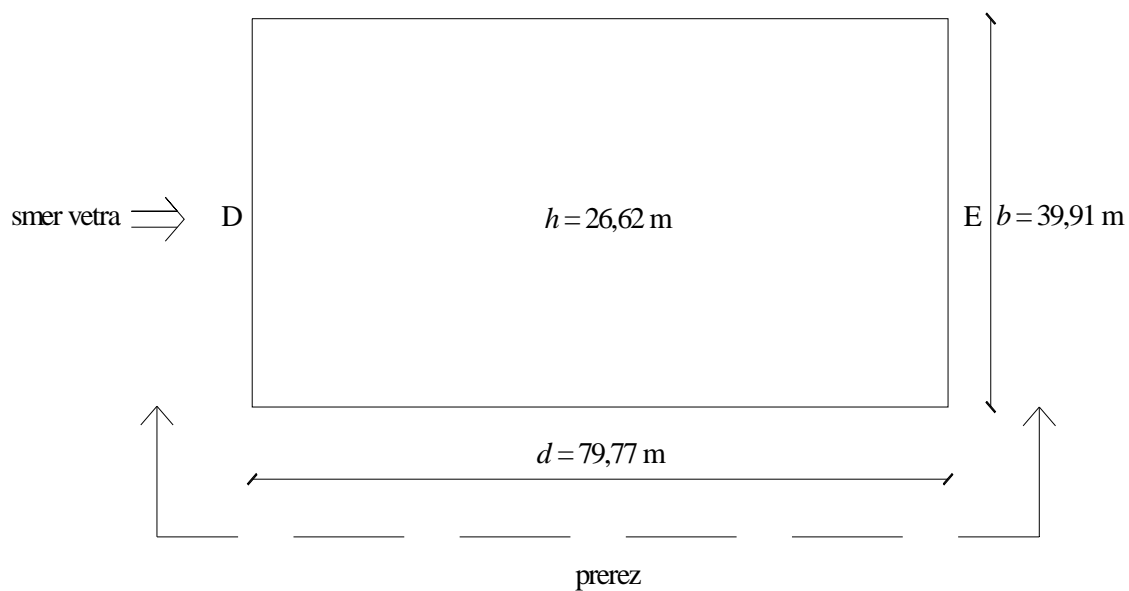
$$w_e = q_p \cdot c_{pe} \quad (3.10)$$

Koeficienti tlaka c_{pe} so odvisni od lege površin objekta. Navpične stene objekta so razdeljene v območja od A do E. Območja prikazujemo na slikah 12 in 13, pripadajoče vrednosti koeficientov tlaka c_{pe} pa so podane v preglednici 21.

Pri tem je širina objekta, pravokotna na veter $b = 39,91$ m, širina objekta, vzporedna z vetrom pa $d = 73,77$ m. Odmaknjenost od roba (slika 13) se določi z izrazom :

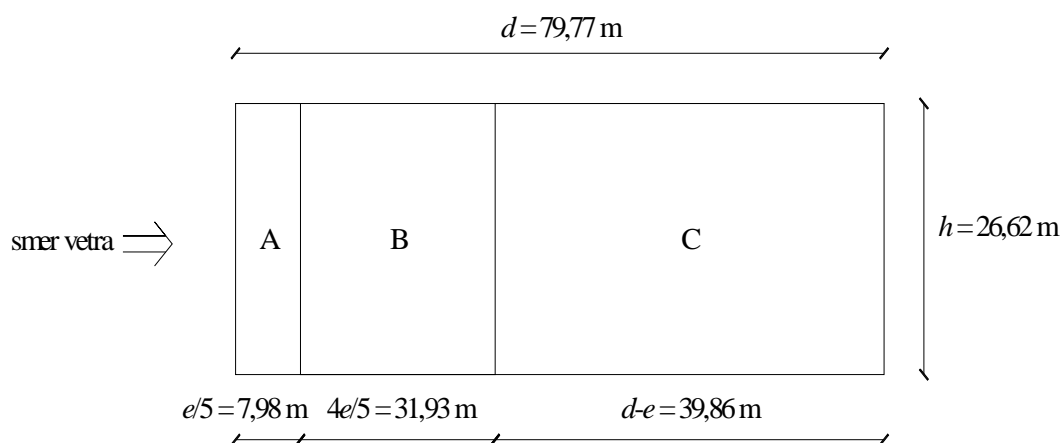
$$e = \min \left\{ \begin{array}{l} b = 39,91 \text{ m} \\ 2 \cdot h = 53,24 \text{ m} \end{array} \right\} = 39,91 \text{ m}. \quad (3.11)$$

Tloris objekta:



Slika 12: Območji D in E na navpični steni na privetni oziroma zavetrni strani za veter v smeri X

Prerez:



Slika 13: Območja A, B in C na navpični steni, vzporedni s smerjo vetra za veter v smeri X

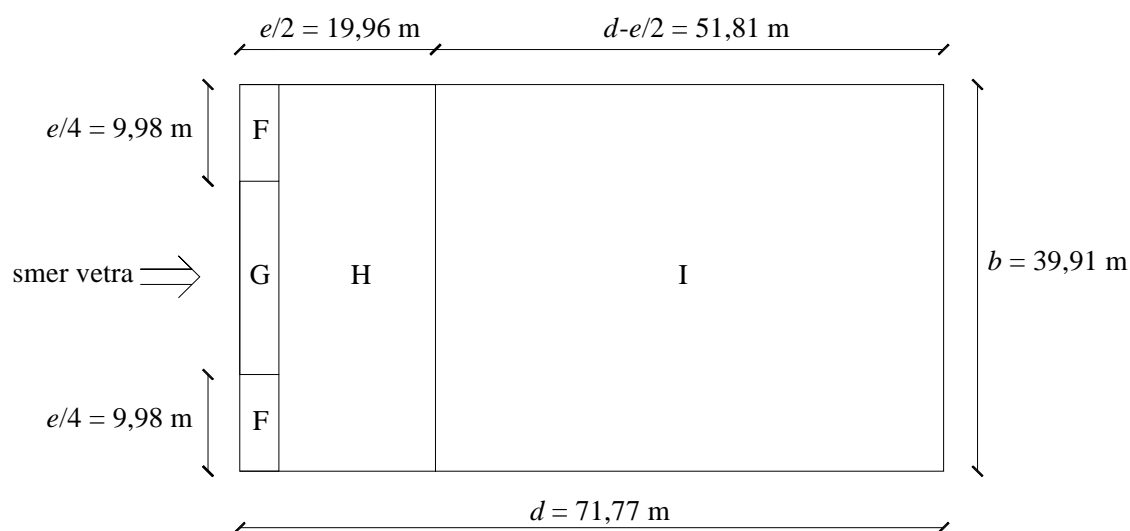
Preglednica 21: Obtežba vetra na navpične stene-smer X

| cona | c_{pe} | q_p [kN/m ²] | $c_{pe} \cdot q_p$ [kN/m ²] |
|------|----------------|----------------------------|---|
| A | -1,2 (srk) | 0,6 | -0,71 |
| B | -0,8 (srk) | 0,6 | -0,47 |
| C | -0,5 (srk) | 0,6 | -0,30 |
| D | 0,71 (pritisk) | 0,6 | 0,42 |
| E | -0,32 (srk) | 0,6 | -0,19 |

- **Sile vetra na ravno streho**

Ravna streha objekta je razdeljena v območja F, G, H in I. Območja prikazujemo na sliki 14. Vrednosti koeficientov tlaka c_{pe} in obtežbe vetra podajamo v preglednici 22. Dimenzije b , h in e so enake kot pri računu sil vetra na navpične stene.

Tloris streha:



Slika 14: Območja F, G, H in I na ravni strehi za veter v smeri X

Preglednica 22: Obtežba vetra na ravno streho za veter v smeri X

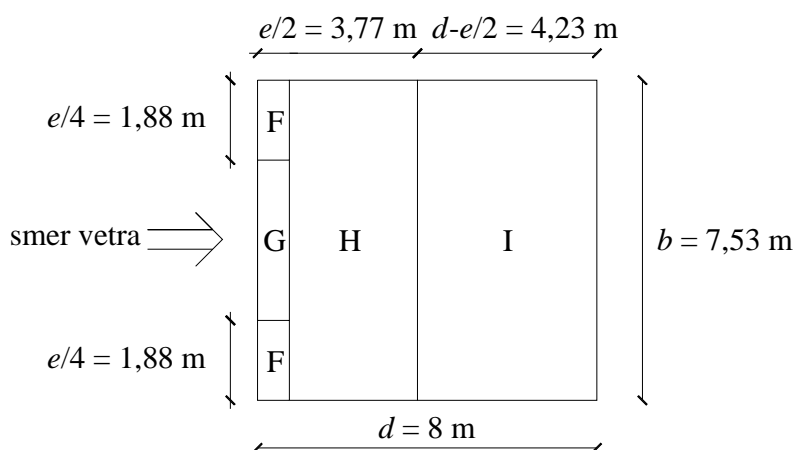
| cona | c_{pe} | q_p [kN/m ²] | $c_{pe} \cdot q_p$ [kN/m ²] |
|------|---------------|----------------------------|---|
| F | -1,8 (srk) | 0,6 | -1,06 |
| G | -1,2 (srk) | 0,6 | -0,71 |
| H | -0,7 (srk) | 0,6 | -0,42 |
| I | -0,6 (srk) | 0,6 | -0,36 |
| | 0,2 (pritisk) | 0,6 | 0,12 |

• **Sile vetra na ravno streho – POS 350**

Območja F, G, H in I za ravno streho POS 350 prikazujemo na sliki 15, vrednosti koeficientov tlaka c_{pe} in obtežbe vetra pa podajamo v preglednici 23. Pri tem je $b = 7,53$ m, $d = 8$ m, odmaknjenost od roba pa:

$$e = \min \left\{ \begin{array}{l} b = 7,53 \text{ m} \\ 2 \cdot h = 53,60 \text{ m} \end{array} \right\} = 7,53 \text{ m.} \quad (3.11)$$

Tloris ravne strehe:



Slika 15: Območja F, G, H in I na ravni strehi - POS 350 za veter v smeri X

Preglednica 23: Obtežba vetra na ravni strehi - POS 350 za veter v smeri ·

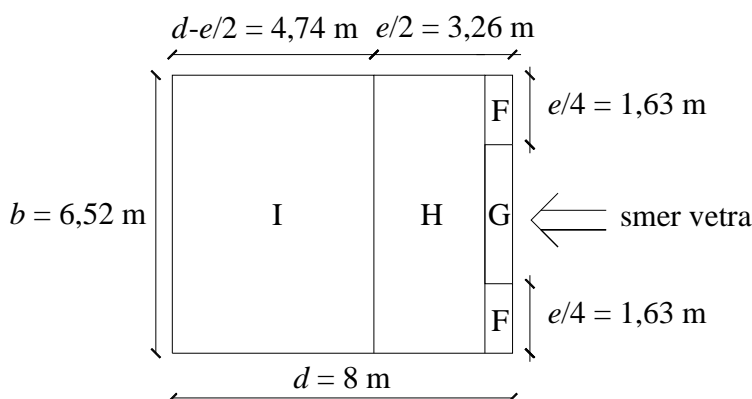
| cona | c_{pe} | q_p [kN/m ²] | $c_{pe} \cdot q_p$ [kN/m ²] |
|------|---------------|----------------------------|---|
| F | -1,8 (srk) | 0,6 | -1,06 |
| G | -1,2 (srk) | 0,6 | -0,71 |
| H | -0,7 (srk) | 0,6 | -0,42 |
| I | -0,6 (srk) | 0,6 | -0,36 |
| | 0,2 (pritisk) | 0,6 | 0,12 |

- Sile vetra na ravno streho – POS 300 (osi 4 – 6; A - dvigalo)

Območja F, G, H in I za del ravne strehe POS 300 med osema 4 in 6 ter A in dvigalom prikazujemo na sliki 16, vrednosti koeficientov tlaka c_{pe} in obtežbe vetra pa v preglednici 24. Pri tem je $b = 6,52$ m, $d = 8$ m, odmaknjenost od roba pa $e = 6,52$ m.

$$e = \min \left\{ \begin{array}{l} b = 6,52 \text{ m} \\ 2 \cdot h = 48,80 \text{ m} \end{array} \right\} = 6,52 \text{ m.} \quad (3.11)$$

Tloris ravne strehe:



Slika 16: Območje F, G, H in I na ravni strehi - POS 300 (osi 4 – 6; A - dvigalo) za veter v smeri X

Preglednica 24: Obtežba vetra na ravni strehi - POS 300 (osi 4 – 6; A - dvigalo) za veter
 v smeri X

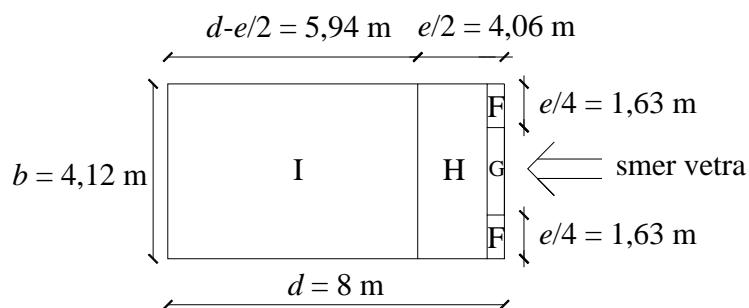
| cona | c_{pe} | q_p [kN/m ²] | $c_{pe} \cdot q_p$ [kN/m ²] |
|------|---------------|----------------------------|---|
| F | -1,8 (srk) | 0,6 | -1,06 |
| G | -1,2 (srk) | 0,6 | -0,71 |
| H | -0,7 (srk) | 0,6 | -0,42 |
| I | -0,6 (srk) | 0,6 | -0,36 |
| | 0,2 (pritisk) | 0,6 | 0,12 |

• **Sile vetra na ravno streho – POS 300 (osi 4 – 6; C – rob plošče)**

Območja F, G, H in I za del ravne strehe POS 300 med osema 4 in 6 ter C in robom plošče prikazujemo na sliki 17, vrednosti koeficientov tlaka c_{pe} in obtežbe vetra pa v preglednici 25. Pri tem je $b = 4,12$ m, $d = 8$ m, odmaknjenost od roba pa:

$$e = \min \left\{ \begin{array}{l} b = 4,12 \text{ m} \\ 2 \cdot h = 48,80 \text{ m} \end{array} \right\} = 4,12 \text{ m.} \quad (3.11)$$

Tloris:



Slika 17: Območja F, G, H in I na ravni strehi - POS 300 (osi 4 – 6; C – rob plošče) za veter v smeri X

Preglednica 25: Obtežba vetra na ravno streho-POS 300 (osi 4 – 6; C – rob plošče) za smer vetra v smeri X

| cona | c_{pe} | q_p [kN/m ²] | $c_{pe} \cdot q_p$ [kN/m ²] |
|------|---------------|----------------------------|---|
| F | -1,8 (srk) | 0,6 | -1,06 |
| G | -1,2 (srk) | 0,6 | -0,71 |
| H | -0,7 (srk) | 0,6 | -0,42 |
| I | -0,6 (srk) | 0,6 | -0,36 |
| | 0,2 (pritisk) | 0,6 | 0,12 |

3.4.3 Koeficient tlaka c_{pe} in obtežba vetra za veter v smeri Y

V nadaljevanju prikažemo še račun obtežbe vetra na navpičnih stenah in strehi objekta za primer delovanja vetra v smeri Y.

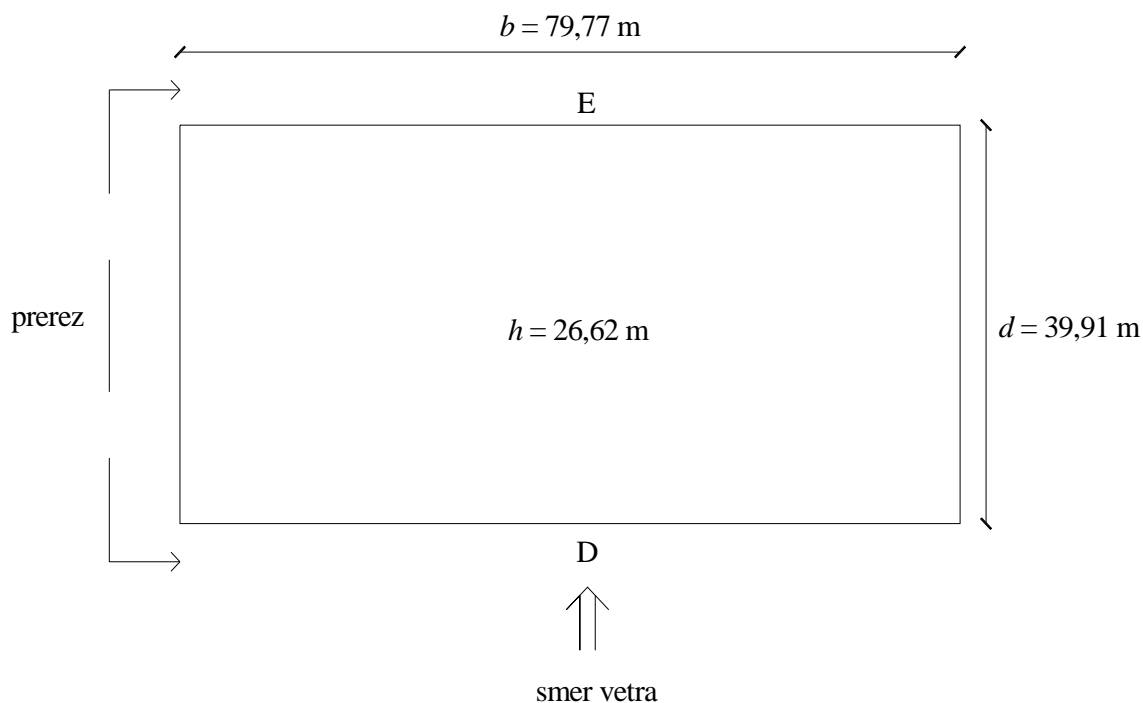
- **Sile vetra na navpične stene objekta**

Območja A, B, D in E prikazujemo na slikah 18 in 19, vrednosti koeficientov tlaka c_{pe} pa podajamo v preglednici 26.

Pri tem je širina objekta, pravokotna na veter $b = 79,77$ m, širina objekta, vzporedna z vetrom pa $d = 39,91$ m. Odmaknjenost od roba (slika 19) določimo z izrazom :

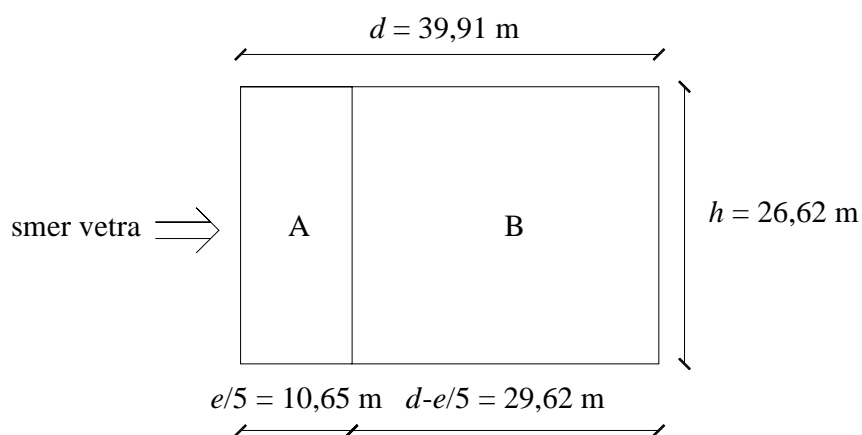
$$e = \min \left\{ \begin{array}{l} b = 79,77 \text{ m} \\ 2 \cdot h = 53,24 \text{ m} \end{array} \right\} = 53,24 \text{ m.} \quad (3.11)$$

Tloris objekta:



Slika 18: Območji D in E na navpični steni na privetni in zavetrni strani za veter v smeri Y

Prerez:



Slika 19: Območji A in B na navpični steni vzporedni s smerjo vetra za veter v smeri Y

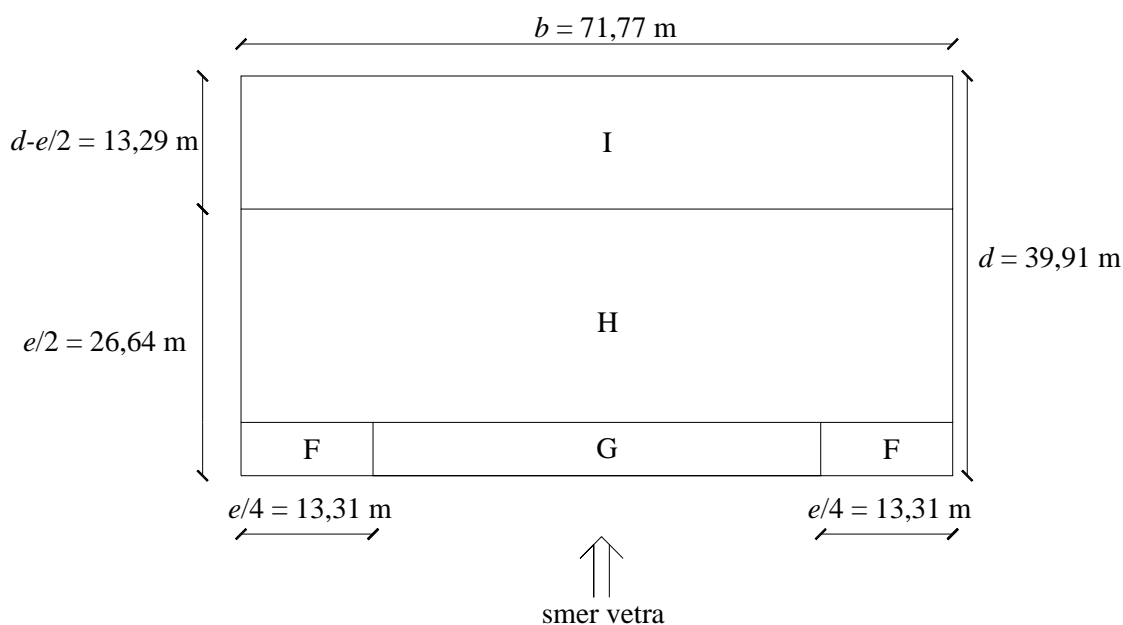
Preglednica 26: Obtežba vetra na navpične za veter v smeri Y

| cona | c_{pe} | q_p [kN/m ²] | $c_{pe} \cdot q_p$ [kN/m ²] |
|------|----------------|----------------------------|---|
| A | -1,2 (srk) | 0,6 | -0,71 |
| B | -0,8 (srk) | 0,6 | -0,47 |
| D | 0,76 (pritisk) | 0,6 | 0,45 |
| E | -0,42 (srk) | 0,6 | -0,25 |

- Sile vetra na ravno streho

Območja F, G, H in I za ravno streho prikazujemo na sliki 20. Vrednosti koeficientov tlaka c_{pe} in obtežbe vetra pa podajamo v preglednici 27. Dimenzije b , h in e so enake kot pri računu sil vetra na navpične stene.

Tloris strehe:



Slika 20: Območja F, G, H in I na ravni strehi za veter v smeri Y

Preglednica 27: Obtežba vetra na ravno streho za veter v smeri Y

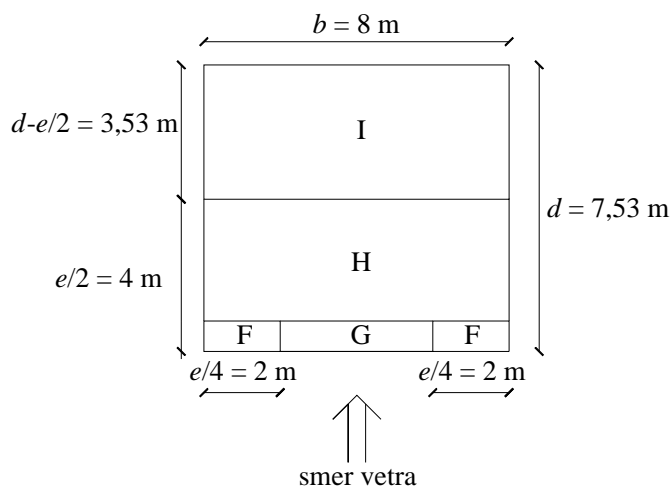
| cona | c_{pe} | q_p [kN/m ²] | $c_{pe} \cdot q_p$ [kN/m ²] |
|------|---------------|----------------------------|---|
| F | -1,8 (srk) | 0,6 | -1,06 |
| G | -1,2 (srk) | 0,6 | -0,71 |
| H | -0,7 (srk) | 0,6 | -0,42 |
| I | -0,6 (srk) | 0,6 | -0,36 |
| | 0,2 (pritisk) | 0,6 | 0,12 |

• **Sile vetra na ravno streho – POS 350**

Območja F, G, H in I za ravno streho POS 350 prikazujemo na sliki 21, vrednosti koeficientov tlaka c_{pe} in obtežbe vetra pa podajamo v preglednici 28. Pri tem je $b = 8$ m, $d = 7,53$ m, odmaknjenost od roba pa:

$$e = \min \left\{ \begin{array}{l} b = 8 \text{ m} \\ 2 \cdot h = 53,60 \text{ m} \end{array} \right\} = 8 \text{ m.} \quad (3.11)$$

Tloris ravne strehe:



Slika 21: Območja F, G, H in I na ravni strehi – POS 350 za veter v smeri Y

Preglednica 28: Obtežba vetra na ravni strehi - POS 350 za veter v smeri *Y*

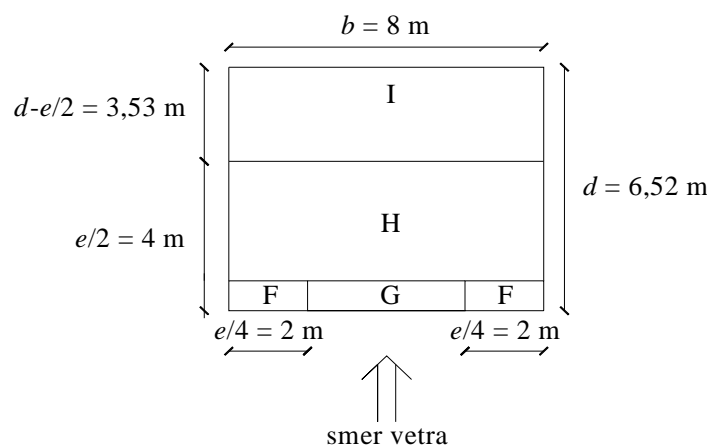
| cona | c_{pe} | q_p [kN/m ²] | $c_{pe} \cdot q_p$ [kN/m ²] |
|------|---------------|----------------------------|---|
| F | -1,8 (srk) | 0,6 | -1,06 |
| G | -1,2 (srk) | 0,6 | -0,71 |
| H | -0,7 (srk) | 0,6 | -0,42 |
| I | -0,6 (srk) | 0,6 | -0,36 |
| | 0,2 (pritisk) | 0,6 | 0,12 |

- Sile vetra na ravno streho – POS 300 (osi 4 – 6; A - dvigalo)

Območja F, G, H in I za del ravne strehe POS 300 med osema 4 in 6 ter A in dvigalom prikazujemo na sliki 22, vrednosti koeficientov tlaka c_{pe} in obtežbe vetra pa podajamo v preglednici 29. Pri tem je $b = 8$ m, $d = 6,52$ m, odmaknjenost od roba pa $e = 8$ m.

$$e = \min \left\{ \begin{array}{l} b = 8 \text{ m} \\ 2 \cdot h = 48,80 \text{ m} \end{array} \right\} = 8 \text{ m.} \quad (3.11)$$

Tloris ravne strehe:



Slika 22: Območja F, G, H in I na ravni strehi – POS 300 (osi 4 – 6; A - dvigalo) za veter v smeri *Y*

Preglednica 29: Obtežba vetra na ravni strehi-POS 300 (osi 4 – 6; A - dvigalo) z veter v smeri Y

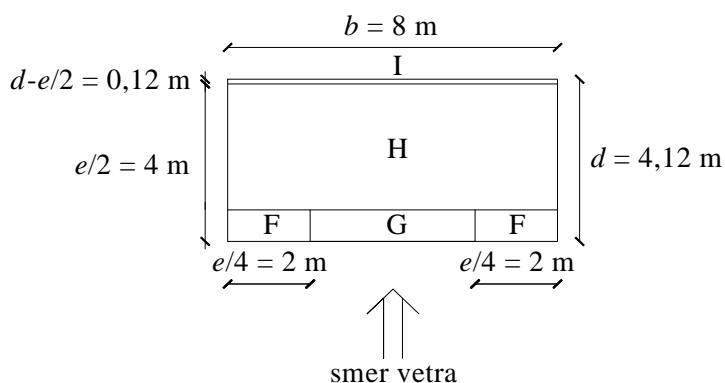
| cona | c_{pe} | q_p [kN/m ²] | $c_{pe} \cdot q_p$ [kN/m ²] |
|------|---------------|----------------------------|---|
| F | -1,8 (srk) | 0,6 | -1,06 |
| G | -1,2 (srk) | 0,6 | -0,71 |
| H | -0,7 (srk) | 0,6 | -0,42 |
| I | -0,6 (srk) | 0,6 | -0,36 |
| | 0,2 (pritisk) | 0,6 | 0,12 |

• **Sile vetra na ravno streho – POS 300 (osi 4 – 6; C – rob plošče)**

Območja F, G, H in I za del ravne strehe POS 300 med osema 4 in 6 ter C in robom plošče prikazujemo na sliki 23, vrednosti koeficientov tlaka c_{pe} in obtežbe vetra pa podajamo v preglednici 30. Pri tem je $b = 8$ m, $d = 4,12$ m, odmaknjenost od roba pa:

$$e = \min \left\{ \begin{array}{l} b = 8 \text{ m} \\ 2 \cdot h = 48,80 \text{ m} \end{array} \right\} = 8 \text{ m.} \quad (3.11)$$

Tloris:



Slika 23: Območja na ravni strehi-POS 300 (osi 4 – 6; C – rob plošče) za veter v smeri Y

Preglednica 30: Obtežba vetra na ravno streho-POS 300 (osi 4 – 6; C – rob plošče) za veter v smeri Y

| cona | c_{pe} | q_p [kN/m ²] | $c_{pe} \cdot q_p$ [kN/m ²] |
|------|---------------|----------------------------|---|
| F | -1,8 (srk) | 0,6 | -1,06 |
| G | -1,2 (srk) | 0,6 | -0,71 |
| H | -0,7 (srk) | 0,6 | -0,42 |
| I | -0,6 (srk) | 0,6 | -0,36 |
| | 0,2 (pritisk) | 0,6 | 0,12 |

3.5 Vpliv potresa

3.5.1 Potresni spekter

Vpliv potresa je vpliv, ki se pojavi zaradi premikov tal pri potresu. V okviru evropskega standarda SIST EN 1998-1:2004 je potresno gibanje na določenem mestu na površini predstavljeno v obliki elastičnega spektra pospeškov (slika 24). V okviru diplomske naloge upoštevamo le vodoravni potresni vpliv, ki ga opisujeta dve pravokotni komponenti (X in Y), za katere predpostavimo, da sta neodvisni in predstavljeni z istim spektrom.

Sposobnost konstrukcijskega sistema, da prenaša potresne vplive v nelinearnem območju, v splošnem dovoljuje, da se pri projektiranju uporabljajo sile, ki so manjše od tistih, ki ustrezajo linearno elastičnemu odzivu. Zato elastično analizo opravimo z zmanjšanim spektrom odziva, t.i. projektnim spektrom (slika 25). Zmanjšanje izvedemo s pomočjo faktorja obnašanja q .

3.5.2 Tip konstrukcije in faktor obnašanja q

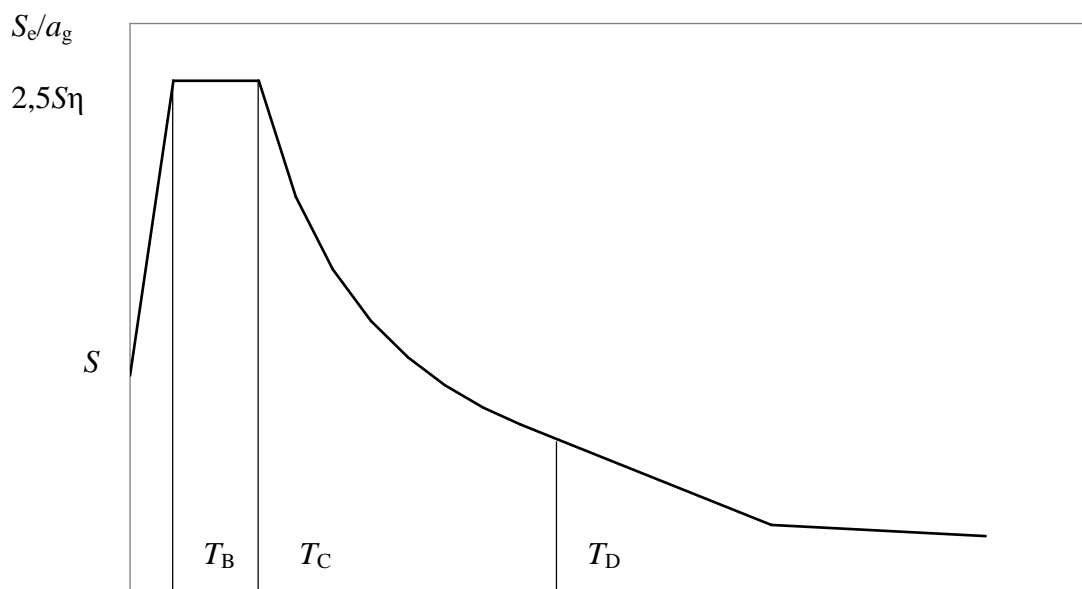
Konstrukcijski sistem obravnavane stavbe uvrstimo med torzijsko podajne sisteme. Torzijsko podajni sistemi so mešani ali stenasti sistemi, ki nimajo minimalne torzijske

togosti. Stavbo uvrstimo v II.kategorijo pomembnosti. V to kategorijo spadajo običajne stavbe.

Stavbo moramo projektirati tako, da ima sposobnost sipanja energije in globalnega duktilnega obnašanja. Glede na sposobnost sipanja energije uvrstimo stavbo v srednji razred duktilnosti (DCM). To pomeni, da moramo stavbo projektirati, dimenzionirati in konstruirati po posebnih določilih za potresnoodporno projektiranje.

Stavba se nahaja v Laškem. Ocenimo, da so tla, na katerih stoji stavba, tipa C. Profil takšnih tal predstavlja globoki sedimenti gostega ali srednje gostega peska, proda ali toge glin, globine nekaj deset do več sto metrov.

Iz karte projektnih pospeškov odčitamo vrednost projektnega pospeška tal, ki je za Laško $a_g = 0,15 \cdot g$.



Slika 24: Elastični spekter pospeškov

Faktor obnašanja q izračunamo s pomočjo izraza:

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5, \quad (3.11)$$

kjer je q_0 osnovna vrednost faktorja obnašanja in je za torzijsko podajen sistem in stopnjo duktilnost DCM enak 2,0, k_w pa je faktor, ki upošteva prevladujoč način rušenja pri konstrukcijskih sistemih s stenami. Izračuna se z izrazom:

$$k_w = (1 + \alpha_o) / 3 \leq 1, \text{ vendar ne manj kot } 0,5. \quad (3.12)$$

Pri tem je α_o prevladujoče razmerje med višino in dolžino sten v obravnavanem stenastem konstrukcijskem sistemu. Določimo ga z naslednjo enačbo:

$$\alpha_o = \sum_i h_{wi} / \sum_i l_{wi}, \quad (3.13)$$

kjer je h_{wi} višina i – te stene, l_{wi} pa dolžina stene i – te stene.

Faktor obnašanja q izračunamo za vsako smer posebej.

Smer X:

$$\sum_i h_{wi} = 24,62 + 5,18 + 5,18 + 24,62 + 4,5 + 3,47 + 24,62 = 96,19 \text{ m}, \quad (3.14)$$

$$\sum_i l_{wi} = 8 + 3,05 + 3,05 + 5,30 + 5,30 + 2,7 + 2,7 + 5,2 = 35,40 \text{ m}. \quad (3.15)$$

S pomočjo (3.12), (3.13), (3.14) in (3.15) dobimo:

$$k_w = \left(1 + \frac{96,19}{35,40} \right) / 3 = 1,24 \leq 1 \Rightarrow k_w = 1,0 \quad (3.12)$$

Vrednost k_w je navzgor omejena z vrednostjo 1. Dodatno moramo upoštevati tudi nepravilnost objekta po višini, kar pomeni, da moramo faktor obnašanja dodatno reducirati za 20%. S pomočjo enačbe (3.11) dobimo:

$$q_x = 0,8 \cdot 2,0 \cdot 1 = 1,6 \geq 1,5. \quad (3.11)$$

Smer Y:

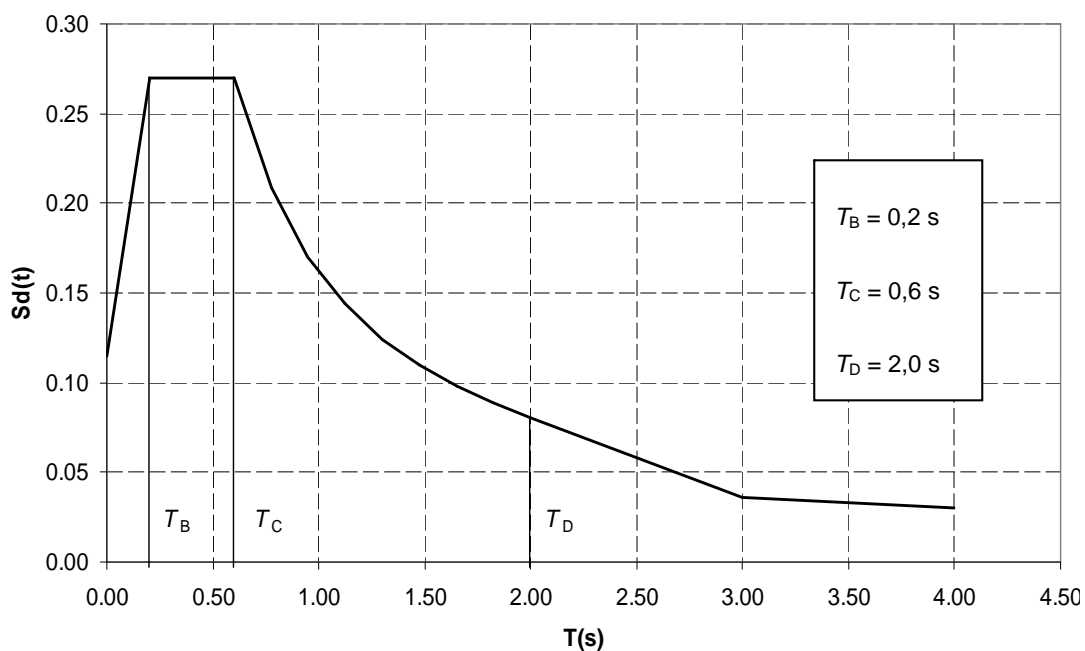
$$\sum_i h_{wi} = 22,30 + 4,5 + 24,62 + 4,5 + 24,62 + 24,62 + 26,80 = 131,96 \text{ m}, \quad (3.14)$$

$$\sum_i l_{wi} = 14,05 + 6,52 + 3,4 + 2,87 + 5,39 + 3,39 + 18,17 = 53,79 \text{ m}, \quad (3.15)$$

$$k_w = \left(1 + \frac{131,96}{53,79}\right) = 1,15 \leq 1 \Rightarrow k_w = 1,0 \quad (3.12)$$

$$q_y = 0,8 \cdot 2,0 \cdot 1 = 1,6 \geq 1,5. \quad (3.11)$$

Kot smo že omenili, na sliki 25 prikazujemo projektni spekter pospeškov za obravnavan objekt ($a_g = 0,15 \cdot g$, tla tipa C, $q = 1,6$).



Slika 25: Projektni spekter pospeškov za obravnavan objekt ($a_g = 0,15 \cdot g$, tla tipa C, $q = 1,6$)

3.5.3 Analiza potresnih vplivov z modalno analizo s spektrom odziva

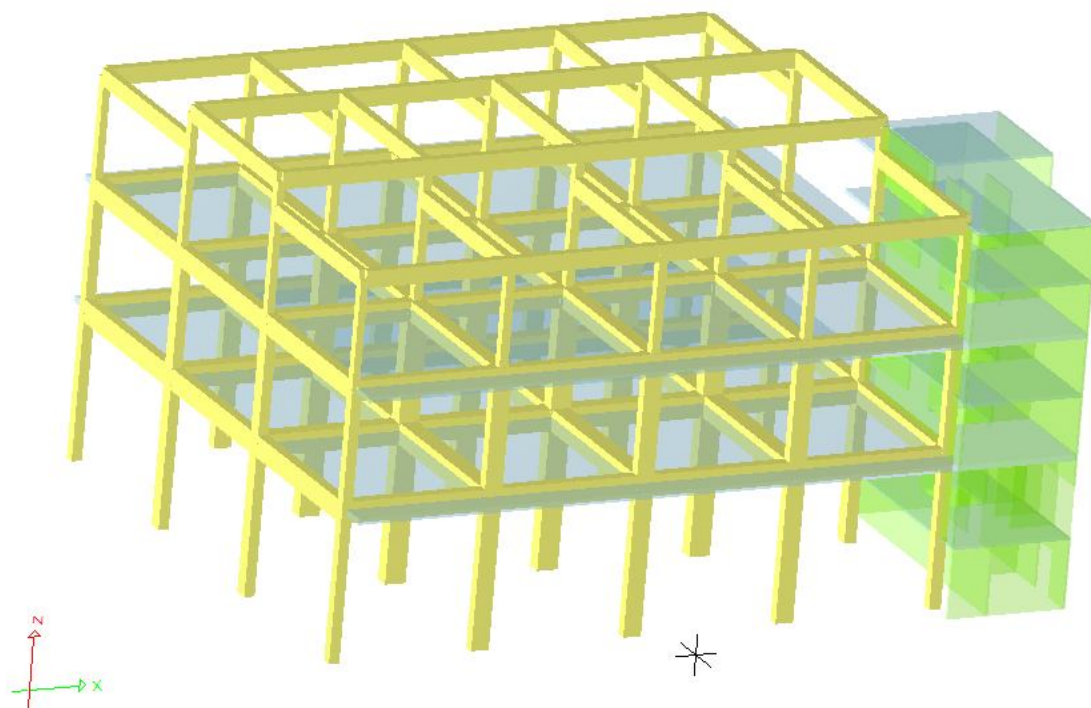
Pri potresni analizi moramo upoštevati vse mase, ki so povezane s težnostnimi silami. Mase, ki izhajajo iz lastnega oziroma stalnega vpliva, upoštevamo s faktorjem 1, mase zaradi spremenljivega vpliva pa upoštevamo z zmanjšanim faktorjem $\varphi \cdot \psi_{2,i}$. Formalno to zapišemo:

$$W = \sum_j G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \varphi \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}. \quad (3.16)$$

Koeficient φ je odvisen od vrste spremenljivega vpliva. Ker je obravnavana stavba namenjena skladiščni dejavnosti in so njene površine uvrščene v kategorijo E, je $\varphi = 1$. $\psi_{2,i}$ ($i \geq 1$) je faktor za navidezno stalno vrednost spremenljivega vpliva in je prav tako odvisen od kategorije površine. Za površine kategorije E je $\psi_{2,i} = 0,8$ ($i \geq 1$).

Modalno analizo konstrukcije s spektrom odziva opravimo s programom »TOWER 6«. Predpostavimo, da je obnašanje konstrukcije linearno elastično. Uporabimo prostorski model. Za stropove predpostavimo, da delujejo kot vodoravna diafragma, ki prenaša vztrajnostne sile na navpične konstrukcijske elemente. Predpostavimo, da imajo stropovi neskončno togost v svoji ravnini. Mase koncentriramo v težišču vsake etaže. Pri določanju elastične upogibne in strižne togosti nosilnih elementov upoštevamo vpliv razpokanosti prečnih prereзов, in sicer tako, da v računu vzamemo polovično vrednost ustrezne togosti nerazpokanega elementa.

Prostorski računski model konstrukcije prikazujemo na sliki 26.



Slika 26: Prostorski model konstrukcije v programu TOWER

V preglednici 31 podajamo izračunane nihajne čase konstrukcije ter pripadajoče smeri.

Preglednica 31: Nihajni časi konstrukcije

| No | T [s] | f [Hz] | smer |
|----|---------|----------|------|
| 1 | 1,0069 | 0,9931 | Z |
| 2 | 0,6198 | 1,6133 | Z |
| 3 | 0,4995 | 2,0021 | Z |
| 4 | 0,4680 | 2,1366 | Z |
| 5 | 0,4298 | 2,3265 | Y |
| 6 | 0,3743 | 2,6714 | X |
| 7 | 0,3448 | 2,8999 | Y |
| 8 | 0,3041 | 3,2882 | Z |
| 9 | 0,2883 | 3,4682 | Y |
| 10 | 0,2691 | 3,7164 | Z |
| 11 | 0,2417 | 4,1366 | Z |
| 12 | 0,1777 | 5,6280 | X |
| 13 | 0,1183 | 8,4507 | Y |
| 14 | 0,1157 | 8,6422 | Y |
| 15 | 0,1134 | 8,8153 | Z |

V preglednici 32 podajamo mase posameznih etaž.

Preglednica 32: Mase v težiščih posameznih etaž.

| Etaža oziroma stropna konstrukcija | Z [m] | težišče mase | | Masa [t] |
|---------------------------------------|-------|--------------|-------|----------|
| | | X [m] | Y [m] | |
| POS 350 | 26,80 | 45,08 | 8,28 | 57,81 |
| STREHA | 26,62 | 20,94 | 17,99 | 596,89 |
| POS 300 | 24,62 | 27,80 | 14,87 | 809,22 |
| POS 250 | 20,97 | 45,13 | 6,99 | 431,24 |
| POS 200 | 17,50 | 22,81 | 17,34 | 6781,44 |
| POS 150 | 13,68 | 45,04 | 6,98 | 450,47 |
| POS 100 | 9,68 | 22,21 | 17,09 | 7541,17 |
| POS 050 | 4,50 | 44,08 | 8,31 | 763,90 |
| Skupno: | 14,21 | 24,85 | 16,19 | 17432,15 |

4 PROJEKTIRANJE NA MEJNA STANJA

V okviru diplomskega dela podrobneje prikažemo projektiranje stropne konstrukcije nad pritličjem, del AB okvirja v osi D ter AB steno v osi A1.

4.1 Preverjanje mejnih stanj nosilnosti

Pri mejnem stanju nosilnosti moramo preveriti varnost napram porušitvi oziroma prevelikih deformacij konstrukcije ali njenega dela. Formalno to zapišemo z zahtevo:

$$E_d \leq R_d, \quad (4.1)$$

kjer je E_d projektna vrednost učinkov vplivov (notranje sile in momenti), R_d pa je projektna vrednost pripadajoče odpornosti:

Projektna vrednost učinkov vplivov E_d določimo s kombiniranjem vrednosti vplivov.

V nadaljevanju prikazujemo kombinacijo vplivov za stalna projektna stanja (osnovne kombinacije) ter kombinacije vplivov za potresna projektna stanja. Posamezne vplive smo podrobneje predstavili v 3.poglavju.

4.1.1 Kombinacije vplivov za stalna projektna stanja (osnovne kombinacije)

V skladu s standardom SIST EN 1990: 2004 se kombinacije vplivov izrazi kot:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.2)$$

$G_{k,j}$ je j -ti stalni vpliv, $Q_{k,1}$ je prevladujoči spremenljivi vpliv, $Q_{k,i}$ ($i \geq 1$) so drugi spremenljivi vplivi, $\gamma_{G,j}$ je delni faktor za j -ti stalni vpliv ($\gamma_{G,j} = 1,35$ oz. $1,0$), $\gamma_{Q,i}$ je delni faktor za prevladujoči spremenljivi vpliv ($\gamma_{Q,i} = 1,5$ oz. 0), $\gamma_{Q,i}$ je delni faktor za i -ti spremenljivi vpliv ($i \geq 1$), $\psi_{0,i}$ pa je faktor za kombinacijsko vrednost i -tega vpliva. Indeks $()_k$ označuje karakteristične vrednosti vplivov.

V preglednici 33 prikazujemo vplive za stalna projektna stanja. V zadnjem stolpcu podajamo vrednosti faktorjev ψ_0 za posamezne spremenljive vplive.

Preglednica 33: Vplivi za stalna projektna stanja

| oz. vpliva | vrsta vpliva | opis | ψ_0 |
|------------|------------------------|--|----------|
| I | stalni (G_k) | lastna teža+stalna obtežba | / |
| II | spremenljivi (Q_k) | koristna obtežba povsod | 1 |
| III | spremenljivi (Q_k) | koristna obt., razporeditev v obliki šahovnice 1 | 1 |
| IV | spremenljivi (Q_k) | koristna obt., razporeditev v obliki šahovnice 2 | 1 |
| V | spremenljivi (Q_k) | obtežba snega | 0,5 |
| VI | spremenljivi (Q_k) | vpliv vetra v $-X$ smeri | 0,6 |
| VII | spremenljivi (Q_k) | vpliv vetra v Y smeri | 0,6 |
| VIII | spremenljivi (Q_k) | vpliv vetra v X smeri | 0,6 |
| IX | spremenljivi (Q_k) | vpliv vetra v $-Y$ smeri | 0,6 |

V nadaljevanju v preglednici 34 prikazujemo 164 kombinacij vplivov I do IX za stalna projektna stanja, ki jih tvori program »TOWER 6.0«. Vpliv, označen z II, je v kombinacijah nadomeščen s sočasnim vplivom III in IV. Z odebeljenim tiskom označujemo prevladujoči spremenljivi vpliv posamezne kombinacije.

Preglednica 34: Kombinacije vplivov za stalna projektna stanja

| kombinacije vplivov | I | II | III | IV | V | VI | VII | VIII | IX |
|---------------------|------|----|-------|-------|------------|---------|-----|------|----|
| K1 | 1,35 | | 1,5·1 | 1,5·1 | 1,5 | 1,5·0,6 | | | |

...se nadaljuje

...nadaljevanje

| | | | | | | | | | |
|-----|------|--|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|
| K2 | 1,35 | | 1,5·1 | 1,5·1 | 1,5 | | | | 1,5·0,6 |
| K3 | 1,35 | | 1,5·1 | 1,5·1 | 1,5 | | | 1,5·0,6 | |
| K4 | 1,35 | | 1,5·1 | 1,5·1 | 1,5 | | 1,5·0,6 | | |
| K5 | 1,35 | | 1,5·1 | 1,5·1 | 1,5·0,5 | 1,5 | | | |
| K6 | 1,35 | | 1,5·1 | 1,5·1 | 1,5·0,5 | | 1,5 | | |
| K7 | 1,35 | | 1,5·1 | 1,5·1 | 1,5·0,5 | | | 1,5 | |
| K8 | 1,35 | | 1,5·1 | 1,5·1 | 1,5·0,5 | | | | 1,5 |
| K9 | 1 | | 1,5·1 | 1,5·1 | 1,5 | | | 1,5·0,6 | |
| K10 | 1 | | 1,5·1 | 1,5·1 | 1,5 | | 1,5·0,6 | | |
| K11 | 1 | | 1,5·1 | 1,5·1 | 1,5 | | | | 1,5·0,6 |
| K12 | 1 | | 1,5·1 | 1,5·1 | 1,5 | 1,5·0,6 | | | 1,5·0,6 |
| K13 | 1 | | 1,5·1 | 1,5·1 | 1,5·0,5 | | 1,5 | | |
| K14 | 1 | | 1,5·1 | 1,5·1 | 1,5·0,5 | | | 1,5 | |
| K15 | 1 | | 1,5·1 | 1,5·1 | 1,5·0,5 | 1,5 | | | |
| K16 | 1 | | 1,5·1 | 1,5·1 | 1,5·0,5 | | | | 1,5 |
| K17 | 1,35 | | 1,5 | 1,5 | 1,5·0,5 | | 1,5·0,6 | | |
| K18 | 1,35 | | 1,5 | 1,5 | 1,5·0,5 | 1,5·0,6 | | | |
| K19 | 1,35 | | 1,5 | 1,5 | 1,5·0,5 | | | 1,5·0,6 | |

...se nadaljuje

...nadaljevanje

| | | | | | | | | | |
|-----|------|--|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|
| K20 | 1,35 | | 1,5 | 1,5 | 1,5·0,5 | | | | 1,5·0,6 |
| K21 | 1,35 | | 1,5·1 | 1,5·1 | | 1,5 | | | |
| K22 | 1,35 | | 1,5·1 | 1,5·1 | | | | | 1,5 |
| K23 | 1,35 | | 1,5·1 | 1,5·1 | | | 1,5 | | |
| K24 | 1,35 | | 1,5·1 | 1,5·1 | 1,5 | | | | |
| K25 | 1,35 | | 1,5·1 | 1,5·1 | | | | 1,5 | |
| K26 | 1 | | 1,5·1 | 1,5 | 1,5·0,5 | | 1,5·0,6 | | |
| K27 | 1 | | 1,5·1 | 1,5 | 1,5·0,5 | 1,5·0,6 | | | |
| K28 | 1 | | 1,5·1 | 1,5 | 1,5·0,5 | | | 1,5·0,6 | |
| K29 | 1 | | 1,5·1 | 1,5 | 1,5·0,5 | | | | 1,5·0,6 |
| K30 | 1 | | 1,5·1 | 1,5·1 | | | 1,5 | | |
| K31 | 1 | | 1,5·1 | 1,5·1 | | 1,5 | | | |
| K32 | 1 | | 1,5·1 | 1,5·1 | | | | 1,5 | |
| K33 | 1 | | 1,5·1 | 1,5·1 | | | | | 1,5 |
| K34 | 1 | | 1,5·1 | 1,5·1 | 1,5 | | | | |
| K35 | 1,35 | | 1,5·1 | | 1,5 | | | 1,5·0,6 | |
| K36 | 1,35 | | 1,5·1 | | 1,5 | 1,5·0,6 | | | |
| K37 | 1,35 | | 1,5 | 1,5 | | 1,5·0,6 | | | |

...se nadaljuje

...nadaljevanje

| | | | | | | | | |
|-----|------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|
| K38 | 1,35 | | 1,5·1 | 1,5 | 1,5·0,6 | | | |
| K39 | 1,35 | 1,5 | 1,5 | | | | 1,5·0,6 | |
| K40 | 1,35 | | 1,5·1 | 1,5 | | | | 1,5·0,6 |
| K41 | 1,35 | 1,5 | 1,5 | | | 1,5·0,6 | | |
| K42 | 1,35 | | 1,5·1 | 1,5 | | | 1,5·0,6 | |
| K43 | 1,35 | | 1,5·1 | 1,5 | | 1,5·0,6 | | |
| K44 | 1,35 | 1,5 | 1,5 | | | | | 1,5·0,6 |
| K45 | 1,35 | 1,5·1 | | 1,5 | | 1,5·0,6 | | |
| K46 | 1,35 | 1,5·1 | | 1,5 | | | | 1,5·0,6 |
| K47 | 1,35 | 1,5·1 | | 1,5·0,5 | 1,5 | | | |
| K48 | 1,35 | 1,5·1 | | 1,5·0,5 | | | | 1,5 |
| K49 | 1,35 | | 1,5·1 | 1,5·0,5 | 1,5 | | | |
| K50 | 1,35 | 1,5·1 | | 1,5·0,5 | | 1,5 | | |
| K51 | 1,35 | | 1,5·1 | 1,5·0,5 | | | | 1,5 |
| K52 | 1,35 | | 1,5·1 | 1,5·0,5 | | 1,5 | | |
| K53 | 1,35 | | 1,5·1 | 1,5·0,5 | | | 1,5 | |
| K54 | 1,35 | 1,5·1 | | 1,5·0,5 | | | 1,5 | |
| K55 | 1,35 | 1,5 | 1,5 | 1,5·0,5 | | | | |

...se nadaljuje

...nadaljevanje

| | | | | | | | | | |
|-----|---|--|------------|------------|------------|---------|------------|------------|------------|
| K56 | 1 | | 1,5·1 | | 1,5 | 1,5·0,6 | | | |
| K57 | 1 | | | 1,5·1 | 1,5 | | 1,5·0,6 | | |
| K58 | 1 | | 1,5·1 | | 1,5 | | 1,5·0,6 | | |
| K59 | 1 | | 1,5 | 1,5 | | 1,5·0,6 | | | |
| K60 | 1 | | | 1,5·1 | 1,5 | 1,5·0,6 | | | |
| K61 | 1 | | 1,5·1 | | 1,5 | | | | 1,5·0,6 |
| K62 | 1 | | | 1,5·1 | 1,5 | | | 1,5·0,6 | |
| K63 | 1 | | | 1,5·1 | 1,5 | | | | 1,5·0,6 |
| K64 | 1 | | 1,5 | 1,5 | | | | 1,5·0,6 | |
| K65 | 1 | | 1,5 | 1,5 | | | 1,5·0,6 | | |
| K66 | 1 | | 1,5 | 1,5 | | | | | 1,5·0,6 |
| K67 | 1 | | | 1,5·1 | 1,5 | | | 1,5·0,6 | |
| K68 | 1 | | 1,5·1 | | | 1,5·0,5 | | 1,5 | |
| K69 | 1 | | 1,5·1 | | | 1,5·0,5 | 1,5 | | |
| K70 | 1 | | | 1,5·1 | | 1,5·0,5 | | 1,5 | |
| K71 | 1 | | 1,5·1 | | | 1,5·0,5 | | | 1,5 |
| K72 | 1 | | | 1,5·1 | | 1,5·0,5 | | | 1,5 |
| K73 | 1 | | 1,5·1 | | | 1,5·0,5 | | | 1,5 |

...se nadaljuje

...nadaljevanje

| | | | | | | | | | |
|-----|------|--|------------|------------|---------|------------|------------|------------|------------|
| K74 | 1 | | | 1,5·1 | 1,5·0,5 | | | | 1,5 |
| K75 | 1 | | | 1,5·1 | 1,5·0,5 | 1,5 | | | |
| K76 | 1 | | 1,5 | 1,5 | 1,5·0,5 | | | | |
| K77 | 1,35 | | 1,5 | | 1,5·0,5 | 1,5·0,6 | | | |
| K78 | 1,35 | | 1,5 | | 1,5·0,5 | | 1,5·0,6 | | |
| K79 | 1,35 | | | 1,5 | 1,5·0,5 | 1,5·0,6 | | | |
| K80 | 1,35 | | | 1,5 | 1,5·0,5 | | 1,5·0,6 | | |
| K81 | 1,35 | | 1,5 | | 1,5·0,5 | | | 1,5·0,6 | |
| K82 | 1,35 | | | 1,5 | 1,5·0,5 | | | 1,5·0,6 | |
| K83 | 1,35 | | 1,5 | | 1,5·0,5 | | | | 1,5·0,6 |
| K84 | 1,35 | | | 1,5 | 1,5·0,5 | | | | 1,5·0,6 |
| K85 | 1,35 | | 1,5·1 | | | | 1,5 | | |
| K86 | 1,35 | | 1,5·1 | | | | | 1,5 | |
| K87 | 1,35 | | 1,5·1 | | | | | | 1,5 |
| K88 | 1,35 | | | 1,5·1 | | | 1,5 | | |
| K89 | 1,35 | | 1,5·1 | | | 1,5 | | | |
| K90 | 1,35 | | | 1,5·1 | | 1,5 | | | |
| K91 | 1,35 | | | 1,5·1 | | | | | 1,5 |

...se nadaljuje

...nadaljevanje

| | | | | | | | | | |
|------|------|--|------------|------------|------------|------------|------------|------------|---------|
| K92 | 1,35 | | | 1,5·1 | 1,5 | | | | |
| K93 | 1,35 | | 1,5 | 1,5 | | | | | |
| K94 | 1,35 | | 1,5·1 | | 1,5 | | | | |
| K95 | 1,35 | | | 1,5·1 | 1,5 | | | 1,5·0,6 | |
| K96 | 1 | | | 1,5 | 1,5·0,5 | 1,5·0,6 | | | |
| K97 | 1 | | 1,5 | | 1,5·0,5 | 1,5·0,6 | | | |
| K98 | 1 | | 1,5 | | 1,5·0,5 | | 1,5·0,6 | | |
| K99 | 1 | | | 1,5 | 1,5·0,5 | | 1,5·0,6 | | |
| K100 | 1 | | 1,5 | | 1,5·0,5 | | | 1,5·0,6 | |
| K101 | 1 | | | 1,5 | 1,5·0,5 | | | 1,5·0,6 | |
| K102 | 1 | | 1,5 | | 1,5·0,5 | | | | 1,5·0,6 |
| K103 | 1 | | | 1,5 | 1,5·0,5 | | | | 1,5·0,6 |
| K104 | 1 | | 1,5·1 | | | | 1,5 | | |
| K105 | 1 | | | 1,5·1 | | | 1,5 | | |
| K106 | 1 | | 1,5·1 | | | | | 1,5 | |
| K107 | 1 | | 1,5·1 | | | 1,5 | | | |
| K108 | 1 | | | 1,5·1 | | 1,5 | | | |
| K109 | 1 | | | 1,5·1 | | | | 1,5 | |

...se nadaljuje

...nadaljevanje

| | | | | | | | | | |
|------|------|--|------------|------------|------------|---------|---------|------------|------------|
| K110 | 1 | | | 1,5·1 | 1,5 | | | | |
| K111 | 1 | | 1,5·1 | | 1,5 | | | | |
| K112 | 1 | | | 1,5·1 | | | | | 1,5 |
| K113 | 1 | | 1,5·1 | | | | | | 1,5 |
| K114 | 1 | | 1,5 | 1,5 | | | | | |
| K115 | 1,35 | | | | 1,5 | 1,5·0,6 | | | |
| K116 | 1,35 | | 1,5 | | | | 1,5·0,6 | | |
| K117 | 1,35 | | | 1,5 | | 1,5·0,6 | | | |
| K118 | 1,35 | | | 1,5 | | | | 1,5·0,6 | |
| K119 | 1,35 | | 1,5 | | | 1,5·0,6 | | | |
| K120 | 1,35 | | | | 1,5 | | | | 1,5·0,6 |
| K121 | 1,35 | | 1,5 | | | | | 1,5·0,6 | |
| K122 | 1,35 | | | 1,5 | | | 1,5·0,6 | | |
| K123 | 1,35 | | 1,5 | | | | | | 1,5·0,6 |
| K124 | 1,35 | | | | 1,5 | | 1,5·0,6 | | |
| K125 | 1,35 | | | | 1,5 | | | 1,5·0,6 | |
| K126 | 1,35 | | | 1,5 | | | 1,5·0,6 | | 1,5·0,6 |
| K127 | 1,35 | | | | | 1,5·0,5 | | 1,5 | |

...se nadaljuje

...nadaljevanje

| | | | | | | | | | |
|------|------|--|------------|------------|------------|------------|------------|---------|------------|
| K128 | 1,35 | | | | 1,5·0,5 | | 1,5 | | |
| K129 | 1,35 | | | | 1,5·0,5 | 1,5 | | | |
| K130 | 1,35 | | | | 1,5·0,5 | | | | 1,5 |
| K131 | 1,35 | | 1,5 | | 1,5·0,5 | | | | |
| K132 | 1,35 | | | 1,5 | 1,5·0,5 | | | | |
| K133 | 1 | | | | 1,5 | 1,5·0,6 | | | |
| K134 | 1 | | 1,5 | | | | 1,5·0,6 | | |
| K135 | 1 | | 1,5 | | | 1,5·0,6 | | | |
| K136 | 1 | | | | 1,5 | | | | 1,5·0,6 |
| K137 | 1 | | | | 1,5 | | 1,5·0,6 | | |
| K138 | 1 | | | 1,5 | | | | 1,5·0,6 | |
| K139 | 1 | | | 1,5 | | | | | 1,5·0,6 |
| K140 | 1 | | | 1,5 | | | 1,5·0,6 | | |
| K141 | 1 | | | 1,5 | | | | 1,5·0,6 | |
| K142 | 1 | | 1,5 | | | | | | 1,5·0,6 |
| K143 | 1 | | 1,5 | | | | | 1,5·0,6 | |
| K144 | 1 | | | 1,5 | | 1,5·0,6 | | | |
| K145 | 1 | | | | 1,5·0,5 | | 1,5 | | |

...se nadaljuje

...nadaljevanje

| | | | | | | | | | |
|------|------|--|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|
| K146 | 1 | | | | 1,5·0,5 | | | 1,5 | |
| K147 | 1 | | | | 1,5·0,5 | | | | 1,5 |
| K148 | 1 | | 1,5 | | 1,5·0,5 | | | | |
| K149 | 1 | | | 1,5 | 1,5·0,5 | | | | |
| K150 | 1 | | | | 1,5·0,5 | 1,5 | | | |
| K151 | 1,35 | | | | | | 1,5 | | |
| K152 | 1,35 | | | | | 1,5 | | | |
| K153 | 1,35 | | | | | | | 1,5 | |
| K154 | 1,35 | | | | 1,5 | | | | |
| K155 | 1,35 | | | 1,5 | | | | | |
| K156 | 1,35 | | | | | | | | 1,5 |
| K157 | 1,35 | | 1,5 | | | | | | |
| K158 | 1 | | | | | 1,5 | | | |
| K159 | 1 | | | | | | | | 1,5 |
| K160 | 1 | | | | | | 1,5 | | |
| K161 | 1 | | | | | | | 1,5 | |
| K162 | 1 | | | | 1,5 | | | | |
| K163 | 1 | | 1,5 | | | | | | |
| K164 | 1 | | | 1,5 | | | | | |

4.1.2 Kombinacije vplivov za potresna projektna stanja

V skladu s slovenskim standardom SIST EN 1990: 2004 se kombinacija vplivov za potresna projektna stanja izrazi kot:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.3)$$

Pomen oznak v enačbi (4.3) je enak kot v enačbi (4.2), dodatno pa A_{Ed} predstavlja projektno vrednost vpliva potresa, $\psi_{2,i}$ pa je faktor za navidezno stalno vrednost i -tega spremenljivega vpliva ($i \geq 1$).

V preglednici 35 prikazujemo vplive za potresna projektna stanja ter pripadajoče vrednosti faktorja ψ_2 .

Preglednica 35: Vplivi v potresnih projektih stanjih

| oz. vpliva | vrsta vpliva | opis | ψ_2 |
|------------|------------------------|--|----------|
| I | stalni (G_k) | lastna teža+stalna obtežba | 0,8 |
| II | spremenljivi (Q_k) | koristna obtežba povsod | 0,8 |
| III | spremenljivi (Q_k) | koristna obt., razporeditev v obliki šahovnice 1 | 0,8 |
| IV | spremenljivi (Q_k) | koristna obt., razporeditev v obliki šahovnice 2 | 0 |
| V | spremenljivi (Q_k) | obtežba snega | 0 |
| VI | spremenljivi (Q_k) | vpliv vetra v $-X$ smeri | 0 |
| VII | spremenljivi (Q_k) | vpliv vetra v Y smeri | 0 |
| VIII | spremenljivi (Q_k) | vpliv vetra v X smeri | 0 |
| IX | spremenljivi (Q_k) | vpliv vetra v $-Y$ smeri | 0 |

...se nadaljuje

4.2 Določitev krovnega sloja betona

Nazivni krovni sloj betona je določen kot najmanjši krovni sloj c_{nom} , povečan za dovoljeno projektno odstopanje (priporočena vrednost je 10 mm). Formalno to zapišemo:

$$c_{\text{nom}} = c_{\text{min}} + \Delta c_{\text{dev}} = c_{\text{min}} + 10 \text{ mm} \quad (4.6)$$

Za najmanjši krovni sloj c_{min} moramo upoštevati večjo izmed vrednosti, in sicer:

$$c_{\text{min}} = \max \left\{ c_{\text{min,b}}; c_{\text{min,dur}} + \Delta c_{\text{dur,\gamma}} - \Delta c_{\text{dur,st}} - \Delta c_{\text{dur,add}}; 10 \text{ mm} \right\}. \quad (4.7)$$

Pri tem je $c_{\text{min,b}}$ najmanjša debelina krovnega sloja glede na zahteve prijemnosti in je za posamično razvrstitev palic kar enaka premeru palice, $c_{\text{min,dur}}$ je najmanjša debelina krovnega sloja glede na pogoje okolja. Obravnavano konstrukcijo uvrstimo v razred izpostavljenosti X3 – zmerno vlažno okolje (betoni znotraj stavbe z zmerno ali visoko vlažnostjo zraka, oziroma zunanji beton, zaščiten pred dežjem). Priporočen razred konstrukcije za projektno življensko dobo 50 let pa je S4. S pomočjo preglednice 4.4N v SIST EN 1992-1-1:2004 odčitamo $c_{\text{min,dur}} = 25$ mm. $\Delta c_{\text{dur,\gamma}}$ v enačbi (4.7) je dodatni varnostni sloj (priporočena vrednost je 0 mm), $\Delta c_{\text{dur,st}}$ predstavlja zmanjšanje najmanjše debeline krovne plasti pri uporabi nerjavečega jekla (priporočena vrednost brez podrobnih pojasnil je 0 mm), $\Delta c_{\text{dur,add}}$ pa predstavlja zmanjšanje debeline krovne plasti pri uporabi dodatne zaščite. Priporočena vrednost je $\Delta c_{\text{dur,add}} = 0$ mm.

Ob predpostavki, da je premer največje armaturne palice $\phi 22$, znaša nazivni krovni sloj betona (glej enačbi (4.6) in (4.7)):

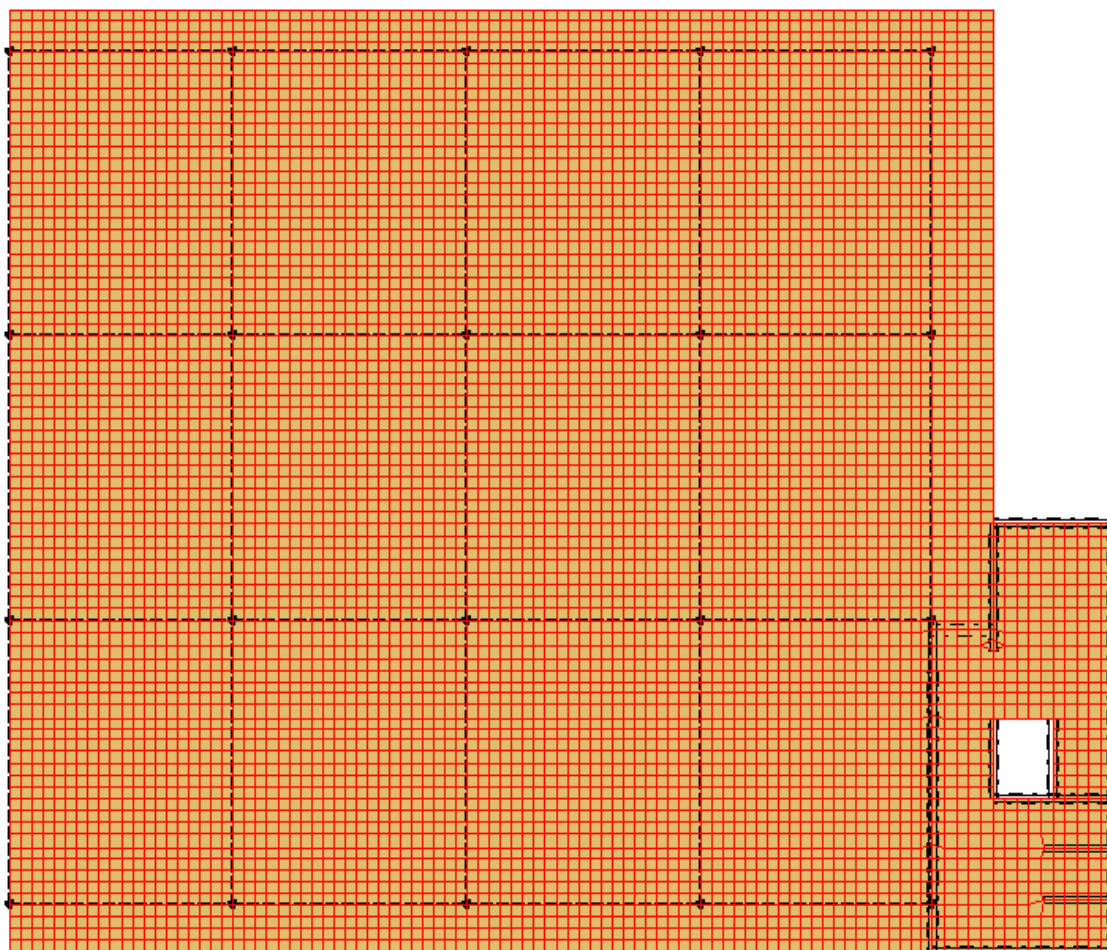
$$c_{\text{min}} = \max \left\{ 22; 25 + 0 - 0 - 0; 10 \right\} + 10 = 25 + 10 = 35 \text{ mm}. \quad (4.7)$$

4.3 Stropna konstrukcija POS 100

4.3.1 Obremenitve

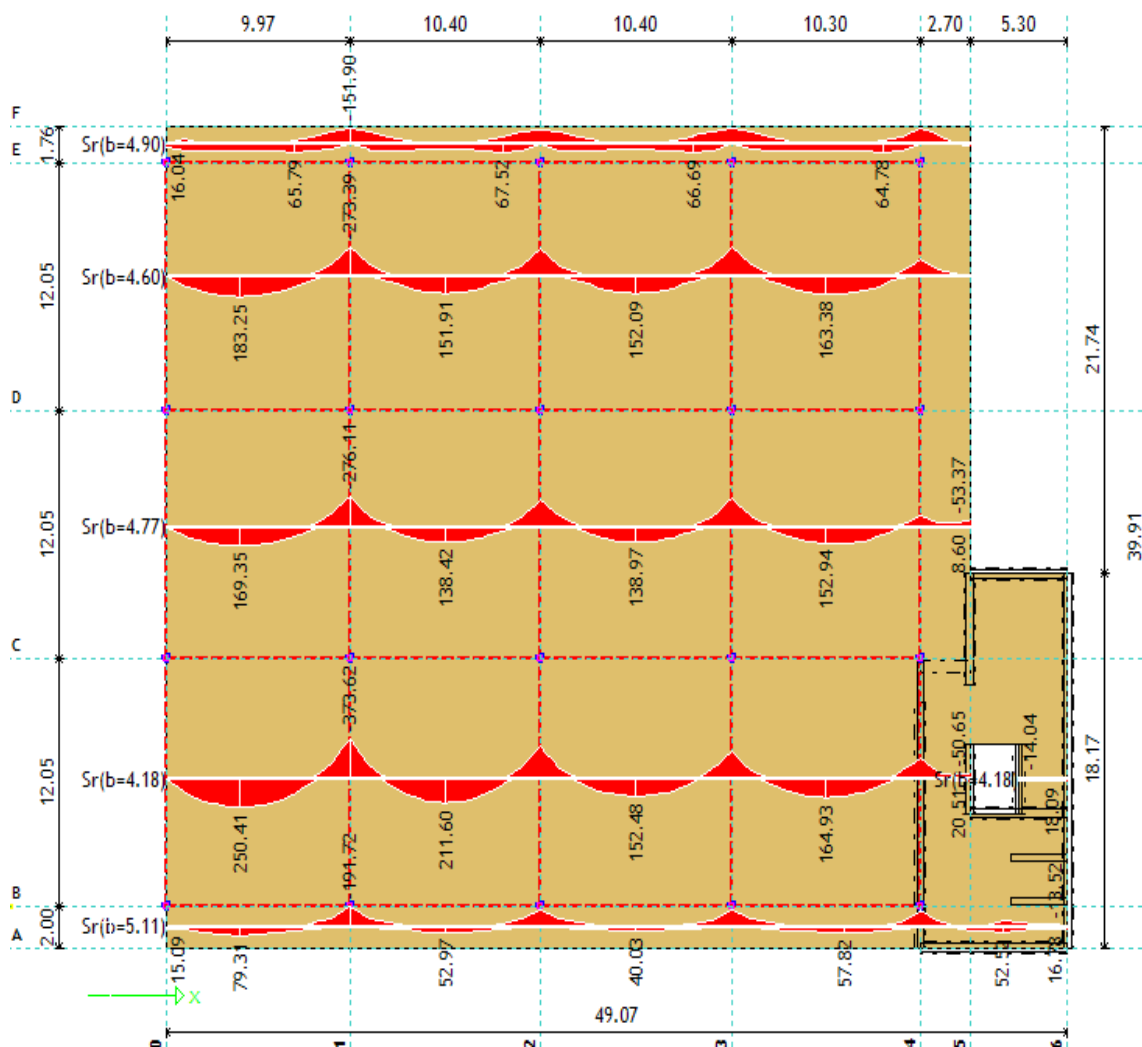
Nosilno konstrukcijo POS 100 predstavlja AB masivna plošča, nosilna v dveh smereh. Debelina plošče je 40 cm.

Obremenitve plošče smo izračunali s programom »TOWER 6.0«. Ploščo smo modelirali s štirivozliščnimi končnimi elementi. Mrežo končnih elementov prikazujemo na sliki 27.

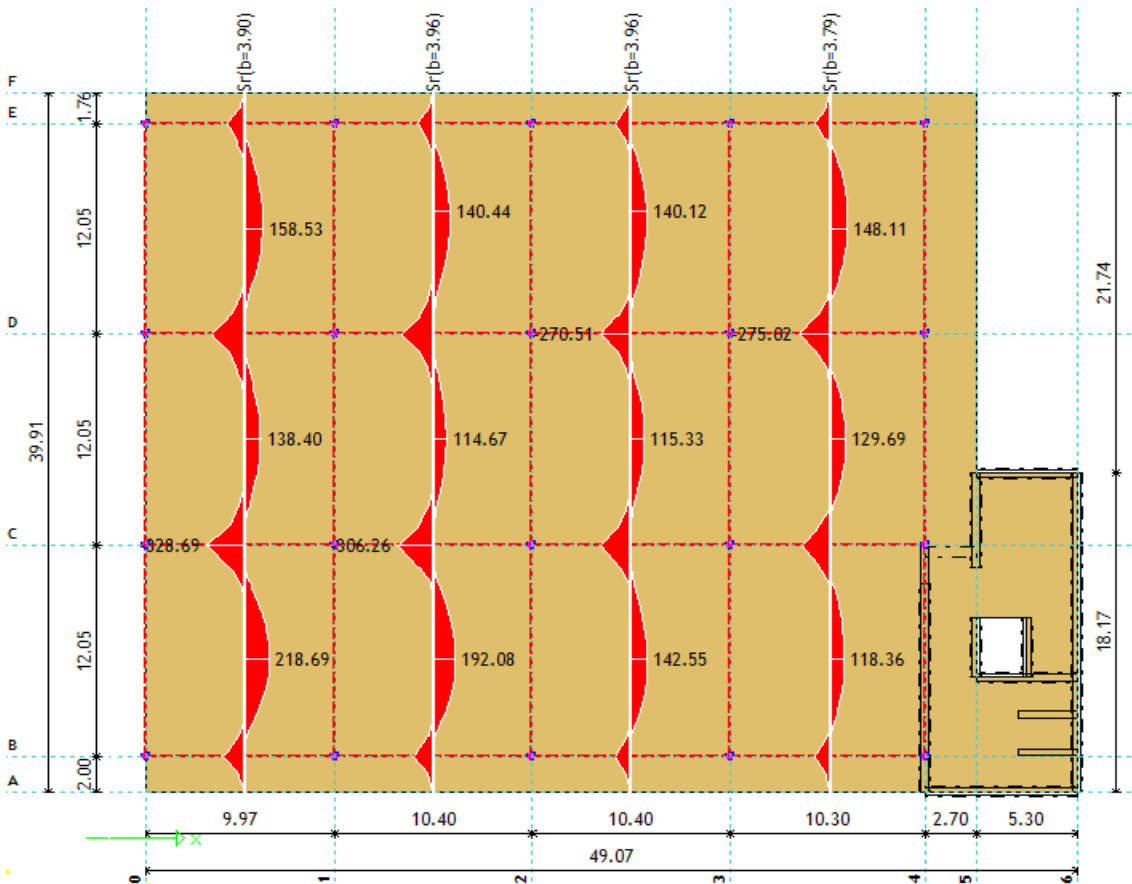


Slika 27: Mreža končnih elementov za POS 100

Na slikah 28 in 29 prikazujemo izračunane ovojnice upogibnih momentov v plošči za dve pravokotni smeri za stalna projektna. Največja momenta v polju plošče sta $M_{d,xx,max} = 264,94$ kNm/m in $M_{d,yy,max} = 235,87$ kNm/m, najmanjša momenta ob podporah pa $M_{d,xx,min} = -385,52$ kNm/m in $M_{d,yy,min} = -347,08$ kNm/m.



Slika 28: Ovojnica upogibnih momentov $M_{d,xx}$ (kNm/m) v POS 100

Slika 29: Ovojnica upogibnih momentov $M_{d,yy}$ (kNm/m) v POS 100

4.3.2 Dimenzioniranje armature

V skladu z določili iz SIST EN 1992-1-1:2004 prerez vzdolžne armature na sme biti manjši kot $A_{s,min}$:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \geq 0,013 \cdot b_t \cdot d. \quad (4.8)$$

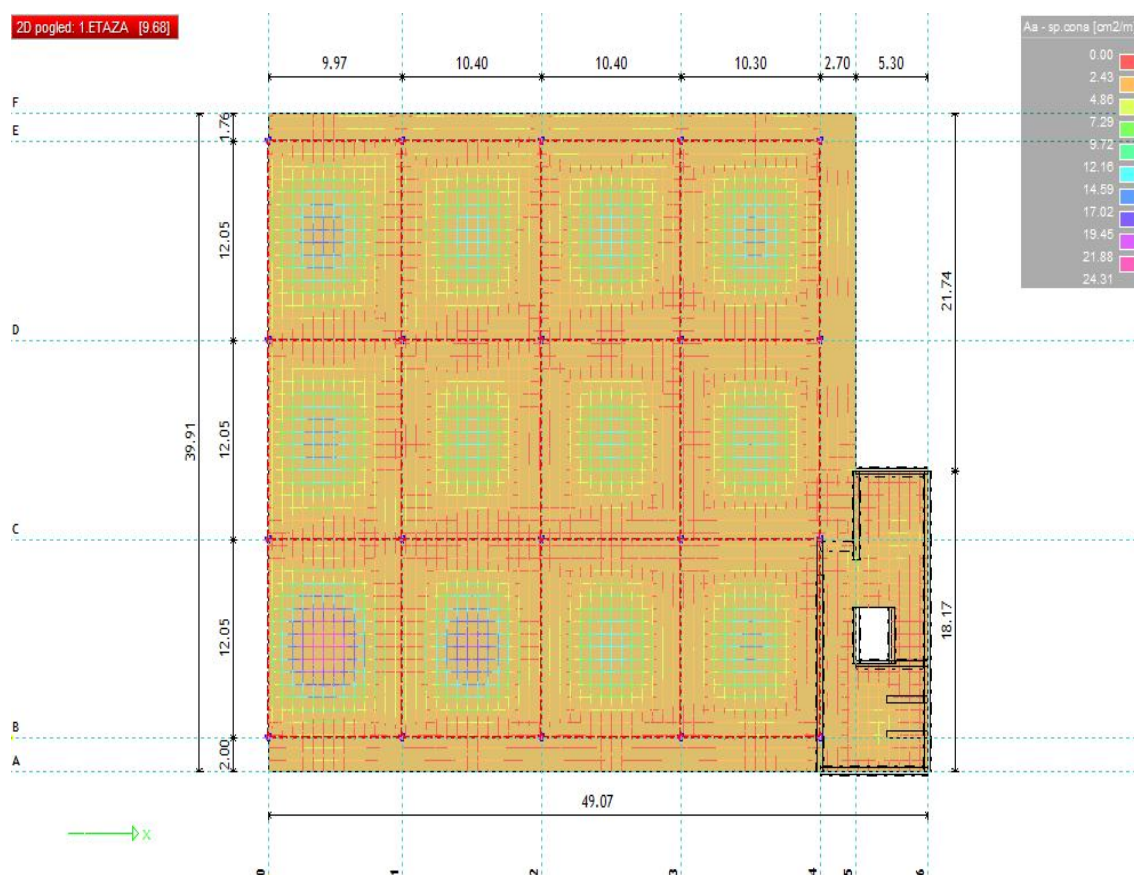
Pri tem je b_t srednja širina natezne cone prereza, d je statična višina prečnega prereza, f_{ctm} pa je povprečna natezna trdnost betona in je za beton trdnostnega razreda C30/37 0,29kN/cm² Torej:

$$A_{s,\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{0,29}{40} \cdot 100 \cdot 34 = 6,4 \\ 0,0013 \cdot 100 \cdot 34 = 4,4 \end{array} \right\} \Rightarrow A_{s,\min} = 6,4 \text{ cm}^2/\text{m}. \quad (4.8)$$

Prečni prerez natezne oziroma tlačne armature izven območja prekrivanja ne sme biti večji od $A_{s,\max}$:

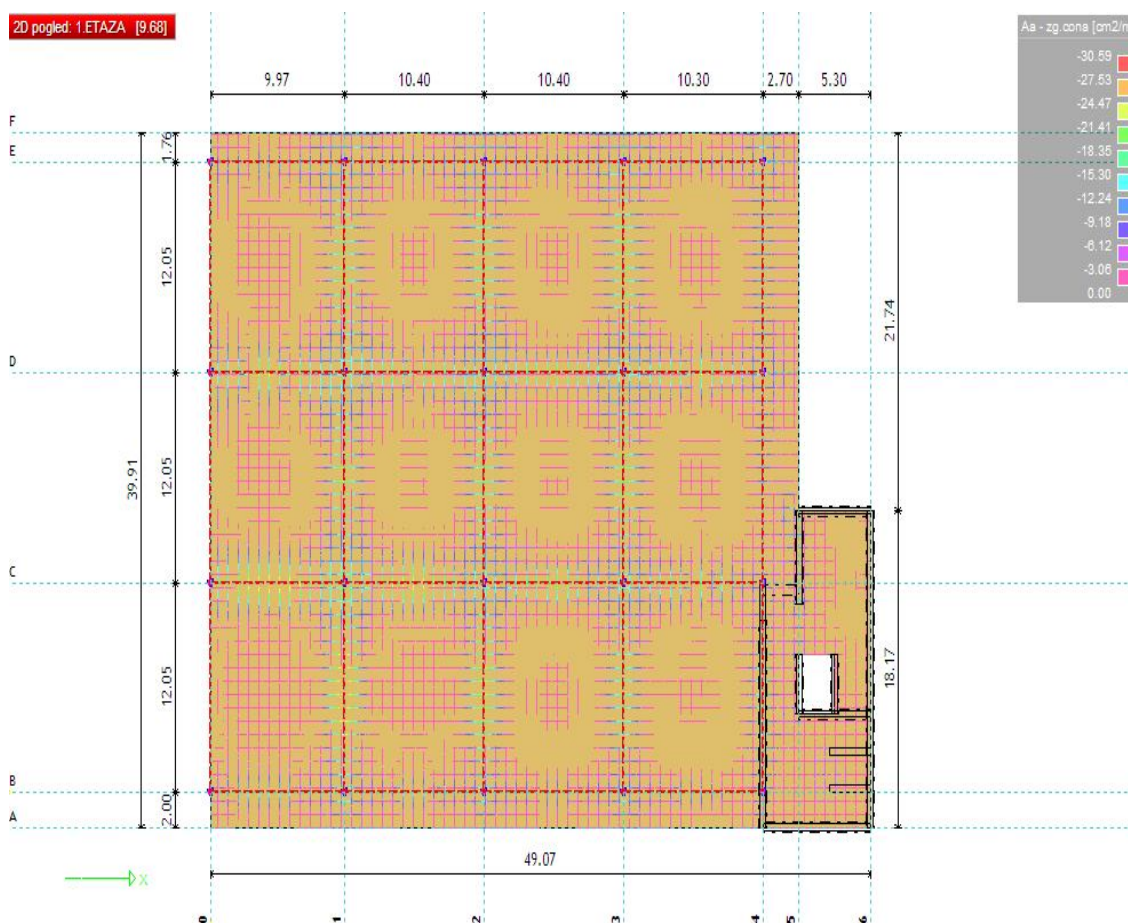
$$A_{s,\max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 100 \cdot 40 = 160 \text{ cm}^2/\text{m}. \quad (4.9)$$

Na sliki 30 prikazujemo potrebno količino spodnje armature v dveh pravokotnih smereh za ploščo POS 100. Armaturo dimenzioniramo s pomočjo programa »TOWER 6.0«. Največja potrebna količina armature je $A_{s,sp} = 24,30 \text{ cm}^2/\text{m}$ in je manjša od $A_{s,\max}$.



Slika 30: Potrebna količina spodnje armature za POS 100

Na sliki 31 prikazujemo potrebno količino zgornje armature v dveh pravokotnih smereh za ploščo POS 100. Največja potrebna količina armature je $A_{s,zg} = 30,58 \text{ cm}^2/\text{m}$.

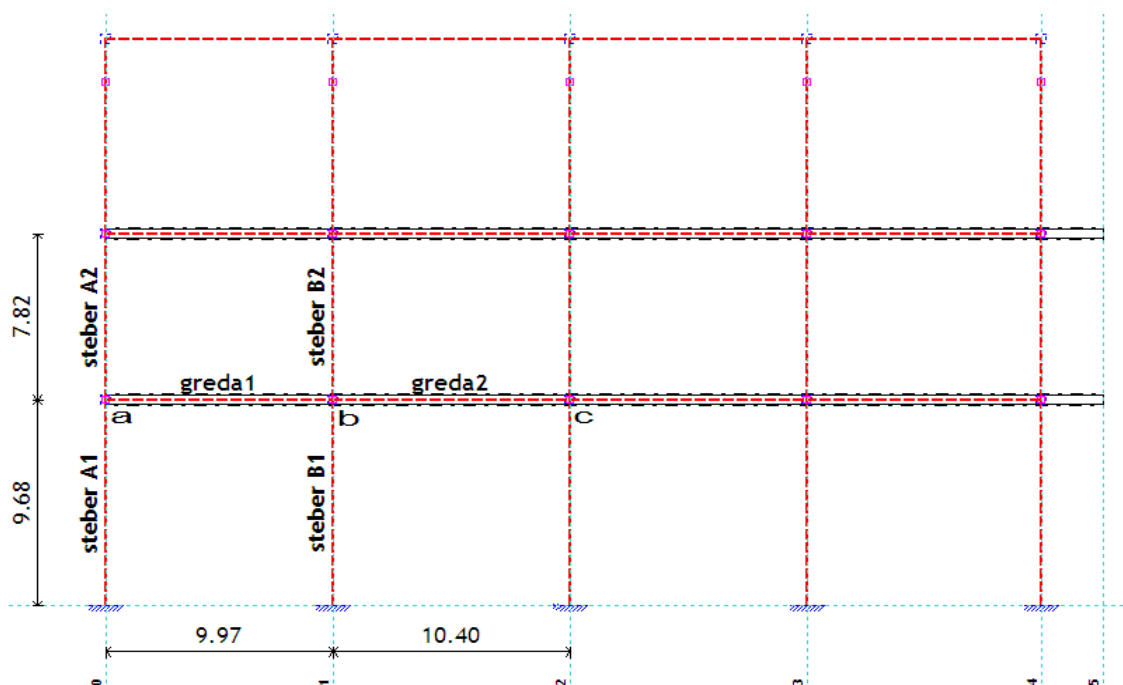


Slika 31: Potrebna količina zgornje armature za POS 100

Armaturni načrt za POS 100 ter pripadajoči izvleček armature podajamo v prilogi A.

4.4 AB okvir v osi A

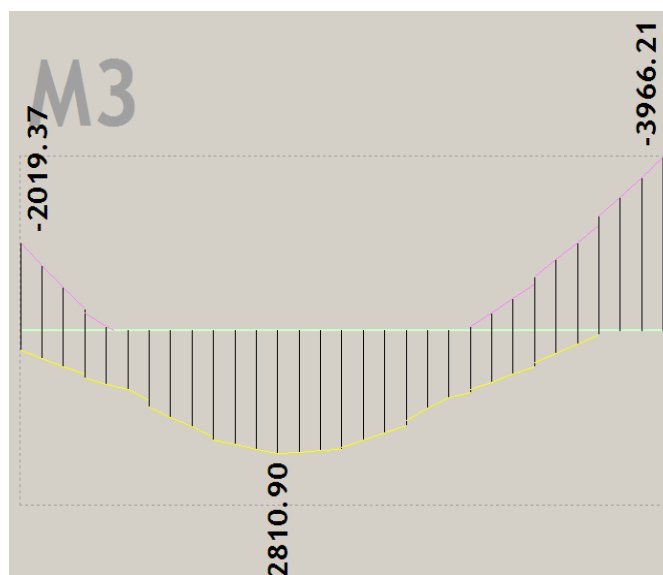
V okviru diplomske naloge prikažemo postopek projektiranja dela okvirja v osi D v skladu z določili standarda SIST EN 1992-1-1: 2004 in SIST EN 1998-1: 2004. Projektiramo armaturo stebrov A1 in A2, B1 in B2 ter gred 1 in 2 (glej oznake na sliki 32).



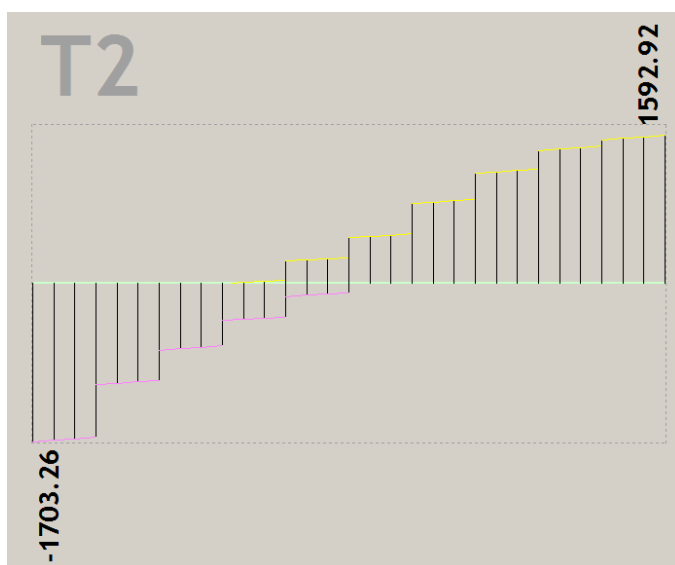
Slika 32: AB okvir v osi D

4.4.1 Obremenitve AB grede 1

AB greda 1 je pravokotnega prečnega prereza, širine 100 cm in višine 140 cm. Ovojnici upogibnih momentov ter strižnih sil vzdolž grede prikazujemo na sliki 33 oziroma 34.



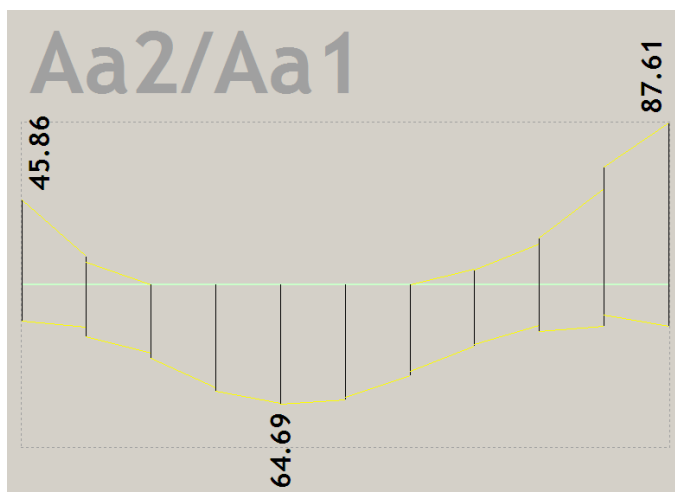
Slika 33: Ovojnica upogibnih momentov v gredi 1 (kNm)



Slika 34: Ovojnica prečnih sil v gredi 1 (kN)

4.4.2 Upogibna nosilnost AB grede 1 na upogib ter konstruiranje grede za zagotovitev lokalne duktilnosti

Na sliki 35 prikazujemo potrebno količino vzdolžne armature v gredi 1, ki jo izračunamo s programom »TOWER 6.0«.

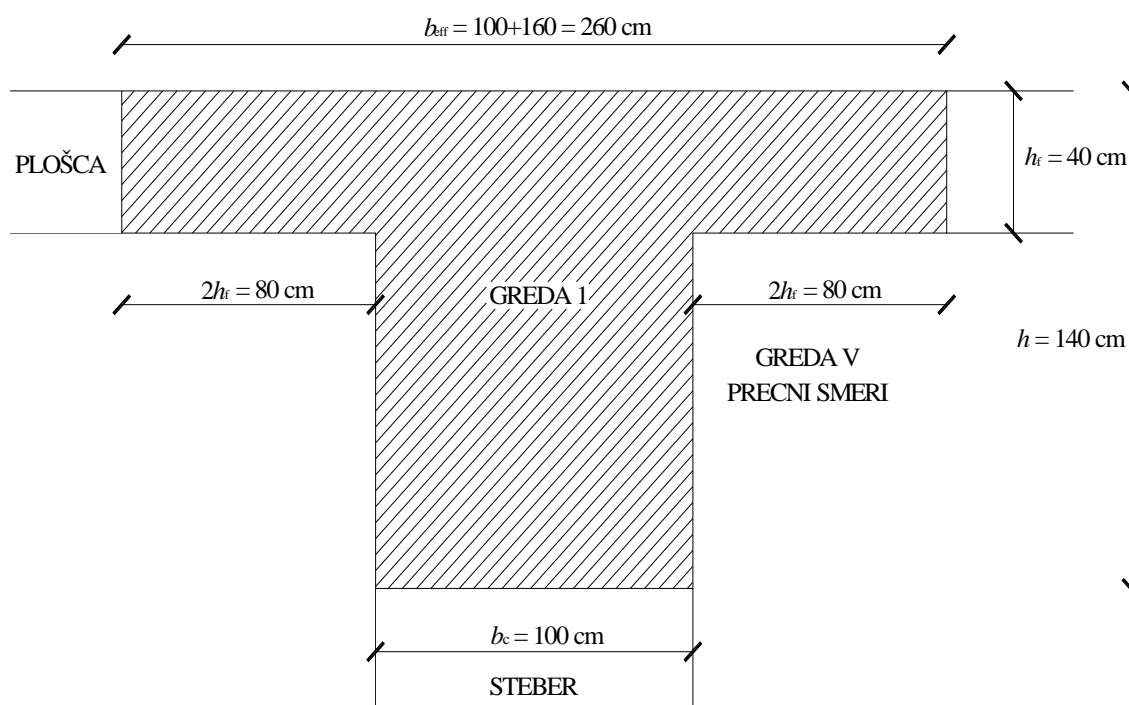
Slika 35: Potrebna količina vzdolžne armature v gredi 1 (v kN/cm²)

V skladu z določili iz SIST EN 1992-1-1: 2004 prevez vzdolžne natezne armature v gredi ne sme biti manjši kot $A_{s,min}$:

$$A_{s,\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{0,29}{40} \cdot 100 \cdot 134 = 25,3 \\ 0,0013 \cdot 100 \cdot 134 = 17,4 \end{array} \right\} \Rightarrow A_{s,\min} = 25,3 \text{ cm}^2/\text{m}. \quad (4.8)$$

- **krajišče »a«**

Skladno z določili iz SIST EN 1998-1: 2004 zgornjo armaturo v prečnem prerezu grede v glavnem razporedimo v območju širine stojine. Del te armature pa lahko postavimo tudi zunaj širine stojine, vendar pa znotraj sodelujoče širine pasnice b_{eff} . Za primarne potresne grede ob zunanjih stebrih upoštevamo, da je sodelujoča širina enaka širini stebra b_c , povečana za $2h_f$ na vsaki strani, če je v prečni smeri greda. Z h_f označimo debelino pasnice. Prečni prerez grede ob krajišču »a« prikazujemo na sliki 36.



Slika 36: Sodelujoča širina pasnice grede 1 ob krajišču »a«

Največje upogibne obremenitve grede 1 povzročajo kombinacije vplivov za potresna projektna stanja (glej sliki 33 in 35). Pri tem potrebujemo naslednjo količino vzdolžne armature :

$$M_{d,\min}^a = -2019,37 \text{ kNm} \left\{ \begin{array}{l} A_s^{zg} = 45,86 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{izberemo } A_{s,\text{dej}}^{zg} = 50,82 \text{ cm}^2, \\ M_{d,\max}^a = +433,91 \text{ kNm} \left\{ \begin{array}{l} A_s^{sp} = 3,62 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{izberemo } A_{s,\text{dej}}^{sp} = 26,61 \text{ cm}^2. \end{array} \right. \end{array} \right. \quad (4.10)$$

V skladu z določili SIST EN 1998-1: 2004 območje grede na razdalji do $l_{cr} = h = 140 \text{ cm}$ od vozlišča grede s stebri obravnavamo kot kritično območje, saj se le-to lahko pri potresnem projektnejem stanju plastificira.

Da zadostimo zahtevam za lokalno duktilnost v kritičnih območjih moramo izpolniti naslednja pogoja:

- i) ker celotno upogibno obremenitev prereza prevzamemo z enojno armaturo, mora biti v tlačni coni prečnega prereza položena vzdolžna armatura s prečnim prerezom vsaj polovice prereza dejanske natezne armature:

$$A_{s,\text{dej}}^{sp} \geq \frac{A_{s,\text{dej}}^{zg}}{2} \Rightarrow 26,61 \text{ cm}^2 \geq \frac{50,82}{2} = 25,41 \text{ cm}^2, \quad (4.11)$$

- ii) delež vzdolžne armature v natezni coni ρ ne sme biti manjši od minimalne vrednosti ρ_{\min} in ne sme presegati vrednosti ρ_{\max} :

$$\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max} \Rightarrow 0,36\% \leq 0,38\% \leq 2,90\%, \quad (4.12)$$

$$\rho_{\min} = 0,5 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) = 0,5 \cdot \frac{0,29}{40} = 0,36\%, \quad (4.13)$$

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\phi} \cdot \epsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yk}} = 0,199\% + \frac{0,0018 \cdot 2}{2,2 \cdot 0,00174 \cdot 34,78} = 2,90\%, \quad (4.14)$$

$$\rho' = \frac{A_{s,\text{dej}}^{sp}}{b \cdot d} = \frac{26,61}{100 \cdot 134} = 0,199\%, \quad (4.15)$$

$$\rho = \frac{A_{s,\text{dej}}^{zg}}{b \cdot d} = \frac{50,82}{100 \cdot 134} = 0,38\%, \quad (4.16)$$

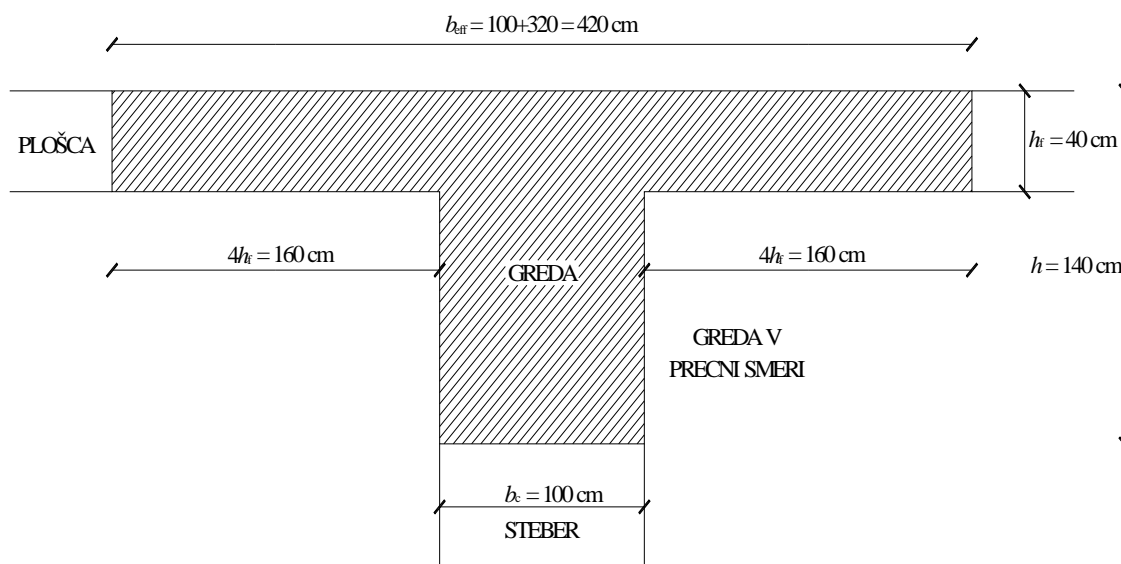
$$\mu_{\varphi} = 2 \cdot q_o - 1 = 2 \cdot 1,6 - 1 = 2,2 \Rightarrow T_1 \geq T_c, \quad (4.17)$$

$$\varepsilon_{\text{syd}} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s \cdot E_s} = \frac{40}{1,15 \cdot 20000} = 0,00174. \quad (4.18)$$

Na podlagi izračunov v enačbah (4.11)-(4.18) lahko zaključimo, da izbrana armatura ustreza pogoju o potrebni in minimalni armaturi ter da sta izpolnjeni tudi obe zahtevi za lokalno duktilnost v kritičnem območju.

- **krajišče »b«**

Skladno z določili iz SIST EN 1998-1: 2004 določimo sodelujočo širino pasnice b_{eff} za gredo ob notranjih stebrih. Prečni prerez ob krajišču »b« prikazujemo na sliki 37.



Slika 37: Sodelujoča širina pasnice grede 1 ob krajišču »b«

Največje obremenitve grede v krajišču »b« povzročata kombinacija vplivov za potresna projektna stanja (glej sliki 33 in 35), pri tem pa potrebujemo naslednjo vzdolžno armaturo:

$$M_{d,\min}^b = -3966,21 \text{ kNm} \left\{ \begin{array}{l} A_s^{zg} = 87,61 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{izberemo } A_{s,\text{dej}}^{zg} = 94,88 \text{ cm}^2, \\ M_{d,\max}^b = 0 \text{ kNm} \left\{ \begin{array}{l} A_s^{\text{sp}} = 0 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{izberemo } A_{s,\text{dej}}^{\text{sp}} = 49,42 \text{ cm}^2. \end{array} \right. \end{array} \right. \quad (4.10)$$

Tako kot za krajišče »a« preverimo zahteve za lokalno duktilnost v kritičnih območjih (izraza 4.10 in 4.11) tudi za krajišče »b«:

$$\text{i) } A_{s,\text{dej}}^{\text{sp}} \geq \frac{A_{s,\text{dej}}^{zg}}{2} \Rightarrow 49,42 \text{ cm}^2 \geq \frac{94,88}{2} = 47,44 \text{ cm}^2 \quad (4.11)$$

$$\text{ii) } \rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max} \Rightarrow 0,36\% \leq 0,71\% \leq 3,07\% , \quad (4.12)$$

$$\rho_{\min} = 0,5 \cdot \left(\frac{f_{\text{ctm}}}{f_{\text{yk}}} \right) = 0,5 \cdot \frac{0,29}{40} = 0,36\% , \quad (4.13)$$

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\phi} \cdot \varepsilon_{\text{sy,d}}} \cdot \frac{f_{\text{cd}}}{f_{\text{yk}}} = 0,36\% + \frac{0,0018 \cdot 2}{2,2 \cdot 0,00174 \cdot 34,78} = 3,07\% , \quad (4.14)$$

$$\rho' = \frac{A_{s,\text{dej}}^{\text{sp}}}{b \cdot d} = \frac{49,42}{100 \cdot 134} = 0,36\% , \quad (4.15)$$

$$\rho = \frac{A_{s,\text{dej}}^{\text{sp}}}{b \cdot d} = \frac{50,82}{100 \cdot 134} = 0,38\% . \quad (4.16)$$

Na podlagi predstavljenih računov (4.11)-(4.18) lahko zaključimo, da izbrana vzdolžna armatura ustreza pogoju o potrebni in minimalni armaturi ter da sta izpolnjeni tudi obe zahtevi za lokalno duktilnost v kritičnih območjih.

4.4.3 Dimenzioniranje grede 1 na prečno silo

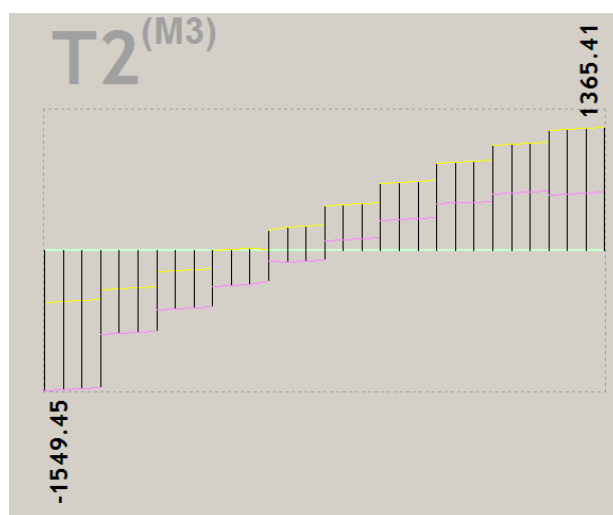
Skladno z določili iz standarda SIST EN 1998-1: 2004 moramo prečne sile v gredi določiti po pravilih načrtovanja nosilnosti:

Ovojnico prečnih sil smo prikazali na sliki 34. Ekstremni računski vrednosti sta:

$$V_{d,\min}^a = -1703,26 \text{ kN in}$$

$$V_{d,\max}^b = +1592,92 \text{ kN.}$$

V nadaljevanju na sliki 38 prikazujemo ovojnico prečnih sil le pri kombinaciji vplivov za potresna projektna stanja (preglednica 36).



Slika 38: Ovojnica prečnih sil pri kombinaciji vplivov za potresna projektna stanja

Mejne vozliščne vrednosti prečnih sil so:

$$V_{Ed,\min}^a = -1549,45 \text{ kN,}$$

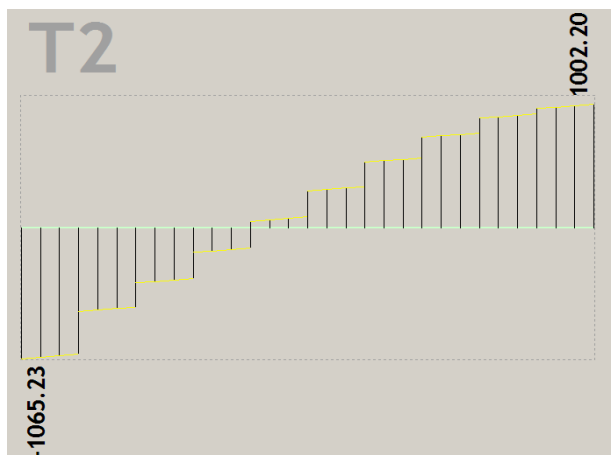
$$V_{Ed,\min}^b = +638,96 \text{ kN,}$$

$$V_{Ed,\max}^a = -581,01 \text{ kN,}$$

$$V_{Ed,\max}^b = +1365,41 \text{ kN.}$$

Dodatno na sliki 39 prikazujemo vrednosti prečnih sil samo zaradi stalne in spremenljive obtežbe pri kombinaciji vplivov za potresna projektna stanja

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}.$$



Slika 39: Prečne sile zaradi stalne in spremenljive obtežbe pri komb. vplivov za potresna projektna stanja

V i -tem krajišču grede moramo izračunati dve vrednosti prečne sile, maksimalno $V_{Ed,max}^i$ in minimalno $V_{Ed,min}^i$, ki ustrežata maksimalnim pozitivnim in maksimalnim negativnim momentom, ki se lahko pojavijo v krajiščih grede »a« oziroma »b«. Za i -to krajišče zapišemo:

$$V_{Ed,max}^i = \frac{|M_{d,min}^i| + |M_{d,max}^j|}{l_{cl}} + V_{G+\psi_2 \cdot Q}^i, \quad (4.19)$$

$$V_{Ed,min}^i = -\frac{|M_{d,max}^i| + |M_{d,min}^j|}{l_{cl}} + V_{G+\psi_2 \cdot Q}^i, \quad (4.20)$$

kjer je j nasprotno krajišče grede, l_{cl} pa je svetla dolžina grede.

Moment v i -tem krajišču grede izračunamo s pomočjo enačbe (4.21). Pri tem upoštevamo določila iz SIST EN 1998-1: 2004:

$$M_d^i = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb}^i \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}\right) = 1,0 \cdot M_{Rb}^i \cdot \min\left(1, \frac{1,3 \cdot \sum M_{Rb}}{M_{Rb}}\right) = M_{Rb}^i, \quad (4.21)$$

kjer je M_{Rb}^i projektna vrednost upogibne nosilnosti grede v krajišču i v smeri upogibnega momenta zaradi potresa pri upoštevanju smeri potresnega vpliva.

Vrednosti momentov M_d^i so za krajišči »a« in »b« naslednje:

$$M_{d,max}^a = M_{Rb,max}^a = \frac{A_{s,dej}^{sp} \cdot d \cdot f_{yd}}{k_s} = \frac{26,61 \cdot 134 \cdot 34,78}{1,033} = 1200,55 \text{ kNm}, \quad (4.21)$$

$$M_{d,min}^a = M_{Rb,min}^a = \frac{-A_{s,dej}^{zg} \cdot d \cdot f_{yd}}{k_s} = \frac{-50,82 \cdot 134 \cdot 34,78}{1,049} = -2257,84 \text{ kNm}, \quad (4.21)$$

$$M_{d,max}^b = M_{Rb,max}^b = \frac{A_{s,dej}^{sp} \cdot d \cdot f_{yd}}{k_s} = \frac{49,42 \cdot 134 \cdot 34,78}{1,033} = 2229,65 \text{ kNm in} \quad (4.21)$$

$$M_{d,min}^b = M_{Rb,min}^b = \frac{-A_{s,dej}^{zg} \cdot d \cdot f_{yd}}{k_s} = \frac{-94,88 \cdot 134 \cdot 34,78}{1,076} = -4109,57 \text{ kNm}. \quad (4.21)$$

Sedaj pa lahko izračunamo še maksimalne in minimalne prečne sile po pravilih načrtovanja nosilnosti, in sicer za vsako krajišče posebej:

- krajišče »a«

$$V_{Ed,max}^a = \frac{|M_{d,min}^a| + |M_{d,max}^b|}{l_{cl}} + V_{G+\psi_2 \cdot Q}^a = \frac{|-2257,84| + |2229,65|}{9,97} + (-1065,23) =$$

$$= -615,13 \text{ kN}, \quad (4.19)$$

$$V_{Ed,min}^a = -\frac{|M_{d,max}^a| + |M_{d,min}^b|}{l_{cl}} + V_{G+\psi_2 \cdot Q}^a = -\frac{|1200,35| + |-4109,57|}{9,97} + (-1065,23) =$$

$$= -1597,82 \text{ kN}. \quad (4.20)$$

Če izračunani prečni sili primerjamo z vrednostmi prečnih sil pri kombinacijah vplivov za potresna projektna stanja (slika 38) oziroma z vrednostmi prečnih sil v ovojnici vseh projektnih stanj (slika 34) ugotovimo, da največjo prečno silo (v absolutnem smislu) v krajišču »a« dobimo iz ovojnice vseh projektnih stanj. Rezultate analize zberemo v preglednici 37.

Preglednica 37: Projektne vrednosti prečnih sil v gredi 1- krajišče »a«

| <i>Projektne vrednosti prečnih sil</i> | <i>Greda 1-krajišče »a«</i> |
|---|--|
| Ovojnica prečnih sil za vsa projektna stanja | $V_{Ed}^a = -1703,26 \text{ kN}$ |
| Kombinacije vplivov za potresna projektna stanja | $V_{Ed,max}^a = -581,01 \text{ kN}$ $V_{Ed,min}^a = -1549,45,82 \text{ kN}$ |
| Načrtovanje nosilnosti | $V_{Ed,max}^a = -615,13 \text{ kN}$ $V_{Ed,min}^a = -1597,82 \text{ kN}$ |

- krajišče »b«

$$V_{Ed,max}^b = \frac{|M_{d,min}^a| + |M_{d,max}^b|}{l_{cl}} + V_{G+\psi_2 \cdot Q}^b = \frac{|-2257,84| + |2229,65|}{9,97} + 1002,20 =$$

$$= 1452,30 \text{ kN}, \quad (4.19)$$

$$V_{Ed,min}^b = -\frac{|M_{d,max}^a| + |M_{d,min}^b|}{l_{cl}} + V_{G+\psi_2 \cdot Q}^b = -\frac{|1200,35| + |-4109,57|}{9,97} + 1002,20 =$$

$$= 469,61 \text{ kN}. \quad (4.20)$$

Ko izračunani prečni sili primerjamo z vrednostmi prečnih sil pri kombinacijah vplivov za potresna projektna stanja (slika 38), oziroma z vrednostmi prečnih sil v ovojnici vseh projektnejh stanj (slika 34) ugotovimo, da največjo prečno silo (v absolutnem smislu) v

krajišču »b« dobimo iz ovojnice vseh projektnih stanj. Rezultate analize predstavimo v preglednici 38.

Preglednica 38: Prečne sile v gredi 1-krajišče b

| <i>Projektne vrednosti prečnih sil</i> | <i>Greda 1-krajišče b</i> |
|---|---|
| Ovojnica prečnih sil za vsa projektna stanja | $V_{Ed}^b = 1592,92 \text{ kN}$ |
| Kombinacije vplivov za potresna projektna stanja | $V_{Ed,max}^b = 1365,41 \text{ kN}$ $V_{Ed,min}^b = 638,96 \text{ kN}$ |
| Načrtovanje nosilnosti | $V_{Ed,max}^b = 1452,30 \text{ kN}$ $V_{Ed,min}^b = 469,61 \text{ kN}$ |

V nadaljevanju skladno z določili standarda SIST EN 1992-1-1: 2004 preverimo še strižno odpornost grede 1 v krajišču »a« oziroma »b«. Projektno strižno odpornost grede brez strižne armature izračunamo z izrazom :

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \left[c_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \right. \\ \left. \left[v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \right\}, \quad (4.22)$$

Pri tem so vrednosti spremenljivk v izrazu (4.23) za krajišče grede »a« naslednje:

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa},$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d(\text{mm})}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{1340}} = 1,39 \leq 2,00, \quad (4.23)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl,dej}^{zg}}{b_w \cdot d} = \frac{50,82}{100 \cdot 134} = 0,00379 \leq 0,02, \quad (4.16)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = 0 \text{ in} \quad (4.24)$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{2}{3}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,24. \quad (4.25)$$

Torej:

$$V_{Rd,c}^a = \max \left\{ \begin{array}{l} 502,6 \text{ kN} \\ 321,6 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow V_{Rd,c}^a = 502,6 \text{ kN} \leq |V_{Ed}^a| = 1703,26 \text{ kN}. \quad (4.22)$$

V krajišču grede »b« pa so vrednosti parametrov naslednje:

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa},$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d(\text{mm})}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{1340}} = 1,39 \leq 2,00, \quad (4.23)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl,dej}^{zg}}{b_w \cdot d} = \frac{94,88}{100 \cdot 134} = 0,00708 \leq 0,02, \quad (4.16)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = 0 \text{ in} \quad (4.24)$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{2}{3}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,24. \quad (4.25)$$

Torej:

$$V_{Rd,c}^b = \max \left\{ \begin{array}{l} 618,99 \text{ kN} \\ 321,6 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow V_{Rd,c}^b = 618,99 \text{ kN} \leq |V_{Ed}^b| = 1592,92 \text{ kN}. \quad (4.22)$$

Izkaže se, da je projektna strižna odpornost grede $V_{Rd,c}$ tako v krajišču »a« kot »b« manjša od projektnih vrednosti prečnih sil V_{Ed} , ki jih povzroča zunanja obtežba. To pomeni, da moramo v območjih grede, kjer velja $V_{Ed} \geq V_{Rd,c}$, zagotoviti zadostno strižno armaturo, da bo izpolnjen pogoj $V_{Ed} \leq V_{Rd}$ kjer je V_{Rd} strižna odpornost prečnega prereza grede s strižno armaturo.

Pri elementih z navpično strižno armaturo (npr. zaprta stremena) izračunamo strižno odpornost prečnega prereza z izrazom:

$$V_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta, \\ V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{(\cot \theta + \tan \theta)} \end{array} \right\} \quad (4.26)$$

V krajiščih grede »a« in »b« izberemo zaprto 4 - strižno streme $\phi 12$ na vzdolžni razdalji 10 cm. Pri tem so vrednosti parametrov v izrazu (4.26) naslednje:

$$A_{sw} = 4 \cdot \frac{\pi \cdot 1,2^2}{4} = 4,52 \text{ cm}^2,$$

$$s = 10 \text{ cm},$$

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 134 = 120,6 \text{ cm},$$

$$f_{ywd} = 34,78 \text{ kN/cm}^2,$$

$$\theta = 45^\circ,$$

$$\alpha_{cw} = 1,$$

$$b_w = 100 \text{ cm},$$

$$v_1 = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{30}{250} \right] = 0,528 \text{ in}$$

$$f_{cd} = 2 \text{ kN/cm}^2.$$

Torej:

$$V_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1895,9 \text{ kN} \\ 6367,68 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow V_{Rd} = 1895,9 \text{ kN} \geq V_{Ed} = \max(V_{Ed}^a, V_{Ed}^b) =$$

$$= 1703,26 \text{ kN}. \quad (4.26)$$

Dodatno moramo skladno z določili standarda SIST EN 1998-1: 2004 v kritičnih območjih grede ($l_{cr} = h = 140 \text{ cm}$) uporabiti zaprta stremena, ki ustrezajo naslednjim pogojem:

- premer stremen d_{bw} ne sme biti manjši od 6 mm,
- razmik stremen v milimetrih ne sme biti večji od $s = \min \{h_w/4, 24 \cdot d_{bw}, 225, 8 \cdot d_{bl}\}$, kjer je d_{bl} premer najtanjše vzdolžne palice v mm, h_w pa je višina grede.
Torej: $s = \min \{350, 228, 225, 8 \cdot 16 = 128\} = 128 \text{ mm}$,
- prvo streme na krajiščih grede ne sme biti oddaljeno več kot 50 mm od stebra

Ugotovimo, da zaprto 4 - strižno streme $\varnothing 12$ na razdalji 10 cm izpolnjuje vsem naštetim zahtevam.

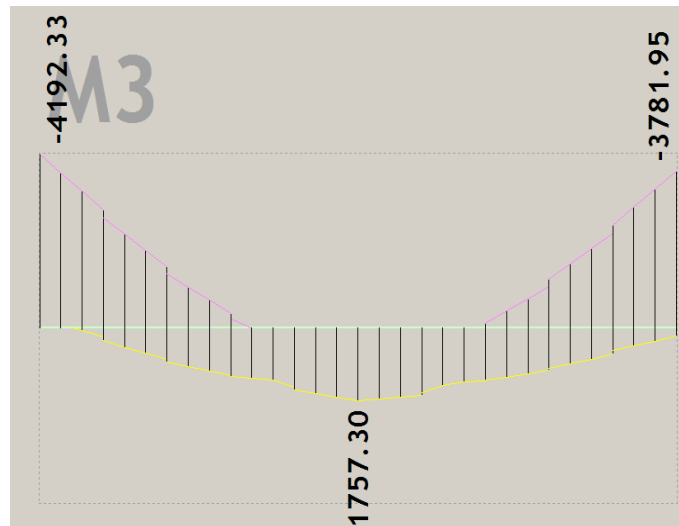
V skladu s standardom SIST EN 1992-1-1: 2004 moramo v gredo zaradi prečne sile dodati še dodatno vzdolžno armaturo, ki jo izračunamo na sledeč način:

$$\Delta A_{sl} = \frac{V_{Ed}}{2 \cdot \sigma_s} = \frac{1703,26}{2 \cdot 34,78} = 24,49 \text{ cm}^2. \quad (4.27)$$

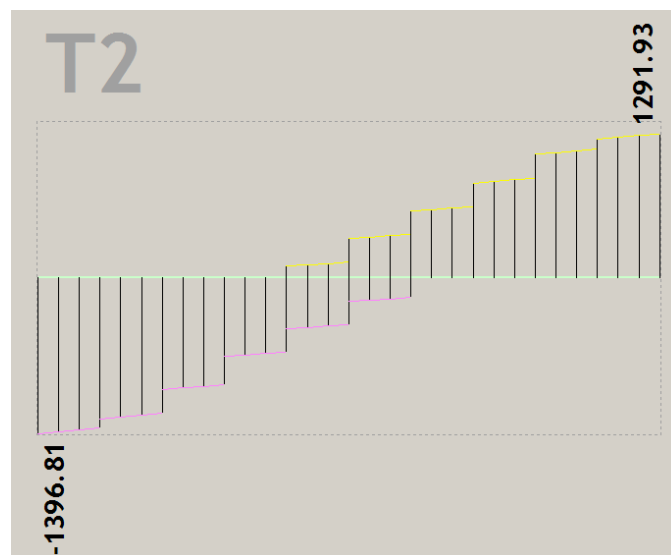
Izberemo dodatno vzdolžno armaturo $8\varnothing 20 \rightarrow (\Delta A_{sl,dej} = 25,13 \text{ cm}^2)$.

4.4.4 Obremenitve AB grede 2

AB greda 2 je pravokotnega prečnega prereza, širine 100 cm in višine 140 cm. Ovojnice upogibnih momentov ter strižnih sil vzdolž grede prikazujemo na sliki 40 oziroma 41.



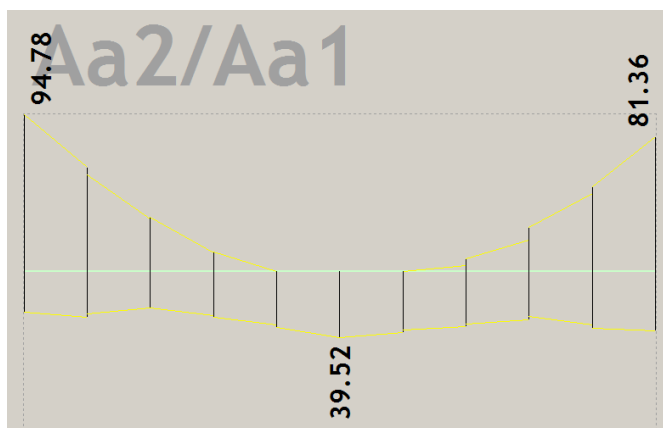
Slika 40: Ovojnica upogibnih momentov v gredi 2 (kNm)



Slika 41: Ovojnica prečnih sil v gredi 2 (kN)

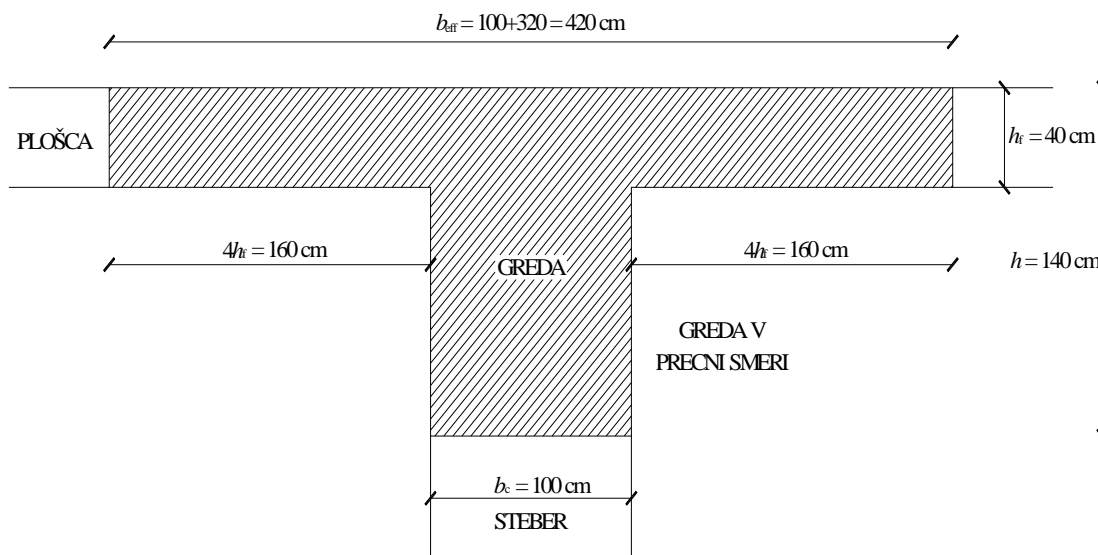
4.4.5 Upogibna nosilnost AB grede 2 na upogib ter konstruiranje grede za zagotovitev lokalne duktilnosti

Na sliki 42 prikazujemo potrebno količino vzdolžne armature v gredi 2, ki jo izračunamo s programom »TOWER 6«.



Slika 42: Potrebna količina vzdolžne armature v gredi 2 (v kN/cm^2)

- krajišče »b«



Slika 43: Sodelujoča širina pasnice grede 2 ob krajišču »b«

Največje upogibne obremenitve grede 2 povzročajo kombinacije vplivov za potresna projektna stanja (glej sliki 40 in 42). Pri tem potrebujemo naslednjo količino vzdolžne armature:

$$\left. \begin{array}{l} M_{d,\min}^b = -4192,30 \text{ kNm} \\ M_{d,\max}^b = 0 \text{ kNm} \end{array} \right\} \begin{array}{l} A_s^{zg} = 94,78 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{izberemo } A_{s,\text{dej}}^{zg} = 94,88 \text{ cm}^2, \\ A_s^{\text{sp}} = 0 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{izberemo } A_{s,\text{dej}}^{\text{sp}} = 49,42 \text{ cm}^2. \end{array} \quad (4.10)$$

Da zadostimo zahtevam za lokalno duktilnost v kritičnih območjih (izraza 4.11 in 4.12) moramo izpolniti naslednja pogoja:

i) ker celotno obremenitev prereza prevzamemo z enojno armaturo, mora biti v tlačni coni prečnega prereza položena vzdolžna armatura s prečnim prerezom vsaj polovice prereza dejanske natezne armature:

$$A_{s,\text{dej}}^{\text{sp}} \geq \frac{A_{s,\text{dej}}^{zg}}{2} \Rightarrow 49,42 \text{ cm}^2 \geq \frac{94,88}{2} = 47,44 \text{ cm}^2 \quad (4.11)$$

ii) delež vzdolžne armature v natezni coni ρ ne sme biti manjši od minimalne vrednosti ρ_{\min} in ne sme presegati vrednosti ρ_{\max} :

$$\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max} \Rightarrow 0,36\% \leq 0,71\% \leq 3,07\%, \quad (4.12)$$

$$\rho_{\min} = 0,5 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) = 0,5 \cdot \frac{0,29}{40} = 0,36\%, \quad (4.13)$$

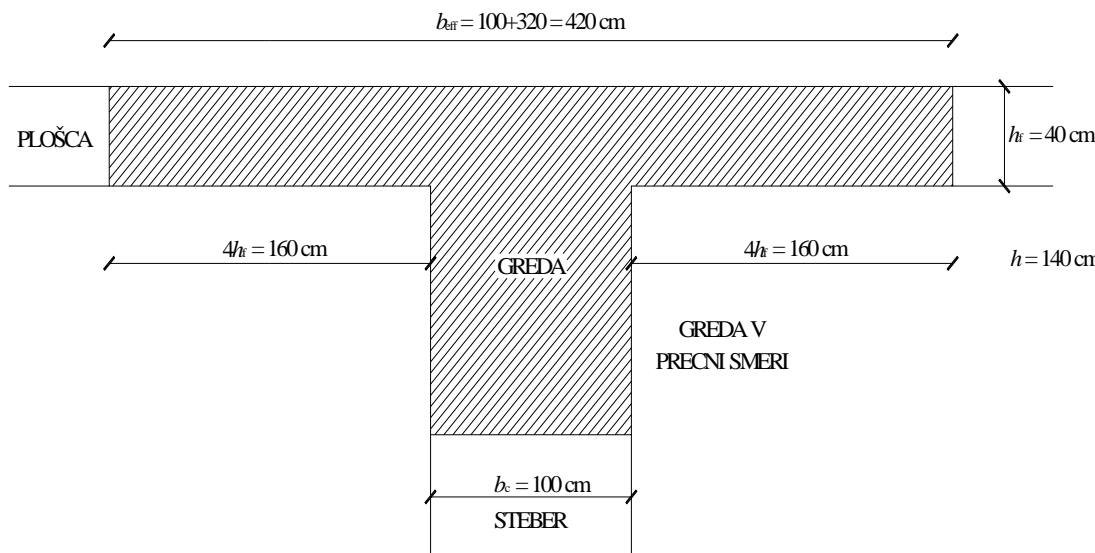
$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\phi} \cdot \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yk}} = 0,36\% + \frac{0,0018 \cdot 2}{2,2 \cdot 0,00174 \cdot 34,78} = 3,07\% , \quad (4.14)$$

$$\rho' = \frac{A_{s,\text{dej}}^{\text{sp}}}{b \cdot d} = \frac{49,42}{100 \cdot 134} = 0,36\% , \quad (4.15)$$

$$\rho = \frac{A_{s,\text{dej}}^{\text{sp}}}{b \cdot d} = \frac{94,88}{100 \cdot 134} = 0,71\% \quad (4.16)$$

Na podlagi izračunov (4.11)-(4.18) lahko zaključimo, da izbrana armatura ustreza pogoju o potrebni in minimalni armaturi ter da sta izpolnjeni tudi obe zahtevi za lokalno duktilnost v kritičnih območjih.

- krajišče »c«



Slika 44: Sodelujoča širina pasnica grede 2 ob krajišču »c«

Največje obremenitve grede v krajišču »c« povzroči kombinacija vplivov za potresna projektna stanja dobimo iz potresnega projektne stanja (glej sliki 40 in 42), pri tem potrebujemo naslednjo vzdolžno armaturo:

$$\left. \begin{aligned} M_{d,\min}^c &= -3781,95 \text{ kNm} \\ M_{d,\max}^c &= 198,74 \text{ kNm} \end{aligned} \right\} \begin{aligned} A_s^{zg} &= 81,32 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{izberemo } A_{s,\text{dej}}^{zg} = 89,25 \text{ cm}^2, \\ A_s^{\text{sp}} &= 1,69 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{izberemo } A_{s,\text{dej}}^{\text{sp}} = 45,62 \text{ cm}^2. \end{aligned} \quad (4.10)$$

Tako kot za krajišče »b« preverimo zahteve za lokalno duktilnost v kritičnih območjih (izraza 4.11 in 4.12) tudi za krajišče »c«:

$$i) \quad A_{s,\text{dej}}^{\text{sp}} \geq \frac{A_{s,\text{dej}}^{zg}}{2} \Rightarrow 45,62 \text{ cm}^2 \geq \frac{89,25}{2} = 44,63 \text{ cm}^2 \quad (4.11)$$

$$\text{ii) } \rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max} \Rightarrow 0,36\% \leq 0,67\% \leq 3,04\%, \quad (4.12)$$

$$\rho_{\min} = 0,5 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) = 0,5 \cdot \frac{0,29}{40} = 0,36\%, \quad (4.13)$$

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\varphi} \cdot \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yk}} = 0,34\% + \frac{0,0018 \cdot 2}{2,2 \cdot 0,00174 \cdot 34,78} = 3,04\%, \quad (4.14)$$

$$\rho' = \frac{A_{s,dej}^{sp}}{b \cdot d} = \frac{45,62}{100 \cdot 134} = 0,34\%, \quad (4.15)$$

$$\rho = \frac{A_{zg,dej}^{sp}}{b \cdot d} = \frac{89,25}{100 \cdot 134} = 0,67\% \quad (4.16)$$

Na podlagi predstavljenih izračunov (4.11)-(4.18) lahko zaključimo, da izbrana vzdolžna armatura ustreza pogoju o potrebni in minimalni armaturi ter da sta izpolnjeni tudi obe zahtevi za lokalno duktilnost v kritičnih območjih.

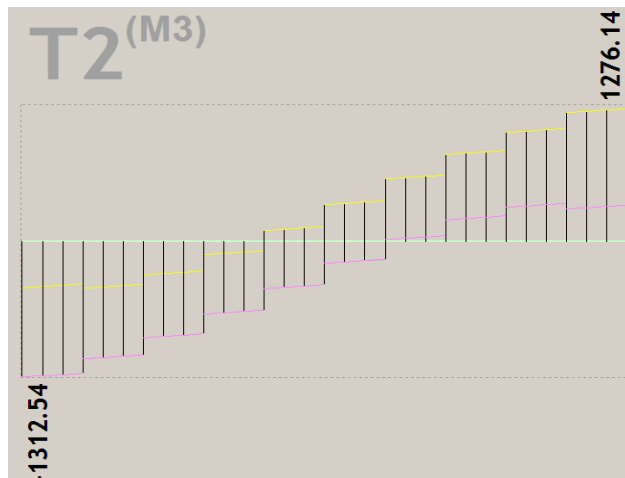
4.4.6 Dimenzioniranje grede 2 na prečno silo

Ovojnico prečnih sil smo prikazali na sliki 41 v poglavju 4.4.4. Ekstremni vrednosti sta:

$$V_{d,\min}^b = -1396,81 \text{ kN in}$$

$$V_{d,\max}^c = +1291,93 \text{ kN.}$$

V nadaljevanju na sliki 45 prikazujemo ovojnico prečnih sil le pri kombinacijah vplivov za potresna projektna stanja (preglednica 36).



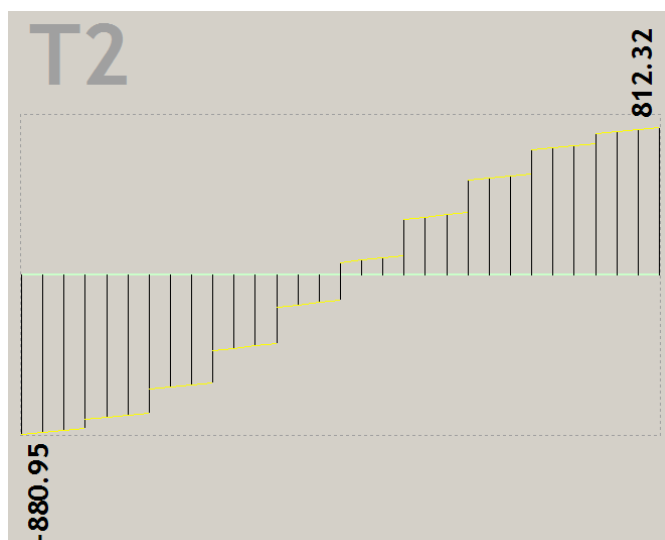
Slika 45: Ovojnica prečnih sil pri kombinaciji za potresna projektna stanja

Mejne vozliščne vrednosti prečnih sil so:

$$V_{Ed,min}^b = -1312,54 \text{ kN}, \quad V_{Ed,min}^c = +348,47 \text{ kN},$$

$$V_{Ed,max}^b = -449,34 \text{ kN}, \quad V_{Ed,max}^c = 1276,14 \text{ kN}.$$

Dodatno na sliki 46 prikazujemo vrednosti prečnih sil samo zaradi stalne in spremenljive obtežbe pri kombinaciji vplivov za potresna projektna stanja $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$.



Slika 46: Prečne sile zaradi stalne in spremenljive obtežbe pri komb. vplivov za potresna projektna stanja

Vrednosti momentov M_d^i (izraz 4.20) so za krajišči »b« in »c« naslednje:

$$M_{d,max}^b = M_{Rb,max}^b = \frac{A_{s,dej}^{sp} \cdot d \cdot f_{yd}}{k_s} = \frac{48,45 \cdot 134 \cdot 34,78}{1,033} = 2185,89 \text{ kNm}, \quad (4.21)$$

$$M_{d,min}^b = M_{Rb,min}^b = \frac{-A_{s,dej}^{zg} \cdot d \cdot f_{yd}}{k_s} = \frac{-96,89 \cdot 134 \cdot 34,78}{1,076} = -4196,63 \text{ kNm}, \quad (4.21)$$

$$M_{d,max}^c = M_{Rb,max}^c = \frac{A_{s,dej}^{sp} \cdot d \cdot f_{yd}}{k_s} = \frac{45,62 \cdot 134 \cdot 34,78}{1,033} = 2058,21 \text{ kNm in} \quad (4.21)$$

$$M_{d,min}^c = M_{Rb,min}^c = \frac{-A_{s,dej}^{zg} \cdot d \cdot f_{yd}}{k_s} = \frac{-89,25 \cdot 134 \cdot 34,78}{1,076} = -3865,72 \text{ kNm}. \quad (4.21)$$

Sedaj pa lahko izračunamo še maksimalne in minimalne prečne sile po pravilih načrtovanja nosilnosti (izraza 4.19 in 4.20), in sicer za vsako krajišče posebej:

- krajišče »b«

$$V_{Ed,max}^b = \frac{|M_{d,min}^b| + |M_{d,max}^c|}{l_{cl}} + V_{G+\psi_2 \cdot Q}^b = \frac{|-4196,63| + |2058,21|}{10,4} + (-880,95) =$$

$$= -279,52 \text{ kN}, \quad (4.19)$$

$$V_{Ed,min}^b = -\frac{|M_{d,max}^b| + |M_{d,min}^c|}{l_{cl}} + V_{G+\psi_2 \cdot Q}^b = -\frac{|2185,89| + |-3865,72|}{10,4} + (-880,95) =$$

$$= -1462,84 \text{ kN}. \quad (4.20)$$

Če izračunani prečni sili primerjamo z vrednostmi prečnih sil pri kombinacijah za potresna projektna stanja (slika 45), oziroma z vrednostmi prečnih sil v ovojnici vseh projektnih stanj (slika 41) ugotovimo, da največjo prečno silo (v absolutnem smislu) v krajišču »b« dobimo iz postopka načrtovanja nosilnosti. Rezultate analize zberemo v preglednici 39:

Preglednica 39: Projektne vrednosti prečnih sil gredi 2 - krajišče »b«

| <i>Projektne vrednosti prečnih sil</i> | <i>Greda 2-krajišče »b«</i> |
|---|---|
| Ovojnica prečnih sil za vsa projektna stanja | $V_{Ed}^b = -1396,81 \text{ kN}$ |
| Kombinacije vplivov za potresna projektna stanja | $V_{Ed,max}^b = -449,34 \text{ kN}$ $V_{Ed,min}^b = -1312,54 \text{ kN}$ |
| Načrtovanje nosilnosti | $V_{Ed,max}^b = -279,52 \text{ kN}$ $V_{Ed,min}^b = -1462,84 \text{ kN}$ |

- krajišče »c«

$$V_{Ed,max}^c = \frac{|M_{d,min}^c| + |M_{d,max}^b|}{l_{cl}} + V_{G+\psi_2 \cdot Q}^c = \frac{|-4196,63| + |2058,21|}{10,4} + 812,32 =$$

$$= 1413,75 \text{ kN}, \quad (4.19)$$

$$V_{Ed,min}^c = -\frac{|M_{d,max}^c| + |M_{d,min}^b|}{l_{cl}} + V_{G+\psi_2 \cdot Q}^c = -\frac{|2185,89| + |-3865,72|}{10,4} + 812,32 =$$

$$= 230,43 \text{ kN}. \quad (4.20)$$

Ko izračunani prečni sili primerjamo z vrednostmi prečnih sil pri kombinacijah vplivov za potresna projektna stanja (slika 45), oziroma z vrednostmi prečnih sil v ovojnici vseh projektnih stanj (slika 41) ugotovimo, da največjo prečno silo (v absolutnem smislu) v krajišču »c« dobimo iz postopka načrtovanja nosilnosti. Rezultate analize predstavimo v preglednici 40.

Preglednica 40: Projektne vrednosti prečnih sil gredi 2 - krajišče »c«

| <i>Projektne vrednosti prečnih sil</i> | <i>Greda 2-krajišče c</i> |
|---|--|
| Ovojnica prečnih sil za vsa projektna stanja | $V_{Ed}^c = 1291,93 \text{ kN}$ |
| Kombinacije vplivov za potresna projektna stanja | $V_{Ed,max}^c = 1276,14 \text{ kN}$ $V_{Ed,min}^c = 348,47 \text{ kN}$ |
| Načrtovanje nosilnosti | $V_{Ed,max}^c = \mathbf{1413,75 \text{ kN}}$ $V_{Ed,min}^c = 230,43 \text{ kN}$ |

V nadaljevanju preverimo še strižno odpornost grede 2 $V_{Rd,c}$ v krajišču »b« oziroma »c« s pomočjo izraza (4.22):

$$\rho_1 = \frac{A_{sl,dej}^{zg}}{b_w \cdot d} = \frac{94,88}{100 \cdot 134} = 0,00708 \leq 0,02, \quad (4.16)$$

$$V_{Rd,c}^b = \max \left\{ \begin{array}{l} 618,99 \text{ kN} \\ 321,6 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow V_{Rd,c}^b = 618,99 \text{ kN} \leq |V_{Ed}^b| = 1462,86 \text{ kN}. \quad (4.22)$$

V krajišču »c« pa je:

$$\rho_1 = \frac{A_{sl,dej}^{zg}}{b_w \cdot d} = \frac{89,25}{100 \cdot 134} = 0,00666 \leq 0,02, \quad (4.16)$$

$$V_{Rd,c}^c = \max \left\{ \begin{array}{l} 606,5 \text{ kN} \\ 321,6 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow V_{Rd,c}^c = 606,5 \text{ kN} \leq |V_{Ed}^c| = 14613,75 \text{ kN}. \quad (4.22)$$

Izkaže se, da je projektna strižna odpornost grede $V_{Rd,c}$ tako v krajiščih »b« kot »c« manjša od projektnih prečnih sil V_{Ed} , ki jih povzroča kombinacija zunanjih vplivov. To pomeni, da moramo v območjih grede, kjer velja $V_{Ed} \geq V_{Rd,c}$, zagotoviti zadostno strižno armaturo, da velja $V_{Ed} \leq V_{Rd}$, kjer je V_{Rd} strižna odpornost grede s strižno armaturo.

V krajiščih grede »b« in »c« izberemo zaprto 4 - strižno streme $\varnothing 12$ na razdalji 12,5cm. Strižno odpornost grede s strižno armaturo izračunamo z izrazom 4.26:

$$V_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1516,72 \text{ kN} \\ 6367,68 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow V_{Rd} = 1516,72 \text{ kN} \geq V_{Ed} = \max(V_{Ed}^b, V_{Ed}^c) = 1462,86 \text{ kN}. \quad (4.26)$$

Zahteve, ki jih za kritična območja določa SIST EN 1998-1-1: 2004, so za gredo 2 enake kot za gredo 1. Ugotovimo, da zaprto 4 - strižno streme $\varnothing 12$ na razdalji 12,5cm izpolnjuje vse zahteve.

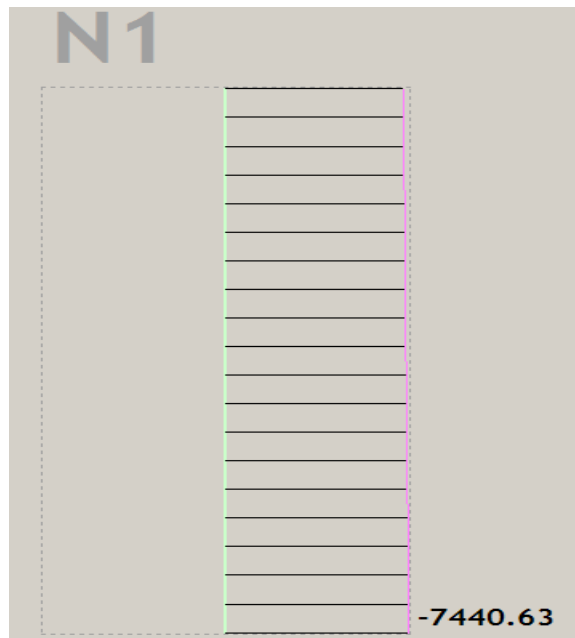
V skladu s standardom SIST EN 1992-1-1: 2004 moramo v gredo zaradi prečne sile dodati še dodatno vzdolžno armaturo, ki jo izračunamo z izrazom (4.27) in sicer:

$$\Delta A_{sl} = \frac{V_{Ed}}{2 \cdot \sigma_s} = \frac{1462,86}{2 \cdot 34,78} = 21,03 \text{ cm}^2. \quad (4.27)$$

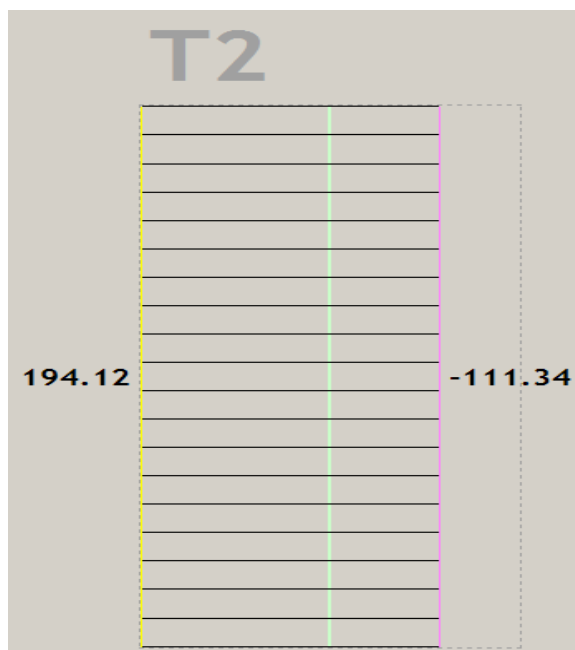
Izberemo dodatno vzdolžno armaturo $8\varnothing 20 \rightarrow (\Delta A_{sl,dej} = 25,13 \text{ cm}^2)$.

4.4.7 Obremenitev AB stebrov A1 in A2

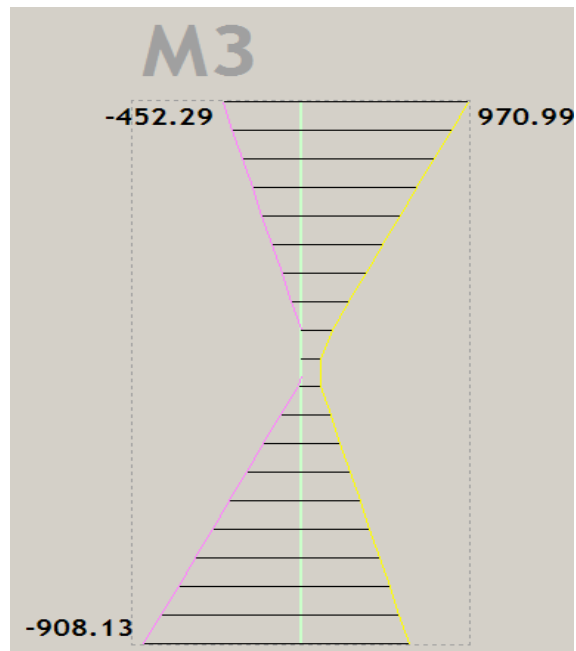
Stebra A1 in A2 sta pravokotnega prečnega prereza, dimenzij 100/70 cm. Osno, strižno in upogibno obremenitev stebrov A1 in A2 prikazujemo na slikah 47 do 52.



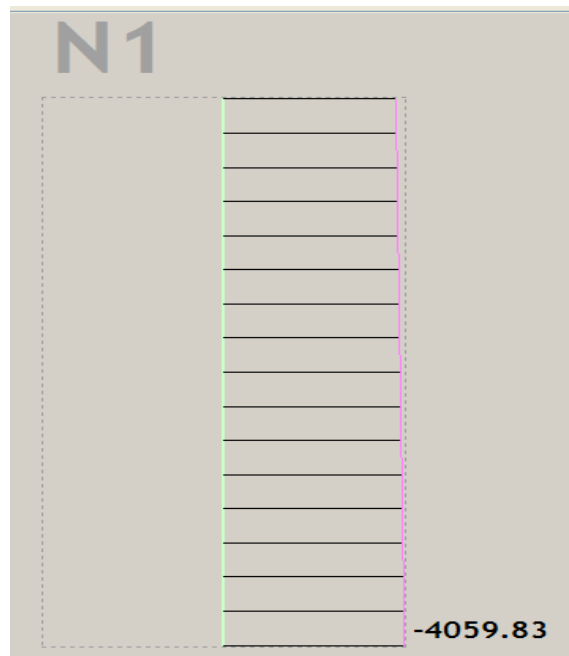
Slika 47: Ovojnica osnih sil v stebru A1 (kN)



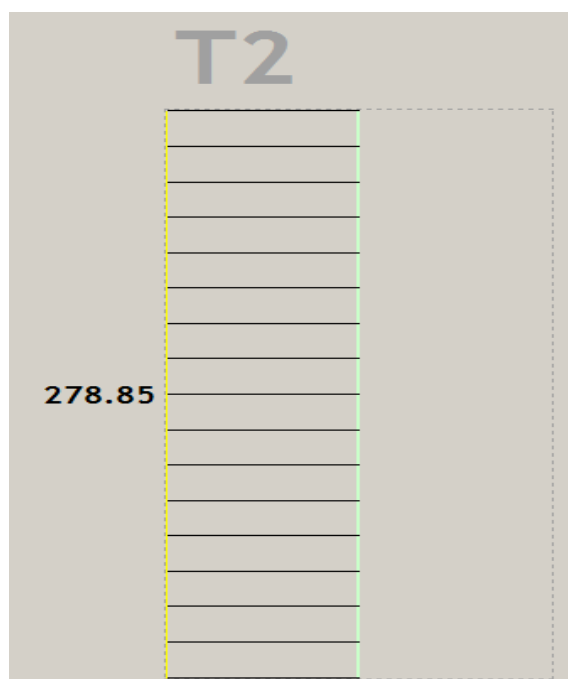
Slika 48: Ovojnica prečnih sil v stebru A1 (kN)



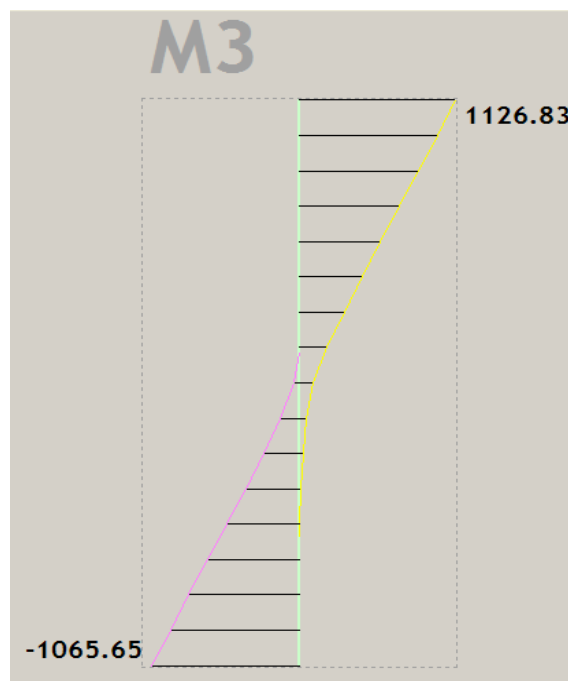
Slika 49: Ovojnica upogibnih momentov v stebri A1 (kNm)



Slika 50: Ovojnica osnih sil v stebri A2 (kN)



Slika 51: Ovojnica prečnih sil v stebri A2 (kN)



Slika 52: Ovojnica upogibnih momentov v stebri A2 (kNm)

4.4.8 Dimenzioniranje AB stebrov A1 in A2 na upogib

Upogibno nosilnost stebrov določimo v skladu z SIST EN 1992-1-1: 2004, pri čemer uporabimo vrednost osne sile iz analize za potresna projektna stanja.

Dvoosni upogib upoštevamo na poenostavljen način, tako da preverimo vsako smer ločeno in pri tem upoštevamo za 30% zmanjšano enoosno upogibno nosilnost.

V skladu z določili iz SIST EN 1998 - 1: 2004 vrednost normirane osne sile v primarnih potresnih stebrih ne sme preseči vrednosti 0,65:

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{5247,89}{100 \cdot 70 \cdot 2,0} = 0,38 \leq 0,65. \quad (4.28)$$

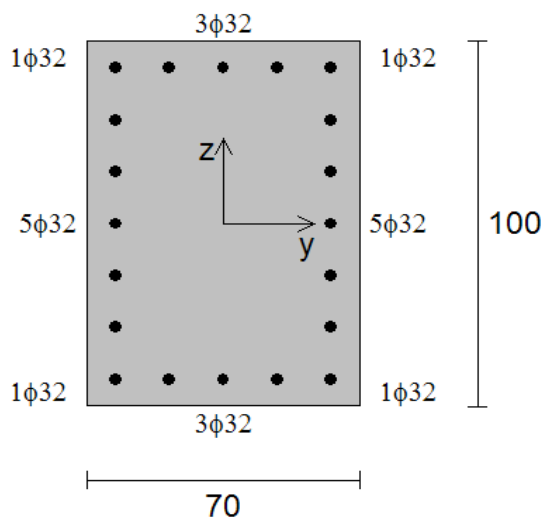
Pri konstruiranju stebrov moramo za zagotovitev lokalne duktilnosti upoštevati tudi naslednje zahteve:

- skupni delež vzdolžne armature ρ_1 ne sme biti manjši od 1% in ne večji od 4%,
- v simetričnih prerezih uporabljamo simetrično armaturo,
- vzdolž vsake stranice stebra moramo postaviti vsaj še eno vmesno palico, da zagotovimo integriteto vozlišč stebrov z gredami,
- razdalja med dvema sosednjima vzdolžnima palicama je lahko največ 15 cm.

Ob upoštevanju naštetih zahtev izberemo v stebrih A1 in A2 vzdolžno armaturo $20\varnothing 32$ ($A_{s,dej} = 160,85 \text{ cm}^2$, $\rho = 2,30\%$). Razporeditev armature po prečnem prerezu stebra prikazujemo na sliki 53.

C 30/37
 S 400

Arm. od roba 6.0 cm
 $\mu = 2.30\%$



Slika 53: Izbrana vzdolžna armatura v stebrih A1 in A2

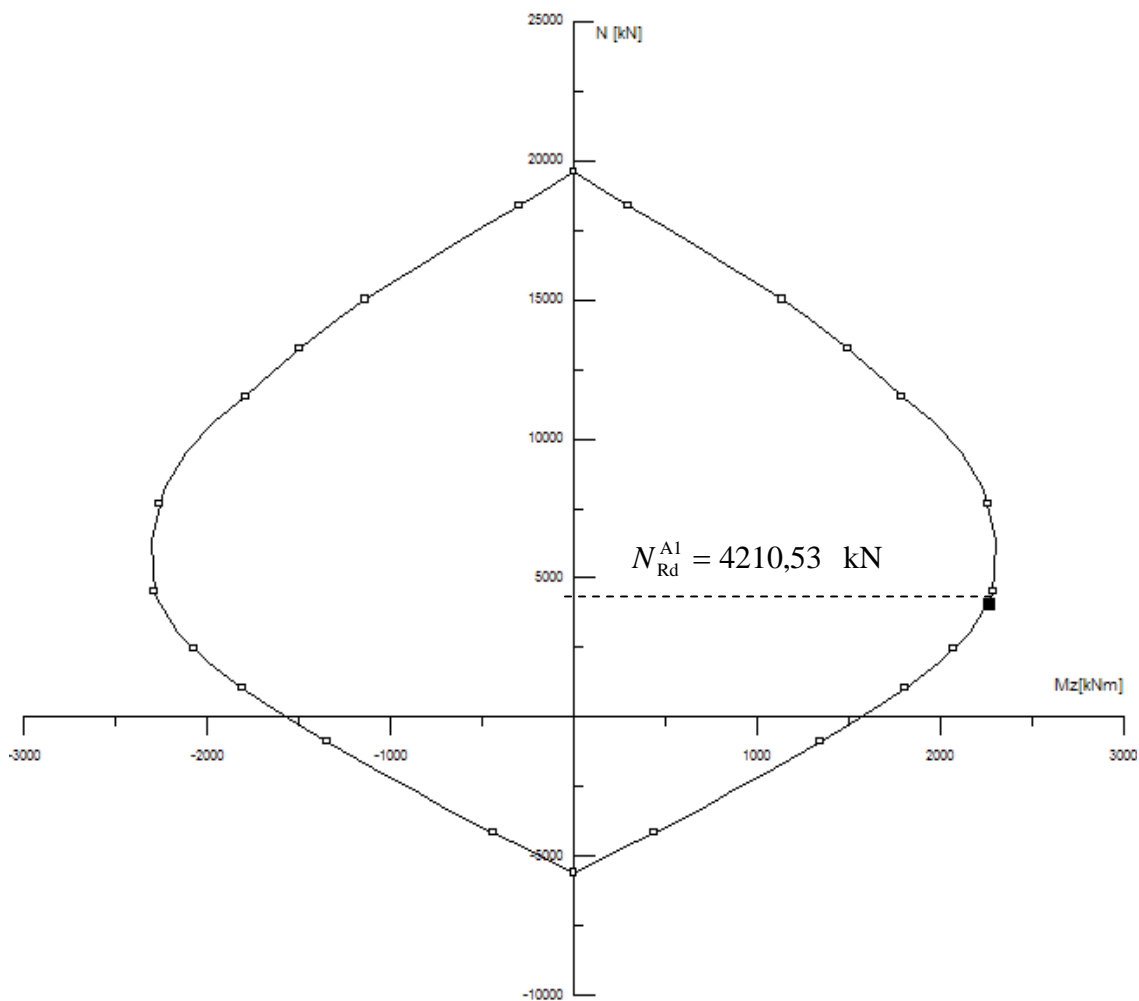
V vseh vozliščih gred s stebri moramo dodatno izpolniti zahteve glede pogojev globalne in lokalne duktilnosti. Da preprečimo plastični mehanizem v mehki etaži, moramo izpolniti pogoj:

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \cdot \sum M_{Rb} , \quad (4.29)$$

kjer je $\sum M_{Rc}$ vsota projektnih upogibnih nosilnosti stebrov, ki se stikujejo v vozlišču, $\sum M_{Rb}$ pa je vsota projektnih upogibnih nosilnosti gred, ki se stikajo v vozlišču. Kontrolo pogoja, določenega z neenačbo (4.29), preverimo v krajišču »a« obravnavanega okvirja (glej sliko 32). V obravnavanem krajišču se stikujeta stebra A1 in A2 ter greda 1.

Upogibno nosilnost prečnega prereza določimo s pomočjo interakcijskega diagrama mejne nosilnosti. Zaradi dvoosno-ekscentrične obremenitve upogibno nosilnost reduciramo za 30 %. Pri tlačni osni sili $N_{Rd} = 4210,53$ kN (najmanjša tlačna osna sila, ki se pojavi pri kombinacijah vplivov za potresna projektna stanja) je upogibna nosilnost prečnega prereza stebra A1 naslednja:

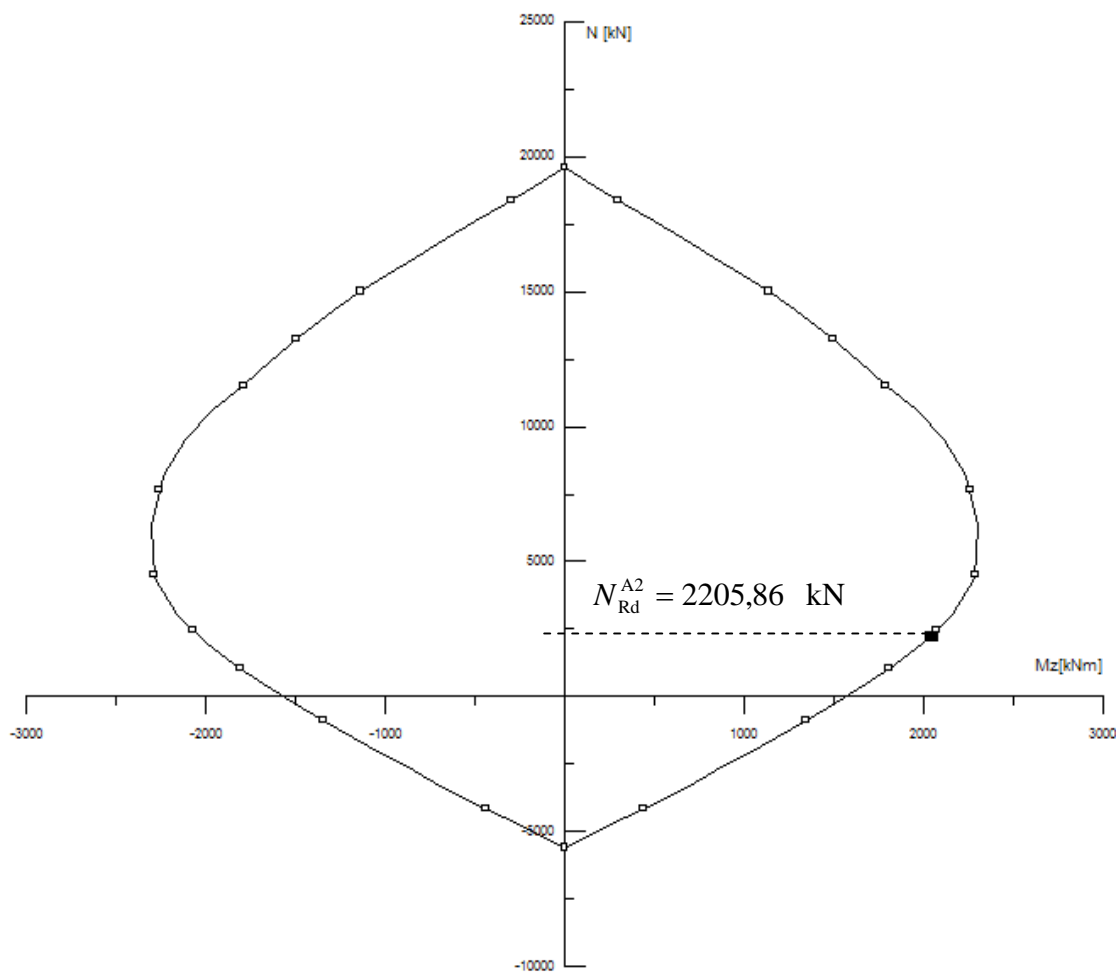
$$M_{Rd}^{A1} = 0,7 \cdot 2270 = 1589 \text{ kNm}$$



Slika 54: Interakcijski diagram mejne nosilnosti prečnega prereza stebra A1

Podobno določimo upogibno nosilnost prečnega prereza stebra A2. Pri tlačni osni sili $N_{Rd} = 2205,86$ kN (najmanjša tlačna sila, ki se pojavi v kombinacijah vplivov za potresna projektna stanja) je upogibna nosilnost prečnega prereza stebra A2 naslednja:

$$M_{Rd}^{A2} = 0,7 \cdot 2050 = 1435 \text{ kNm}.$$



Slika 55: Interakcijski diagram mejne nosilnosti prečnega prereza stebra A2

Upogibna nosilnost grede 1 je $M_{d,\min}^a = M_{Rb} = 2257,84$ kNm (glej točko 4.4.3). Torej:

$$\sum M_{Rc} = M_{Rd}^{A1} + M_{Rd}^{A2} = 1589 + 1435 = 3024 \text{ kNm} \geq 1,3 \cdot \sum M_{Rb} = 2935,19 \text{ kNm}.$$

Pogoj (4.29) je v krajišču »a« izpolnjen!

4.4.9 Dimenzioniranje AB stebrov A1 in A2 na prečno silo

Podobno kot pri gredah moramo tudi prečne sile v stebrih določiti po pravilih načrtovanja nosilnosti, skladno z določili iz SIST EN 1998-1: 2004.

Moment v i -tem krajišču stebra A1 izračunamo z izrazom:

$$M_d^i = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc}^i \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}}\right) = 1,1 \cdot M_{Rc}^i \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}}\right), \quad (4.21)$$

kjer je M_{Rc}^i projektna vrednost upogibne nosilnosti stebra v krajišču i v smeri upogibnega momenta zaradi potresa pri upoštevanju smeri potresnega vpliva. $\sum M_{Rc}$ in $\sum M_{Rb}$ sta vsoti projektnih vrednosti upogibnih nosilnosti stebrov, oziroma gred, ki se stikajo v vozlišču.

Ob vpetju stebra A1 je:

$$M_d^1 = 1,1 \cdot 1589 \cdot \min\left(1, \frac{0}{1589}\right) = 1747,9 \text{ kNm}, \quad (4.21)$$

v krajišču »a« pa:

$$M_d^a = 1,1 \cdot 1589 \cdot \min\left(1, \frac{2257,84}{3024}\right) = 1305,7 \text{ kNm}. \quad (4.21)$$

Prečno silo po pravilih načrtovanja nosilnosti določimo z izrazom (4.30):

$$V_{Ed} = \frac{M_d^1 + M_d^a}{l_{cl}} = \frac{1747,9 + 1305,7}{9,68} = 315,5 \text{ kN}. \quad (4.30)$$

V nadaljevanju skladno z določili standarda SIST EN 1992-1-1 preverimo strižno odpornost stebra A1.

Projektno strižno odpornost stebra brez strižne armature izračunamo z izrazom (4.22):

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} \left[c_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d = 934,7 \text{ kN} \\ \left[v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d = 744,2 \text{ kN} \end{array} \right. \Rightarrow$$

$$\Rightarrow V_{Rd,c} = 744,32 \text{ kN}, \quad (4.22)$$

pri čemer je:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d(\text{mm})}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{640}} = 1,56 \leq 2,00, \quad (4.23)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{56,30}{100 \cdot 64} = 0,0088 \leq 0,02, \quad (4.16)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{4210,53 \cdot 1000}{700 \cdot 1000} = 6,02 \text{ N/mm}^2 \text{ in} \quad (4.24)$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{2/3} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,26. \quad (4.25)$$

Ker je projektna strižna odpornost stebra $V_{Rd,c}$ večja od projektne prečne sile V_{Ed} , ki jo dobimo iz načrtovanja nosilnosti, računski strižna armatura ni potrebna. Kljub temu moramo zagotoviti minimalno strižno armaturo, in sicer:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} \geq \rho_{w,\min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}. \quad (4.31)$$

Največja vzdolžna medsebojna razdalja med stremeni ne sme prekoračiti vrednosti $s_{c1,tmax} = \min \{20 \cdot d_{bl}, \text{manjša dimenzija stebra}, 400\text{mm}\}$, kjer je d_{bl} premer najtanjše vzdolžne palice v milimetrih.

Izberemo zaprto 2 - strižno streme $\phi 12$ na razdalji 10 cm.

Preverimo pogoj (4.31) ter vrednost največje dovoljene razdalje $s_{c1,tmax}$:

$$\rho_w = \frac{2 \cdot 1,13}{10 \cdot 100 \cdot 1} = 0,00226 \geq \frac{0,08 \cdot \sqrt{30}}{400} = 0,00109, \quad (4.31)$$

$$s = 100 \text{ mm} \leq s_{c1,tmax} = \min \left\{ 20 \cdot 32 = 640, 700, 400 \right\} = 400 \text{ mm}. \quad (4.32)$$

4.4.10 Konstruiranje stebra A1 in A2 za zagotovitev lokalne duktilnosti

Skladno z določili iz standarda SIST EN 1998-1: 2004 moramo v kritičnih območjih stebra za zagotovitev lokalne duktilnosti:

- uporabiti stremena in prečne vezi s premerom vsaj 6 mm,
- da zagotovimo minimalno duktilnost in preprečimo lokalni uklon vzdolžnih armaturnih palic moramo stremena postaviti na medsebojni manjši od $s = \min \{b_o/2, 175, 8 \cdot d_{bl}\}$, kjer je b_o minimalna dimenzija betonskega jedra v milimetrih, merodajna do srednje črte stremen in d_{bl} minimalni premer vzdolžnih armaturnih palic : $s = \min \{620/2, 175, 8 \cdot 32\} = 175$ mm in
- razdalja med dvema sosednjima vzdolžnima armaturnima palicama, ki jo podpirajo stremena ali prečne vezi, ne sme biti večja od 200 mm.

Stremenska armatura $\varnothing 12/10$ cm izpolnjuje omenjene zahteve. Pri tem kritično območje stebra določimo z izrazom:

$$l_{cr} = \max \left\{ h_c, l_{cl}/6; 0,45 \right\}, \quad (4.33)$$

kjer je h_c večja dimenzija prečnega prereza stebra v metrih, l_{cl} pa je svetla višina stebra v metrih. Sledi:

$$l_{cr} = \max \left\{ 1,0; 8,67/6; 0,45 \right\} = 1,45 \text{ m.} \quad (4.33)$$

Dodatno moramo v kritičnem območju ob vpetju stebra A1 zagotoviti, da je vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljen μ_ϕ vsaj eneka:

$$\mu_\phi = 2 \cdot q_o - 1 = 2 \cdot 1,6 - 1 = 2,2, \quad (4.34)$$

ker je $T_l = 1,0 \text{ s} \geq T_c = 0,6 \text{ s}$. Če je za zahtevano vrednost μ_ϕ kjerkoli v prerezu potrebna deformacija betona večja od $\varepsilon_{cu2} = 0,0035$, moramo izgubo nosilnosti zaradi odluščenja betonskega kritja nadomestiti z ustreznim objetjem betonskega jedra s stremeni. Upoštevamo, da je zgornjim zahtevam zadoščeno, če velja:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_\phi \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0,035, \quad (4.35)$$

kjer je ω_{wd} mehanski volumski delež zaprtih stremen, ki objemajo betonsko jedro kritičnega prereza, ν_d je normirana projektna osna sila, α je faktor učinkovitosti objetja betonskega jedra, b_c je širina celega betonskega prereza, b_o pa je širina objetega jedra. Torej:

$$\omega_{wd} = \frac{\text{prostornina stremen za objetje}}{\text{prostornina objetja betonskega jedra}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{(126 + 186) \cdot 1,13 \cdot 34,78}{10 \cdot 61,8 \cdot 91,8 \cdot 2}$$

$$\rightarrow 0,108 \geq 0,08$$

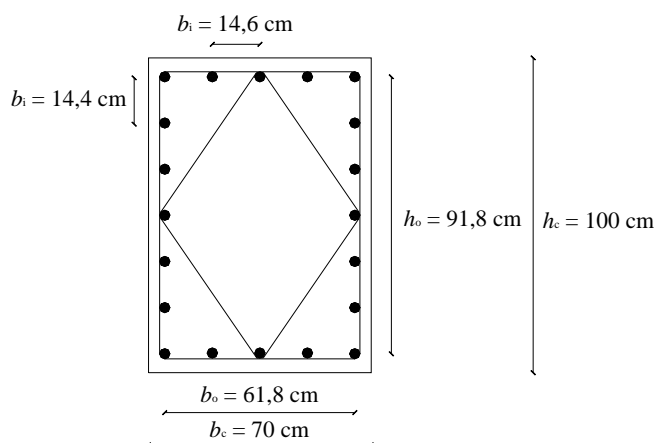
$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s. \quad (4.36)$$

Za pravokotne prereze se parametra α_n in α_s izračunata z enačbama :

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{(6 \cdot b_o \cdot h_o)}, \quad (4.37)$$

$$\text{in } \alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_o}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2 \cdot h_o}\right), \quad (4.38)$$

kjer je n skupno število vzdolžnih armaturnih palic, ki jih v prečni smeri podpirajo stremena ali prečne vezi, b_i pa je razdalja med sosednjima podprtima palicama (glej sliko 56).



Slika 56: Objetje betonskega jedra stebra A1

Torej:

$$\alpha_n = 1 - \sum_{14} \frac{14,6^2}{6 \cdot 91,8 \cdot 61,8} - \sum_6 \frac{14,4^2}{6 \cdot 91,8 \cdot 61,8} = 0,88, \quad (4.37)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{10}{2 \cdot 61,8}\right) \cdot \left(1 - \frac{10}{2 \cdot 91,8}\right) = 0,87 \text{ in} \quad (4.38)$$

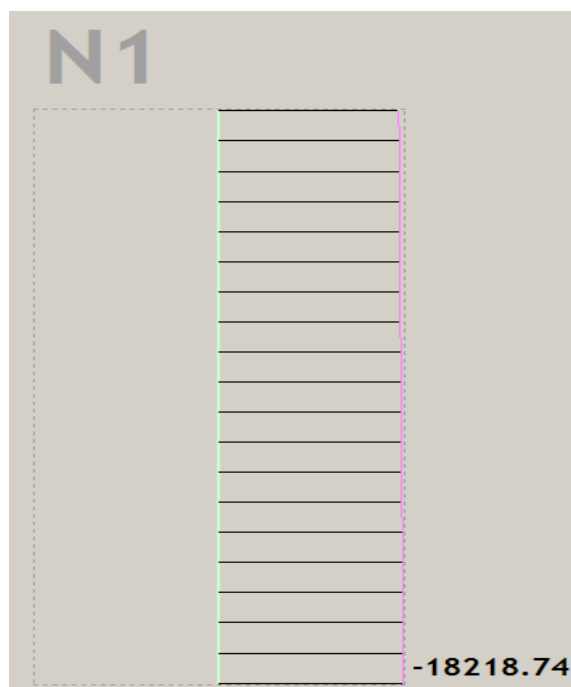
$$\alpha = 0,88 \cdot 0,87 = 0,77. \quad (4.36)$$

Zgornje vrednosti vstavimo v izraz (4.35) in dobimo:

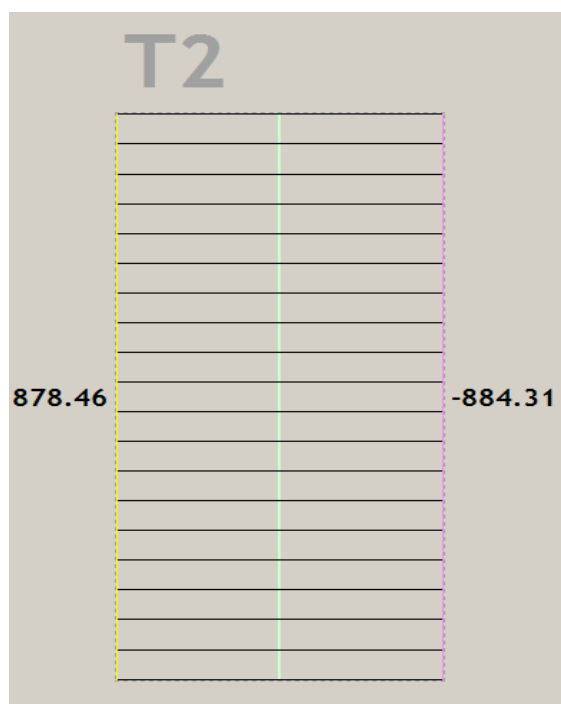
$$\alpha \cdot \omega_{wd} = 0,77 \cdot 0,108 = 0,08 \geq 30 \cdot 2,2 \cdot 0,38 \cdot \frac{34,78}{20000} \cdot \frac{70}{61,8} - 0,035 = 0,004. \quad (4.35)$$

4.4.11 Obremenitev AB stebrov B1 in B2

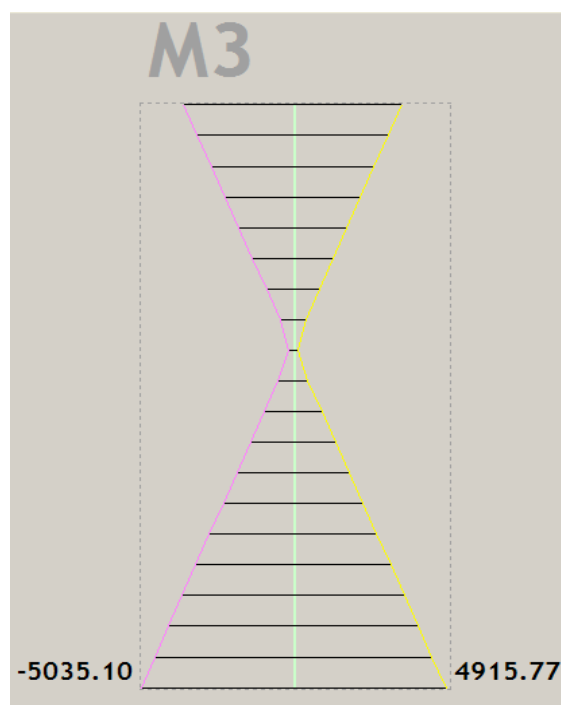
Stebra B1 in B2 sta pravokotnega prečnega prereza, dimenzij 140/100 cm. Osno, strižno in upogibno obremenitev stebrov B1 in B2 prikazujemo na slikah 57 do 62.



Slika 57: Ovojnica osnih sil v stebri B1 (kN)



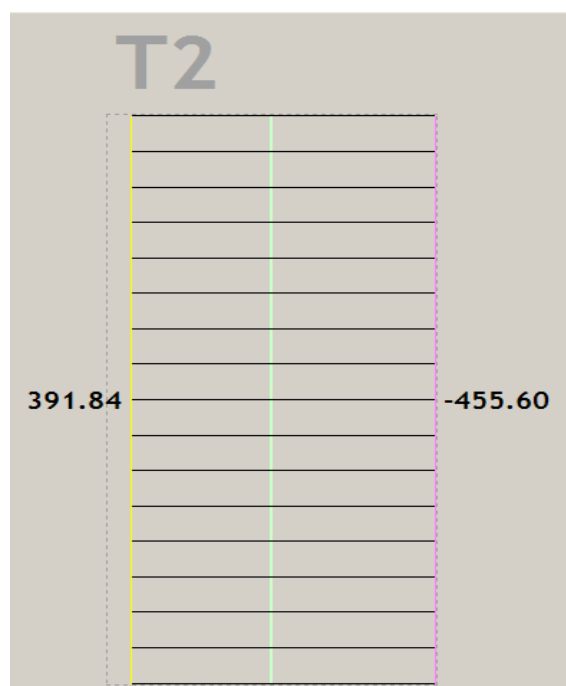
Slika 58: Ovojnica prečnih sil v stebri B1 (kN)



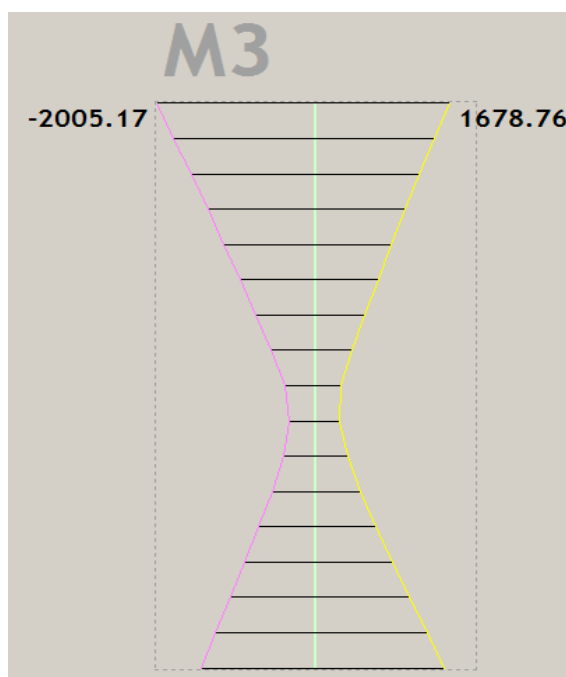
Slika 59: Ovojnica upogibnih momentov v stebri B1 (kNm)



Slika 60: Ovojnica osnih sil v stebri B2 (kN)



Slika 61: Ovojnica prečnih sil v stebri B2 (kN)



Slika 62: Ovojnica upogibnih momentov v stebri B2 (kNm)

4.4.12 Dimenzioniranje AB stebrov B1 in B2 na upogib

V skladu z določili iz SIST EN 1998-1: 2004 vrednost normirane osne sile v primarnih potresnih stebrih ne sme preseči vrednosti 0,65:

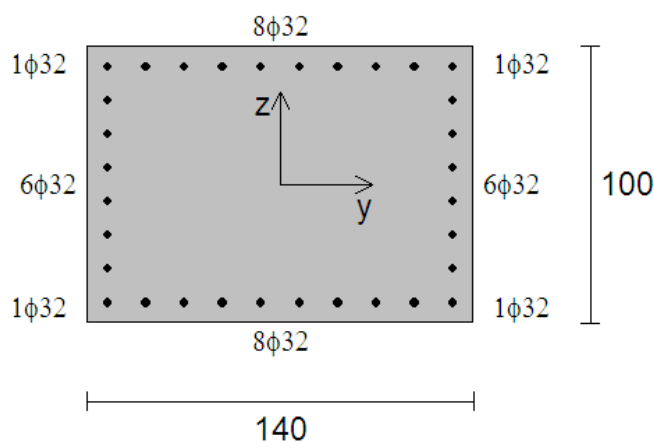
$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{11629,63}{100 \cdot 140 \cdot 2,0} = 0,42 \leq 0,65. \quad (4.28)$$

Ob upoštevanju zahtev za zagotovitev lokalne duktilnosti izberemo v stebrih B1 in B2 vzdolžno armaturo $32\phi 32$ ($A_{s,dej} = 257,36 \text{ cm}^2$, $\rho = 1,84\%$). Razporeditev armature prikazujemo na sliki 63.

C 30/37

Arm. od roba 6.0 cm

S 400

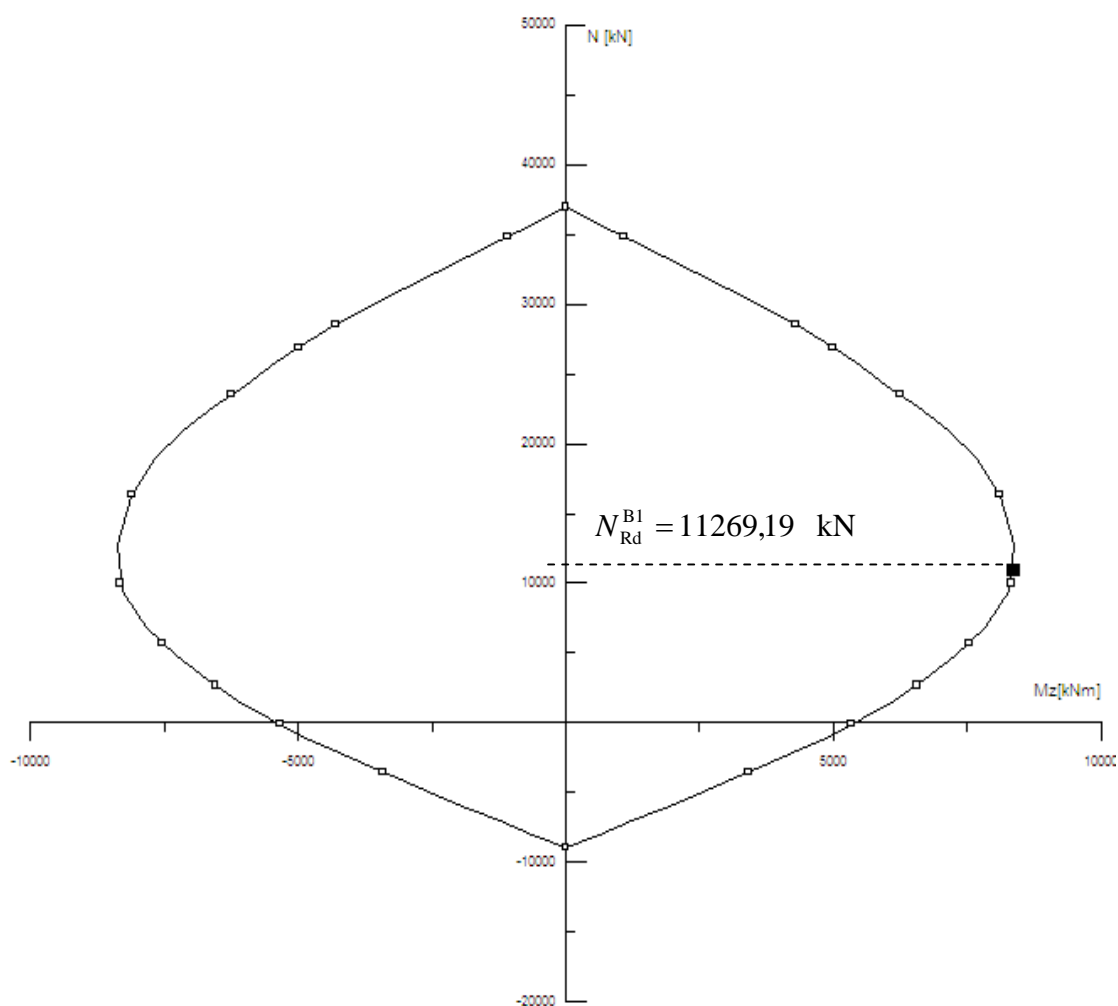
 $\mu = 1.84\%$ 

Slika 63: Izbrana vzdolžna armatura v stebrih B1 in B2

V vseh vozliščih gred s stebri moramo dodatno izpolniti zahteve glede pogojev globalne in lokalne duktilnosti (glej izraz 4.29).

Upogibno nosilnost prečnega prereza določimo s pomočjo interakcijskega diagrama mejne nosilnosti. Zaradi dvoosno-ekscentrične obremenitve upogibno nosilnost reduciramo za 30 %. Pri tlačni osni sili $N_{Rd} = 11262,19$ kN (najmanjša tlačna osna sila, ki se pojavi v kombinacijah vplivov za potresna projektna stanja) je upogibna nosilnost prečnega prereza stebra B1 naslednja:

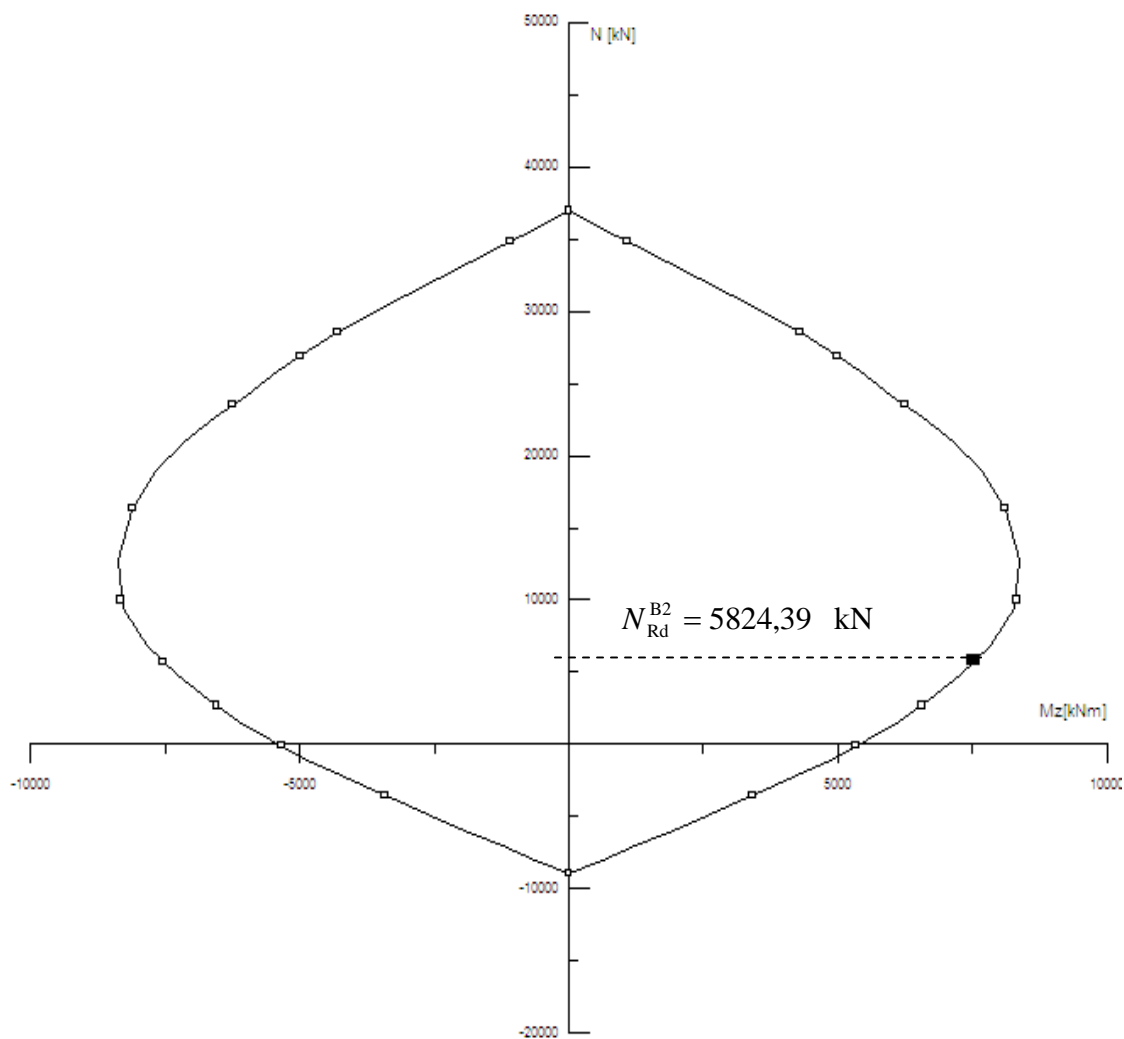
$$M_{Rd}^{B1} = 0,7 \cdot 8370 = 5859 \text{ kNm.}$$



Slika 64: Interakcijski diagram mejne nosilnosti prečnega prereza stebra B1

Podobno določimo upogibno nosilnost prečnega prereza stebra B2. Pri tlačni osni sili $N_{Rd} = 5824,39$ kN (najmanjša tlačna sila, ki se pojavi v kombinacijah vplivov za potresna projektna stanja) je upogibna nosilnost prečnega prereza stebra B2 naslednja:

$$M_{Rd}^{B2} = 0,7 \cdot 7520 = 5264 \text{ kNm}.$$



Slika 65: Interakcijski diagram mejne nosilnosti stebra B2

Upogibna nosilnost grede 1 in 2 v krajišču »b« je naslednja

$$M_{d,\min}^b = \sum M_{Rb} = 4109,57 + 4196,63 = 8306,2 \text{ kNm (glej točko 4.4.3 in 4.4.6).}$$

$$\sum M_{Rc} = M_{Rd}^{B1} + M_{Rd}^{B2} = 5859 + 5264 = 11123 \text{ kNm} \geq 1,3 \cdot \sum M_{Rb} = 10798,06 \text{ kNm}$$

Pogoj (4.29) je v krajišču »b« izpolnjen!

4.4.13 Dimenzioniranje AB stebrov B1 in B2 na prečno silo

Ob vpetju stebra B1 je:

$$M_d^1 = 1,1 \cdot 5859 \cdot \min\left(1, \frac{0}{5859}\right) = 6444,9 \text{ kNm}, \quad (4.21)$$

v krajišču »b« pa:

$$M_d^b = 1,1 \cdot 5859 \cdot \min\left(1, \frac{8306,2}{11123}\right) = 4814,3 \text{ kNm}. \quad (4.21)$$

Prečno silo po pravilih načrtovanja nosilnosti določimo z izrazom (4.30):

$$V_{Ed} = \frac{M_d^1 + M_d^b}{l_{cl}} = \frac{6444,9 + 4814,3}{9,68} = 1163,1 \text{ kN}. \quad (4.30)$$

Projektno strižno odpornost stebra brez strižne armature izračunamo z izrazom (4.22):

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} \left[c_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d = 2159,80 \text{ kN} \\ \left[v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d = 1937,60 \text{ kN} \end{array} \right. \Rightarrow$$

$$\Rightarrow V_{Rd,c} = 2159,80 \text{ kN}, \quad (4.22)$$

pri čemer je:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d(mm)}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{1340}} = 1,39 \leq 2,00, \quad (4.23)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{64,34}{100 \cdot 134} = 0,0048 \leq 0,02, \quad (4.16)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{11262,19 \cdot 1000}{1400 \cdot 1000} = 8,04 \text{ N/mm}^2 \text{ in} \quad (4.24)$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{2/3} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,24. \quad (4.25)$$

Ker je projektna strižna odpornost stebra $V_{Rd,c}$ večja od projektne prečne sile V_{Ed} , ki jo dobimo iz načrtovanja nosilnosti, računski strižna armatura ni potrebna. Kljub temu moramo zagotoviti minimalno strižno armaturo, kot to določa izraz (4.31)

Izberemo zaprto 2 - strižno streme $\phi 14$ na razdalji 10 cm.

Preverimo pogoj v izrazu (4.32) ter vrednost največje dovoljene razdalje $s_{c1,max}$:

$$\rho_w = \frac{2 \cdot 1,54}{10 \cdot 100 \cdot 1} = 0,00308 \geq \frac{0,08 \cdot \sqrt{30}}{400} = 0,00109, \quad (4.31)$$

$$s = 100 \text{ mm} \leq s_{c1,max} = \min \left\{ 20 \cdot 32 = 640, 1000, 400 \right\} = 400 \text{ mm}. \quad (4.32)$$

4.4.14 Konstruiranje stebra B1 in B2 za zagotovitev lokalne duktilnosti

Skladno z določili iz standarda SIST EN 1998-1: 2004 moramo v kritičnih območjih stebra za zagotovitev lokalne duktilnosti:

- uporabiti stremena in prečne vezi s premerom vsaj 6 mm,
- da zagotovimo minimalno duktilnost in preprečimo lokalni uklon vzdolžnih armaturnih palic moramo stremena postaviti na medsebojni manjši od $s = \min \{ b_o/2, 175, 8 \cdot d_{bl} \}$, kjer je b_o minimalna dimenzija betonskega jedra v milimetrih, merodajna do srednje črte stremen in d_{bl} minimalni premer vzdolžnih armaturnih palic : $s = \min \{ 1316/2, 175, 8 \cdot 32 \} = 175 \text{ mm}$ in
- razdalja med dvema sosednjima vzdolžnima armaturnima palicama, ki jo podpirajo stremena ali prečne vezi, ne sme biti večja od 200 mm.

Stremenska armatura $\phi 14/10 \text{ cm}$ izpolnjuje omenjene zahteve. Kritično območje stebra je:

$$l_{cr} = \max\left(1,4; 8,67/6; 0,45\right) = 1,45 \text{ m.} \quad (4.33)$$

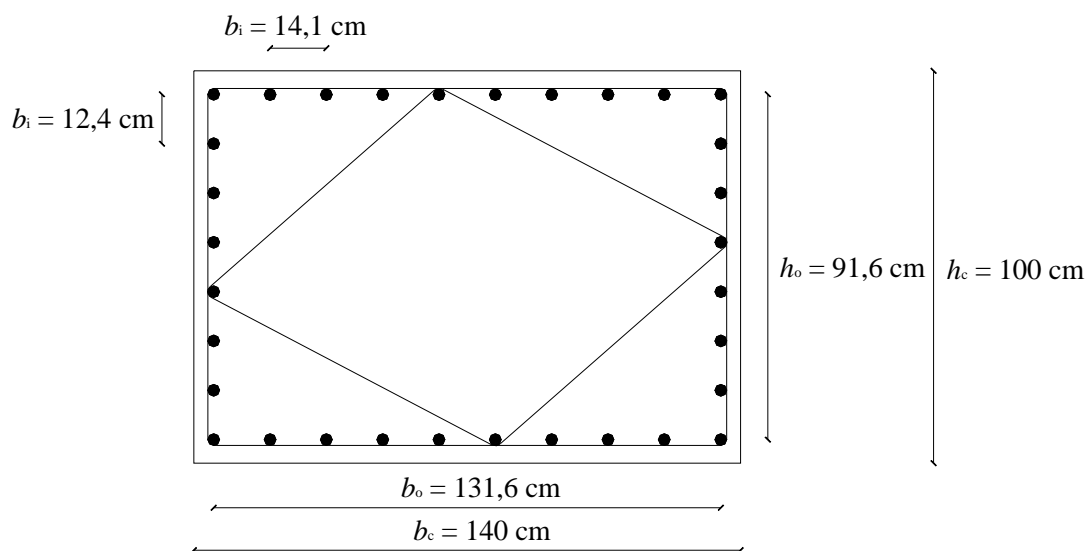
Dodatno moramo v kritičnem območju ob vpetju stebra B1 zagotoviti, da je vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost μ_{Φ} vsaj enaka $\mu_{\Phi} = 2,2$.

Mehanski volumski delež zaprtih stremen, ki objemajo betonsko jedro kritičnega prereza je enak:

$$\omega_{wd} = \frac{\text{prostornina stremen za objetje}}{\text{prostornina objetega betonskega jedra}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{(186 + 266) \cdot 1,54 \cdot 34,78}{10 \cdot 131,6 \cdot 91,6 \cdot 2} = 0,100 \geq 0,08$$

Vrednost faktorja učinkovitosti betonskega jedra α je:

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s \quad (4.36)$$



Slika 66: Objetje betonskega jedra stebra B1

Torej:

$$\alpha_n = 1 - \sum_{14} \frac{12,4^2}{6 \cdot 131,6 \cdot 91,6} - \sum_6 \frac{14,1^2}{6 \cdot 131,6 \cdot 91,6} = 0,92, \quad (4.37)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{10}{2 \cdot 91,6}\right) \cdot \left(1 - \frac{10}{2 \cdot 131,6}\right) = 0,91 \quad \text{in} \quad (4.38)$$

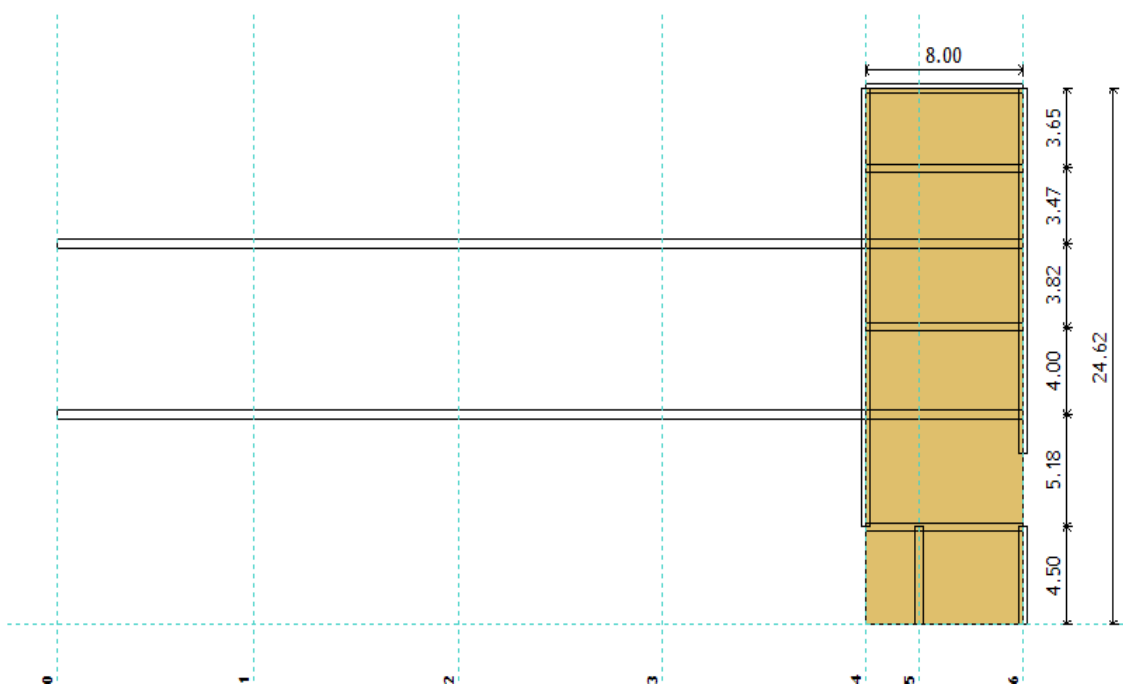
$$\alpha = 0,92 \cdot 0,91 = 0,84. \quad (4.36)$$

Vrednosti vstavimo v izraz (4.35) in dobimo:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} = 0,84 \cdot 0,100 = 0,084 \geq 30 \cdot 2,2 \cdot 0,42 \cdot \frac{34,78}{20000} \cdot \frac{140}{131,6} - 0,035 = 0,016 \quad (4.35)$$

4.5 AB stena v osi A

Obravnavana stena leži v osi A, med osema 4 in 5. Višina stena je $h_w = 24,62$ m, dolžina $l_w = 8,0$ m. Steno prikazujemo na sliki 67. Glede na razmerje med višino in dolžino stene jo uvrstimo med vitke stene ($h_w / l_w > 2$). Steno projektiramo in konstruiramo kot duktilno steno.



Slika 67: Stena v osi A

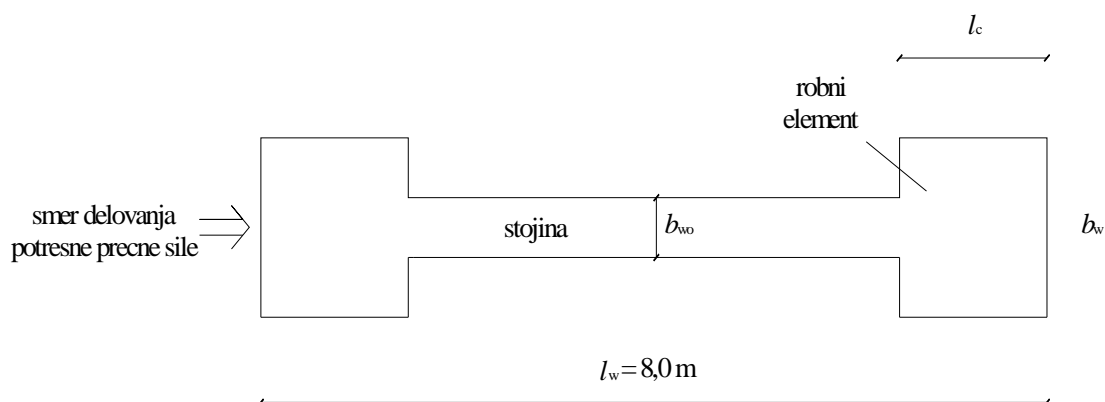
V nadaljevanju iz geometrijskih omejitev, ki veljajo za duktilne stene, določimo debelino stene b_w .

4.5.1 Geometrijske zahteve za duktilne stene

Skladno z določili iz standarda SIST EN 1998-1: 2004 mora širina stojine duktilne stene b_{wo} (glej sliko 68) zadostiti naslednjemu pogoju:

$$b_{wo} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \text{ m} \\ h_s / 20 \end{array} \right\}, \quad (4.39)$$

kjer je h_s svetla etažna višina. Ko upoštevamo $h_s = 4,32$ m, dobimo iz pogoja (4.39) zahtevo $b_{wo} \geq 21,6$ cm.

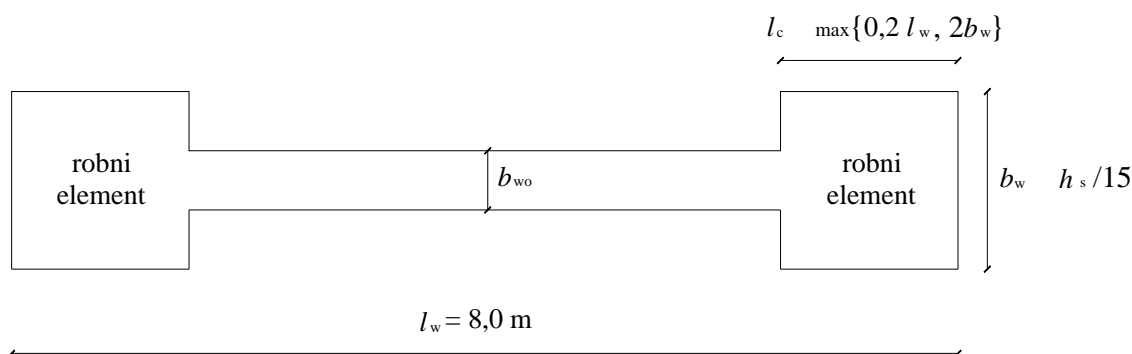


Slika 68: Geometrijski parametri stene

Dodatno moramo upoštevati tudi zahtevo glede debeline objetega dela prereza duktilne stene (robnegea elemnta) b_w (glej sliko 68), ki ne sme biti manjša od 200 mm.

Poleg tega je debelina robnegea elementa b_w odvisna tudi od dolžine objetega dela l_c -dolžine, na kateri lahko zaradi velikih tlačnih deformacij pride do odpadanja betona. Če predpostavimo, da bo dolžina l_c krajša od večje vrednosti med $0,2 \cdot l_w$ in $2 \cdot b_w$, potem debelina robnegea elementa b_w ne sme biti manjša od $h_s/15$, kjer je h_s etažna višina (slika 69). Če pa predpostavimo, da bo dolžina l_c daljša od večje vrednosti med $0,2 \cdot l_w$ in $2 \cdot b_w$, potem debelina robnegea elementa b_w ne sme biti manjša od $h_s/10$.

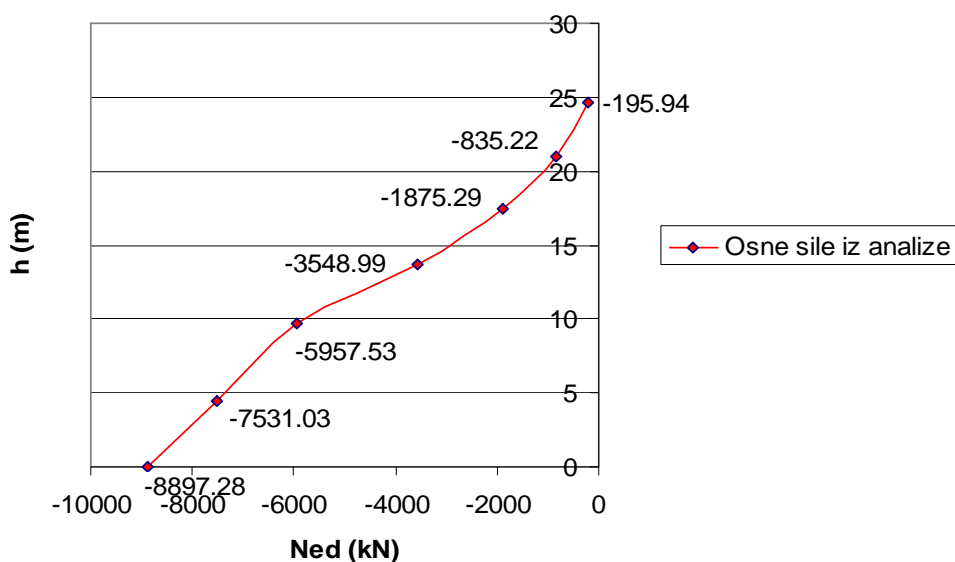
Predpostavimo, da bo debelina stene po celotni dolžini konstantna ($b_w = b_{wo}$). Glede na zapisane zahteve za debelino stene izberemo $b_w = 35$ cm. Pri tem predvidimo, da bo dolžina objetega dela $l_c \leq \max \{0,2 \cdot 800, 2 \cdot 35\} = 160$ cm.



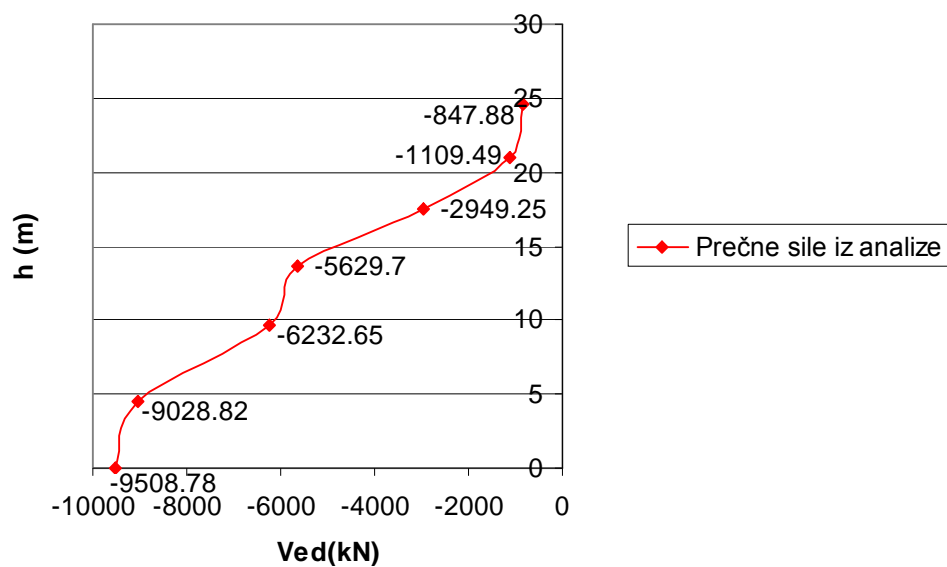
Slika 69: Določitev dimenzij robnega elementa

4.5.2 Obremenitve stene v osi A

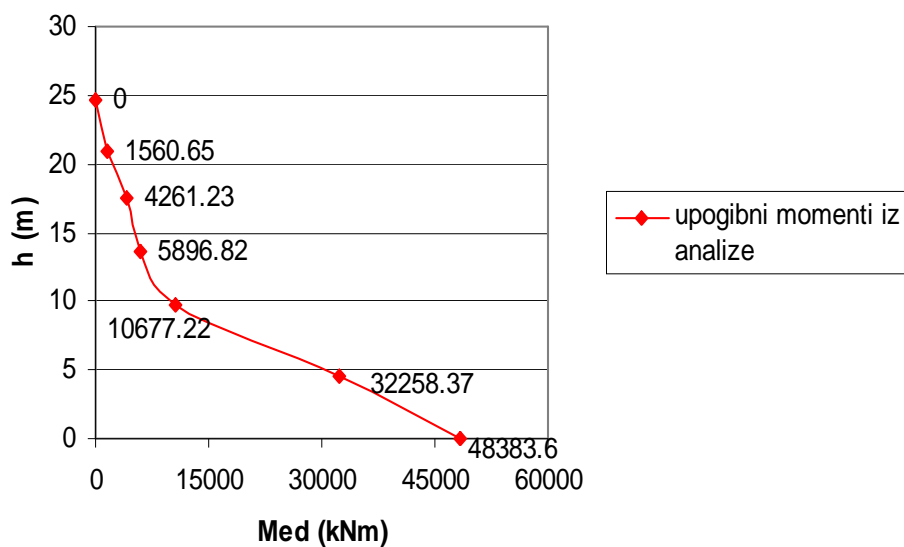
Na slikah 70, 71 in 72 prikazujemo notranje sile v steni, izračunane s programom »TOWER 6.0«. Notranje statične količine pripadajo merodajnim kombinacijam za potresna projektna stanja.



Slika 70: Potek osnih sil v steni v osi A, ki pripadajo merodajnim kombinacijam za potresna projektna stanja



Slika 71: Potek prečnih sil v steni v osi A, ki pripadajo merodajnim kombinacijam za potresna projektna stanja



Slika 72: Potek upogibnih momentov v steni v osi A, ki pripadajo merodajnim kombinacijam za potresna projektna stanja

4.5.3 Posebna določila za račun projektних obremenitev v steni

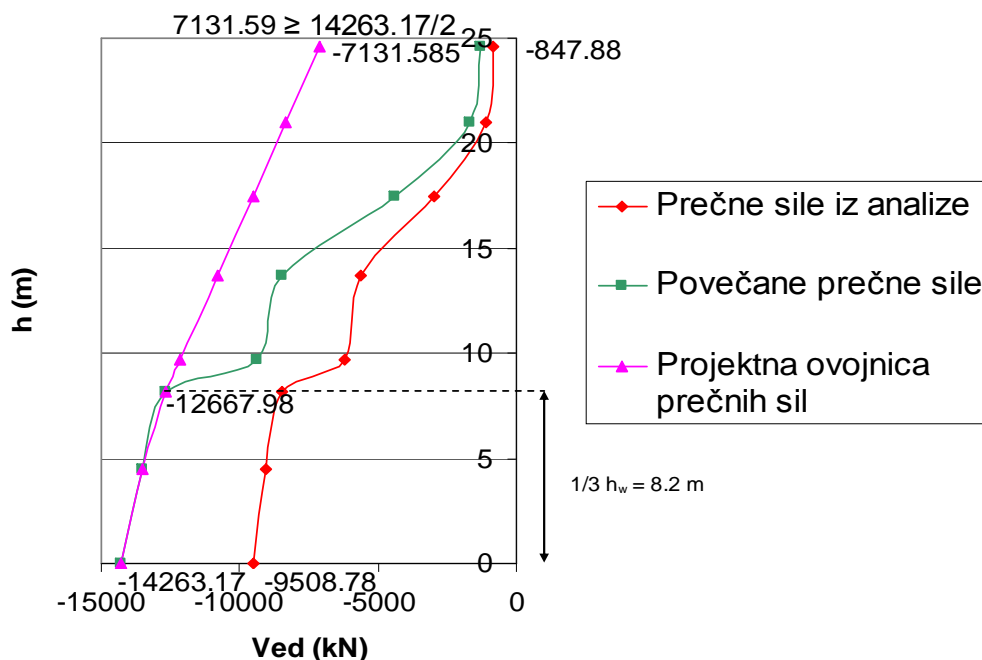
- *OSNE SILE*

Pri določitvi upogibne in strižne nosilnosti uporabimo osne sile iz analize za potresna projektna stanja. Pri tem normirana osna sila v steni ne sme preseči vrednosti 0,4. Ob vpetju stene je vrednost normirane osne sile v steni (glej enačbo 4.28):

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{8897,28}{800 \cdot 35 \cdot 2,0} = 0,16 \leq 0,40 \quad (4.28)$$

- *PREČNE SILE*

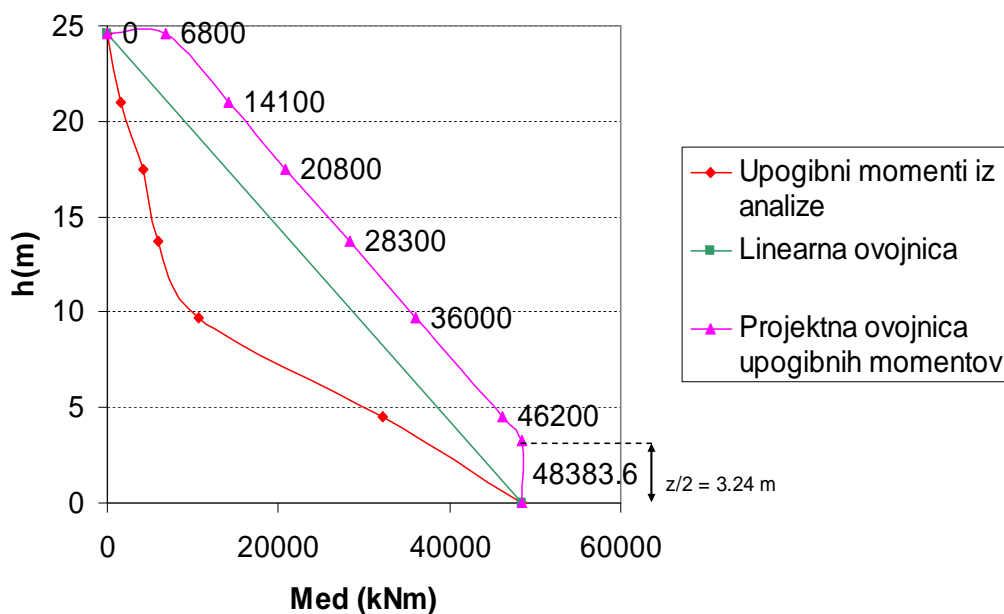
Skladno z določili iz standarda SIST EN 1998-1: 2004 moramo upoštevati možno povečanje prečnih sil zaradi plastifikacije ob vpetju stene. To naredimo tako, da prečne sile, določene z analizo, povečamo za 50 %. Projektno ovojnico prečnih sil prikazujemo na sliki 73.



Slika 73: Projektna ovojnica prečnih sil za steno v osi A

• *UPOGIBNI MOMENTI*

S premaknitvijo diagrama upogibnih momentov iz analize upoštevamo nezanesljivost pri razporeditvi momenta vzdolž višine vitke stene, to je stene, ki ima razmerje med višino in dolžino večje od 2. Projektno ovojnico upogibnih momentov prikazujemo na sliki 74.



Slika 74: Projektna ovojnica upogibnih momentov za steno v osi A

4.5.4 Kritično območje nad vpetjem stene

Kritično območje je območje v potresnem elementu, kjer nastopa najbolj neugodna kombinacija notranjih sil in kjer lahko nastane plastični členek.

Višino kritičnega območja h_{cr} nad vpetjem obravnavane stene ocenimo s pomočjo določil iz SIST EN 1998-1: 2004, in sicer:

$$h_{cr} = \max \left\{ l_w; \frac{h_w}{6} \right\} = \max \left\{ 8,0; \frac{24,62}{6} \right\} = 800 \text{ cm} \quad (4.40)$$

Pri tem upoštevamo omejitvev:

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2l_w \\ h_s \text{ (za } n \leq 6 \text{ etaž)}, \end{cases} \quad (4.41)$$

kjer je h_s svetla etažna višina. Torej velja:

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot 8,0 = 16 \text{ m} \\ 4,5 \text{ m} \end{cases} \rightarrow h_{cr} \leq 4,5 \text{ m}. \quad (4.41)$$

Iz povedanega lahko ugotovimo, da je višina kritičnega območja obravnavane stene

$$h_{cr} = 4,5 \text{ m}.$$

4.5.5 Dimenzioniranje stene debeline 35 cm v kritičnem območju na upogib

Upogibno nosilnost stene določimo skladno z določili iz SIST EN 1992-1-1: 2004, pri čemer uporabimo vrednost osne sile iz analize za potresno projektno stanje. Pri računu upogibne nosilnosti prečnega prereza stene upoštevamo tudi navpično armaturo v stojini. Pri tem izberemo dolžino robnega elementa stene $l_c = 140 \text{ cm}$ (glej poglavje 4.5.1.). Minimalna dopustna dolžina objetega robnega elementa je:

$$l_{c,\min} \geq \max \{1,5 \cdot b_w, 0,15 \cdot l_w\} = 120 \text{ cm} \quad (4.42)$$

Delež vzdolžne armature pa v robnih elementih ne sme biti manjši od 0,005, to pomeni:

$$A_s^{\text{rob.el.}} \geq 0,005 \cdot A_c^{\text{rob.el.}} = 0,005 \cdot 35 \cdot 140 = 24,5 \text{ cm}^2 \quad (4.43)$$

Razdalja med dvema sosednjima vzdolžnima palicama v robnem elementu je lahko največ 20 cm, premer posamezne palice pa ne sme biti manjši od 12 mm.

Obremenitev prečnega prereza stene na mestu vpetja je (glej sliki 70 in 72):

$$M_{Ed} = 48383,60 \text{ kNm in}$$

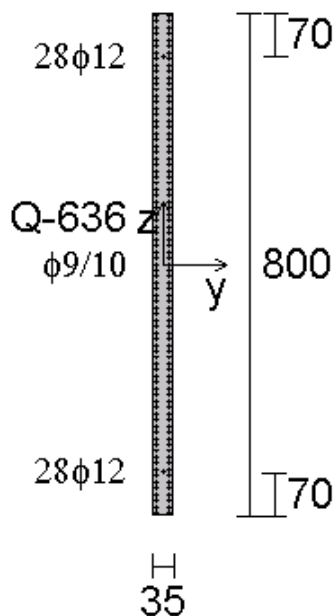
$$N_{Ed} = -8897,28 \text{ kN}$$

Izbrano vzdolžno armaturo prikazujemo na sliki 75.

C 30/37

σ_j 500 MPa
MA 500/600 (porazdeljena)

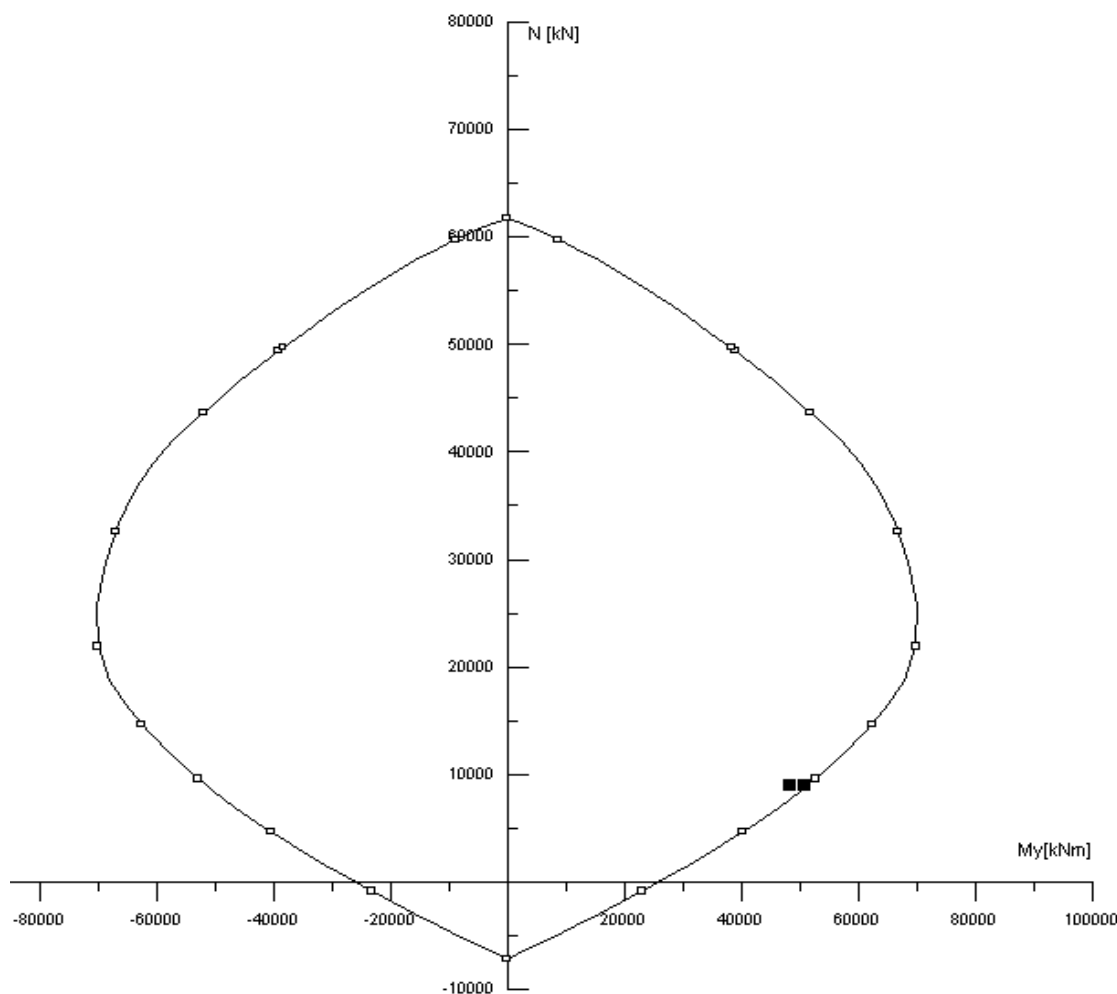
$\mu = 0.59\%$



Slika 75: Vzdolžna armatura stene debeline 35 cm v kritičnem območju nad vpetjem stene

V vsakem robnem elementu namestimo dvakrat po 14 armaturnih palic s premerom $\phi 12$ mm na medsebojni oddaljenosti 10 cm. Vzdolž obeh robov stene dodatno namestimo še mrežno armaturo Q636.

Mejno nosilnost prečnega prereza stene v kritičnem območju prikažemo s pomočjo interakcijskega diagrama mejne nosilnosti na sliki 76, ki ga izračunamo s programom DIAS.



Slika 76: Interakcijski diagram mejne nosilnosti prečnega prereza stene debeline 35 cm v kritičnem območju

Pri osni sili $N_{Ed} = -8897,28$ kN je mejna upogibna nosilnost prečnega prereza stene z izbrano vzdolžno armaturo $M_{Rd} = 51000$ kNm in je večja od obremenitve $M_{Ed} = 48383,60$ kNm. Skupni prečni prerez vzdolžne armature stene je:

$$A_{s,v,dej} = 2 \cdot 28 \cdot \frac{\pi \cdot 1,2^2}{4} + 2 \cdot 8,0 \cdot 6,36 = 63,3 + 101,8 = 165,1 \text{ cm}^2, \quad (4.43)$$

kar predstavlja 0,59 % površine prečnega prereza stene in je večji od minimalne zahtevane vrednosti, ki je 0,30 % (SIST EN 1992-1-1: 2004).

Preverimo še količino armature v robnem elementu glede na zahtevo (4.44):

$$A_{s,dej}^{rob.el.} = 28 \cdot \frac{\pi \cdot 1,2^2}{4} + 2 \cdot 1,4 \cdot 6,36 = 31,7 + 17,8 = 49,5 \text{ cm}^2 \geq 24,5 \text{ cm}^2. \quad (4.44)$$

Pogoj glede minimalne vzdolžne armature v robnem elementu je izpolnjen!

4.5.6 Dimenzioniranje stene debeline 35 cm v kritičnem območju na prečno silo

Strižno odpornost stene preverimo skladno z določili SIST EN 1992-1-1: 2004.

Projektna prečna sila v steni na mestu vpetja je (glej sliko 73):

$$V_{ed} = -14263,17 \text{ kN},$$

pripadajoča osna sila (slika 70) pa:

$$N_{ed} = -8897,28 \text{ kN}$$

Za vrednost osne sile smo uporabili vrednost iz analize za potresno projektno stanje.

Projektno strižno odpornost prečnega prereza stene brez strižne armature izračunamo z izrazom (4.22):

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \left[c_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d, \left[v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \right\}, \quad (4.22)$$

pri čemer je

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{7300}} = 1,17 \leq 2,0 \quad (4.23)$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{49,5}{35 \cdot 730} = 0,00196 \leq 0,02 \quad (4.16)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{8897,28 \cdot 1000}{1000 \cdot 0,35 \cdot 8 \cdot 1000} = 3,18 \text{ N/mm}^2 \quad (4.24)$$

$$v_{\min} = 0,035 \times k^{\frac{2}{3}} \cdot f_{ck}^{0,5} \Rightarrow 0,035 \times 1,17^{\frac{2}{3}} \cdot 30^{0,5} \Rightarrow v_{\min} = 0,213 \quad (4.25)$$

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} \left[0,12 \cdot 1,17 \cdot (100 \cdot 0,00196 \cdot 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 3,18 \right] \cdot 350 \cdot 7300 = 1866,20 \text{ kN} \\ \left[0,213 + 0,15 \cdot 3,18 \right] \cdot 350 \cdot 7300 = 1762,95 \text{ kN} \end{array} \right\},$$

Torej:

$$V_{Rd,c} = 1866,20 \text{ kN.} \quad (4.22)$$

Projektna strižna odpornost stene brez strižne armature ($V_{Rd,c}$) ob vpetju je manjša od projektne vrednosti prečne sile V_{Ed} , ki jo povzroča zunanja obtežba. To pomeni, da moramo v prečnem prerezu stene zagotoviti zadostno količino strižne armature, da bo izpolnjen pogoj $V_{Rd} > V_{Ed}$, kjer je V_{Rd} projektna strižna odpornost stene s strižno armaturo. Če za strižno armaturo stene uporabimo kar vodoravno armaturo, je strižna odpornost prečnega prereza določena z izrazom (glej 4.26):

$$V_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta, \\ V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd}}{(\cot \theta + \tan \theta)} \end{array} \right\}. \quad (4.26)$$

Izberemo vodoravno armaturo na obeh straneh stene, in sicer mrežo Q636 (glej točko 4.5.5) in rebraste armaturne palice $\varnothing 22$ mm na medsebojni razdalji 20 cm. Pri tem so vrednosti parametrov, ki nastopajo v enačbi (4.26) naslednje:

$$A_{sw} = 2 \cdot 6,36 + 2 \cdot \frac{1}{0,2} \cdot \frac{\pi \cdot 2,2^2}{4} = 50,73 \text{ cm}^2 / \text{m}, \quad (4.45)$$

$$s = 100 \text{ cm},$$

$$z = 0,81 \cdot l_w = 0,81 \cdot 800 = 648 \text{ cm},$$

$$f_{ywd} = 43,5 \text{ kN/cm}^2,$$

$$\theta = 45^\circ,$$

$$\alpha_{cw} = 1,$$

$$b_w = 35 \text{ cm},$$

$$v_1 = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{30}{250} \right] = 0,528 \text{ in}$$

$$f_{cd} = 2 \text{ kN/cm}^2.$$

Torej:

$$V_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{50,73}{100} \cdot 648 \cdot 43,5 \cdot 1 = 14299,8 \text{ kN} \\ \frac{1 \cdot 35 \cdot 648 \cdot 0,528 \cdot 2,0}{1+1} = 11975,0 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow V_{Rd} = 11975,0 \text{ kN} \Rightarrow,$$

$$\Rightarrow V_{Rd} = 11975,0 \text{ kN} \leq V_{Ed} = 14263,17 \text{ kN}. \quad (4.26)$$

Izkaže se, da je projektna strižna odpornost prečnega prereza stene V_{Rd} manjša od prečne sile V_{Ed} . Zato moramo sprejeti določene ukrepe, povečati moramo debelino stene. Ukrepi so podrobneje predstavljeni na koncu poglavja 4.5.7. Zaradi večje nazornosti nadaljujemo projektiranje stene debeline 35 cm, vključno s konstruiranjem stene za zagotovitev lokalne duktnosti.

V skladu s standardom SIST EN 1992-1-1: 2004 moramo v steno zaradi prečne sile dodati še dodatno vertikalno armaturo, ki jo določimo z izrazom (4.46). Pri tem uporabimo vrednost prečne sile iz analize $V_{Ed} = 9508,78 \text{ kN}$.

$$\Delta A_{sl} = \frac{V_{Ed}}{2 \cdot \sigma_s} = \frac{9508,78}{2 \cdot 43,5} = 109,3 \text{ cm}^2. \quad (4.46)$$

Izberemo dodatno vzdolžno armaturo $28 \emptyset 22 \rightarrow \Delta A_{sl,dej} = 109,4 \text{ cm}^2$

Skladno z določili iz standarda SIST EN 1992-1-1: 2004 moramo zagotoviti vodoravno armaturo na obeh straneh stene, prerez te armature pa ne sme biti manjši od 0,2% površine prečnega prereza stene:

$$A_{s,hmin} = 0,002 \cdot 100 \cdot 35 = 7 \text{ cm}^2/\text{m}. \quad (4.47)$$

Izbrana vodoravna armatura izpolnjuje zahteve o minimalni armaturi!

4.5.7 Konstruiranje stene debeline 35 cm za zagotovitev lokalne duktilnosti

Skladno z določili iz standarda SIST EN 1998-1: 2004 moramo v kritičnem območju stene nad vpetjem (glej poglavje 4.5.4) zagotoviti, da je vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost μ_ϕ vsaj enaka:

$$\mu_\phi = 2 \cdot q_0 - 1 = 2 \cdot \left(q_0 \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right) - 1 = 2 \cdot \left(1,6 \cdot \frac{48383,6}{51000} \right) - 1 = 2,04, \quad (4.34)$$

kjer smo upoštevali, da je osnovni nihajni čas konstrukcije $T_1 \geq T_C = 0,6$ sek. Pri tem smo v izrazu (4.34) osnovno vrednost faktorja q_0 skladno s SIST EN 1998-1: 2004 zmanjšali s produktom q_0 in maksimalne vrednosti razmerja upogibnih momentov M_{Ed}/M_{Rd} , ki jo določimo ob vpetju stene za potresno projektno stanje. Pri tem je M_{Ed} projektni upogibni moment iz analize, M_{Rd} pa projektna upogibna nosilnost.

Predpisano vrednost duktilnosti za ukrivljenost $\mu_\phi = 2,04$ zagotovimo z armaturo objetja v robnih območjih prereza stene, t.i. robnih elementih. Pri tem smo predpostavili, da je dolžina območja robnih elementov $l_c = 140$ cm, prečni prerez vzdolžne armature v robnem elementu znaša $A_{s,dej}^{rob.el.} = 49,5 \text{ cm}^2$ (glej 4.5.5), v stojini stene pa:

$$A_{s,dej}^{stojina} = 2 \cdot 6,36 \cdot (8 - 2 \cdot 1,4) = 66,1 \text{ cm}^2.$$

Za stene pravokotnega prereza, kjer je vrednost normirane osne sile v_d večja od 0,15 mora mehanski volumski delež armature objetja ω_{wd} v robnih elementih ustrezati izrazu (4.48):

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_\phi \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0,035, \quad (4.48)$$

kjer je pomen parametrov enak kot v enačbi (4.35), z ozjemo ω_v , ki je mehanski delež navpične armature v stojini stene in je določen z izrazom (4.49).

$$\omega_v = \frac{\rho_v \cdot f_{yd,v}}{f_{cd}}. \quad (4.49)$$

Na sliki 77 prikazujemo izbrano armaturo objetja v kritičnem območju stene. Pri tem upoštevamo naslednja določila iz SIST EN 1998-1-2004:

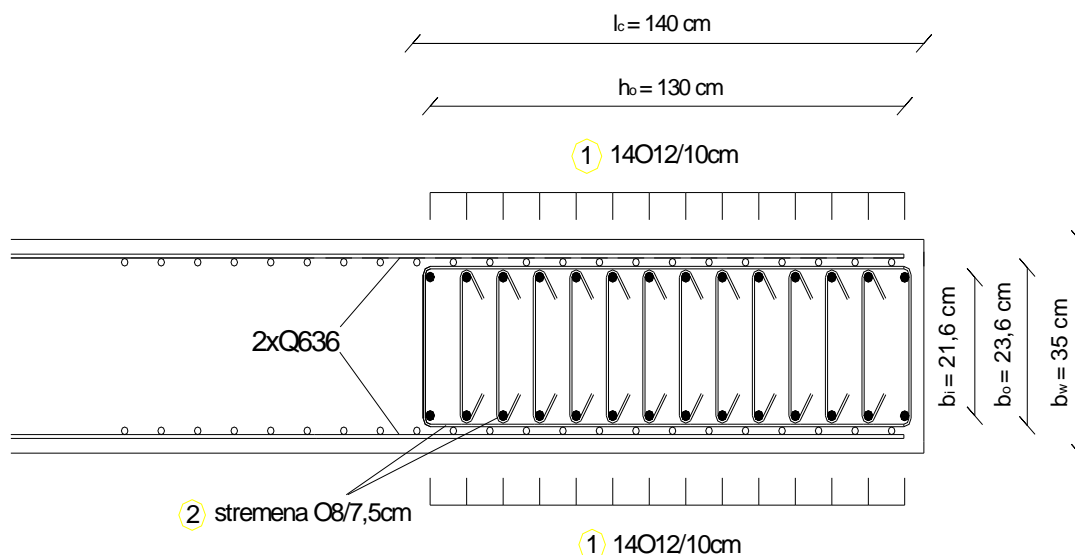
- v kritičnem območju stene ob vpetju mora znašati mehanski volumski delež armature objetja ω_{wd} vsaj 0,08,
- stremena moramo postaviti na medsebojni razdalji, manjši od $s = \min \{b_o/2, 175, 8 \cdot d_{bl}\}$, kjer je b_o minimalna dimenzija objetja betonskega jedra do srednje črte stremen v milimetrih, d_{bl} pa jeminimalni premer vzdolžnih armaturnih palic: $s = \min \{2360/2, 175, 8 \cdot 12\} = 96 \text{ mm} = 9,6 \text{ cm}$. Pri tem b_o izračunamo z izrazom (4.50):

$$b_o = b_w - 2 \cdot c_{\min} - 2 \cdot (\phi_v + \phi_n)_{Q636} - 2 \cdot (\phi_{\text{objektja}} / 2) \Rightarrow$$

$$b_o = 350 - 2 \cdot 35 - 2 \cdot (9 + 9) - 2 \cdot (8/2) = 236 \text{ mm}, \quad (4.50)$$

kjer smo za streme izbrali palico s premerom $\Phi_{\text{objektja}} = 8 \text{ mm}$,

- razdalja med dvema sosednjima vzdolžnima armaturnima palicama, ki jo podpirajo stremena, ne sme biti večja od 200 mm in
- minimalen premer stremen je 6 mm.



Slika 77: Armatura stene debeline 35 cm v osi A

V nadaljevanju sledi kontrola pogoja (4.48).

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{(6 \cdot b_o \cdot h_o)} = 1 - \frac{2 \cdot 13 \cdot 10^2 + 2 \cdot 21,6^2}{6 \cdot 23,6 \cdot 130} = 0,808, \quad (4.37)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_o}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2 \cdot h_o}\right) = \left(1 - \frac{7,5}{2 \cdot 23,6}\right) \cdot \left(1 - \frac{7,5}{2 \cdot 130}\right) = 0,468, \quad (4.38)$$

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = 0,808 \cdot 0,468 = 0,378, \quad (4.36)$$

kjer je α faktor učinkovitosti objekta.

Vrednosti, ki jih vstavimo v izraz (4.48) so naslednje:

$$v_d = 0,16, \quad (4.28)$$

$$\omega_v = \frac{\rho_v \cdot f_{yd,v}}{f_{cd}} = \frac{66,14}{35 \cdot 520} \cdot \frac{43,5}{2,0} = 0,079, \quad (4.49)$$

$$\varepsilon_{sy,d} = \frac{f_{yd}}{E_S} = \frac{43,5}{20000} = 0,002175, \quad (4.51)$$

$$\omega_{wd} = \frac{\text{prostornina stremen za objetje}}{\text{prostornina objetja betonskega jedra}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{\frac{\pi \cdot 0,8^2}{4} \cdot (2 \cdot 130 + 14 \cdot 23,6)}{130 \cdot 23,6 \cdot 7,5} \cdot \frac{43,5}{2,0}$$

$$\rightarrow 0,281 \geq 0,08,$$

$$\alpha \cdot \omega_{wd} = 0,378 \cdot 0,281 = 0,106 \geq 30 \cdot 2,04 \cdot (0,16 + 0,079) \cdot 0,002175 \cdot \frac{35}{23,6} - 0,035 = 0,012.$$

Izbrana armatura objetja zadostuje pogoj (4.48).

Stremena za objetje $\varnothing 8/7,5$ cm postavimo na višini kritičnega območja $h_{cr} = 450$ cm (glej točko 4.5.4). V vodoravni smeri postavimo stremena na celotni dolžini robnega elementa $l_c = 140$ cm (glej sliko 77). Skladno z zahtevami iz SIST EN 1998-1:2004 morajo biti stremena za objetje nameščena na celotnem območju, kjer lahko beton zaradi velikih tlačnih deformacij odpade. Lahko upoštevamo, da dolžino tega območja ocenimo z enačbo:

$$x_u \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2,c}} \right), \quad (4.52)$$

kjer je x_u globina nevtralne osi v prečnem prerezu stene pri mejni ukrivljenosti po odluščenju betona, ε_{cu2} je mejna deformacija neobjetega betona in je 3,5 ‰, $\varepsilon_{cu2,c}$ pa je mejna deformacija objetega betona. Vrednosti za x_u in $\varepsilon_{cu2,c}$ izračunamo z izrazoma:

$$x_u = (v_d + \omega_v) \cdot \frac{b_c \cdot h_c}{b_o} \quad \text{in} \quad (4.53)$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1 \cdot \alpha \cdot \omega_{wd}. \quad (4.54)$$

Pomen parametrov v_d , ω_v , b_c , b_o , α in ω_{wd} je enak kot v enačbi (4.48), h_c je večja dimenzija prečnega prereza stene (v smeri večje upogibne togosti), t.j. $h_c = l_w = 800$ cm. Vrednosti parametrov so:

$\alpha = 0,378$ (faktor učinkovitosti objetja),

$\omega_{wd} = 0,281$ (mehanski prostorninski delež armature objetja),

$v_d = 0,16$ (normirana osna sila),

$\omega_v = 0,079$ (mehanski delež vzdolžne armature v stojini),

$b_c = 35$ cm in

$b_o = 23,6$ cm.

Ko vrednosti vstavimo v enačbi (4.53) in (4.54) dobimo:

$$x_u = (0,16 + 0,079) \cdot \frac{35 \cdot 800}{23,6} = 283 \text{ cm in} \quad (4.53)$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1 \cdot 0,378 \cdot 0,281 = 0,01412. \quad (4.54)$$

Dolžina območja, kjer se lahko odlušči krovni sloj betona (4.52) je:

$$283 \cdot \left(1 - \frac{3,5}{14,12}\right) = 212,9 \text{ cm.} \quad (4.52)$$

Ugotovimo, da stremena za objetje, ki smo jih postavili na dolžini 140 cm (glej poglavje 4.5.5), ne zadostujejo za preprečitev morebitnega odpadanja betona, saj je ta pojav predviden na dolžini 212,9 cm. Poleg tega smo v poglavju 4.5.6, kjer smo steno projektirali na prečno silo, ugotovili, da stena debeline 35 cm ne izpolnjuje pogoja (4.26), zato sprejmemo logičen ukrep, to pa je povečanje debeline stene na 45 cm, dolžino robnega elementa pa povečamo na $l_c = 170$ cm.

4.5.8 Dimenzioniranje stene debeline 45 cm v kritičnem območju na upogib

Upogibno nosilnost stene določimo skladno z določili iz SIST EN 1992-1-1: 2004, pri čemer uporabimo vrednost osne sile iz analize za potresno projektno stanje. Pri računu

upogibne nosilnosti prečnega prereza stene upoštevamo tudi navpično armaturo v stojini. Pri tem izberemo dolžino robnega elementa stene $l_c = 170$ cm.

Delež vzdolžne armature v robnih elementih ne sme biti manjši od 0,005, to pomeni:

$$A_s^{\text{rob.el.}} \geq 0,005 \cdot A_c^{\text{rob.el.}} = 0,005 \cdot 45 \cdot 170 = 38,3 \text{ cm}^2 \quad (4.43)$$

Obremenitev prečnega prereza stene na mestu vpetja je (glej sliki 70 in 72):

$$M_{\text{Ed}} = 48383,60 \text{ kNm in}$$

$$N_{\text{Ed}} = -8897,28 \text{ kN}$$

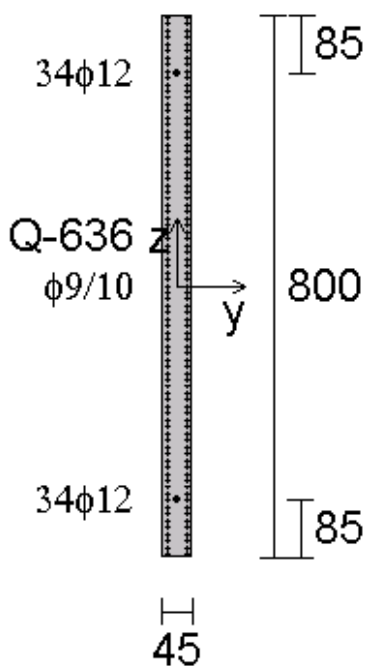
Izbrano vzdolžno armaturo prikazujemo na sliki 78.

C 30/37

σ_j 500 MPa

MA 500/600 (porazdeljena)

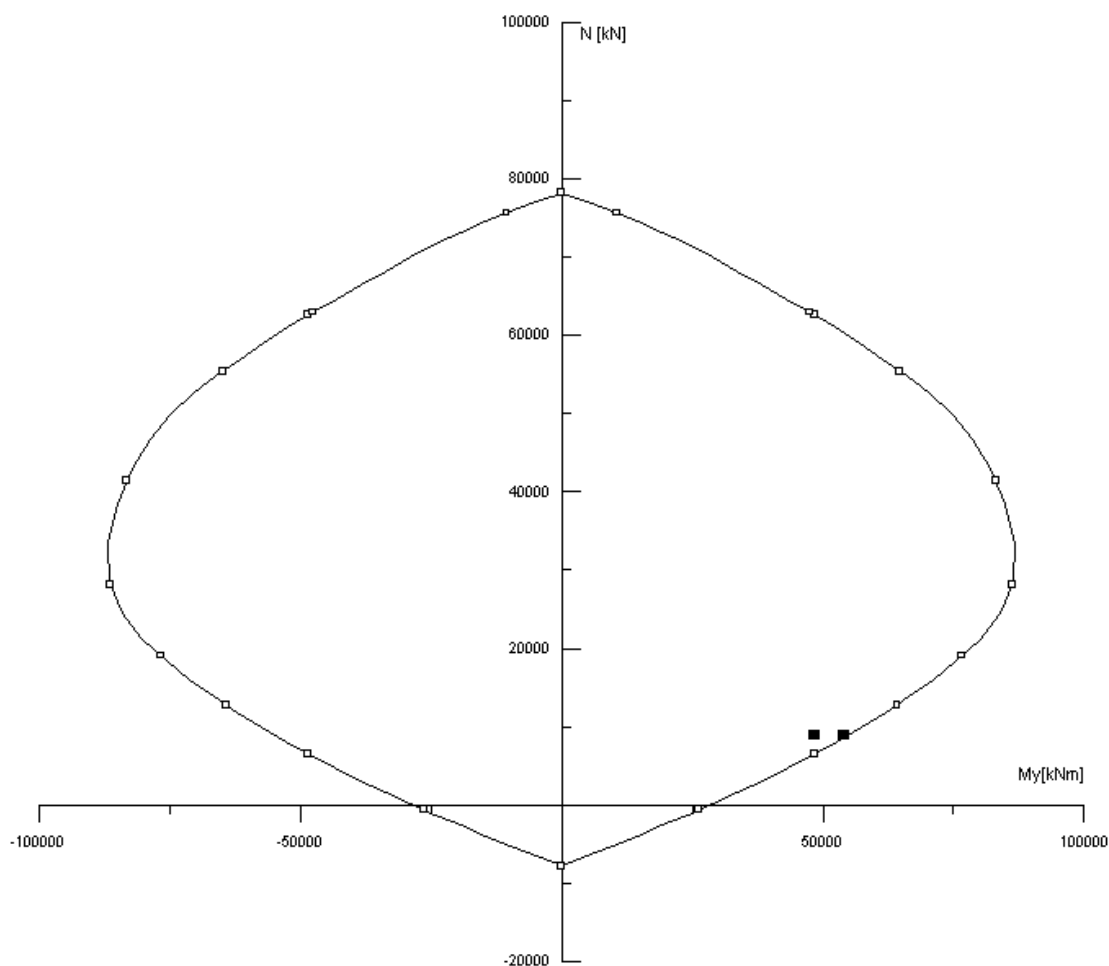
$\mu = 0.50\%$



Slika 78: Vzdolžna armatura stene debeline 45 cm v kritičnem območju nad vpetjem stene

V vsakem robnem elementu namestimo dvakrat po 17 armaturnih palic s premerom $\varnothing 12$ mm na medsebojni oddaljenosti 10 cm. Vz dolž obeh robov stene dodatno namestimo še mrežno armaturo Q636.

Mejno nosilnost prečnega prereza stene v kritičnem območju prikažemo s pomočjo interakcijskega diagrama mejne nosilnosti na sliki 79, ki ga izračunamo s programom DIAS.



Slika 79: Interakcijski diagram mejne nosilnosti prečnega prereza stene debeline 45 cm v kritičnem območju

Pri osni sili $N_{Ed} = -8897,28$ kN je mejna upogibna nosilnost prečnega prereza stene z izbrano vzdolžno armaturo $M_{Rd} = 54000$ kNm in je večja od obremenitve $M_{Ed} = 48383,60$ kNm. Skupni prečni prerez vzdolžne armature stene je:

$$A_{s,v,dej} = 2 \cdot 34 \cdot \frac{\pi \cdot 1,2^2}{4} + 2 \cdot 8,0 \cdot 6,36 = 76,9 + 101,8 = 178,7 \text{ cm}^2, \quad (4.43)$$

kar predstavlja 0,50 % površine prečnega prereza stene in je večji od minimalne zahtevane vrednosti, ki je 0,30 % (SIST EN 1992-1-1: 2004).

Preverimo še količino armature v robnem elementu glede na zahtevo (4.44):

$$A_{s,dej}^{rob.el.} = 34 \cdot \frac{\pi \cdot 1,2^2}{4} + 2 \cdot 1,7 \cdot 6,36 = 38,5 + 21,6 = 60,1 \text{ cm}^2 \geq 38,3 \text{ cm}^2. \quad (4.44)$$

Pogoj glede minimalne vzdolžne armature v robnem elementu je izpolnjen!

4.5.9 Dimenzioniranje stene debeline 45 cm v kritičnem območju na prečno silo

Strižno odpornost stene preverimo skladno z določili SIST EN 1992-1-1: 2004.

Projektna prečna sila v steni na mestu vpetja je (glej sliko 73):

$$V_{ed} = -14263,17 \text{ kN},$$

pripadajoča osna sila (slika 70) pa:

$$N_{ed} = -8897,28 \text{ kN}$$

Za vrednost osne sile smo uporabili vrednost iz analize za potresno projektno stanje.

Projektno strižno odpornost prečnega prereza stene brez strižne armature izračunamo z izrazom (4.22):

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \left[c_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \right. \\ \left. \left[v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \right\}, \quad (4.22)$$

pri čemer je

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{7150}} = 1,17 \leq 2,0 \quad (4.23)$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} = \frac{60,1}{45 \times 720} = 0,00185 \leq 0,02 \quad (4.16)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{8897,28 \cdot 1000}{1000 \times 0,45 \times 8 \cdot 1000} = 2,47 \text{ N/mm}^2 \quad (4.24)$$

$$v_{\min} = 0,035 \times k^{2/3} \times f_{ck}^{0,5} \Rightarrow 0,035 \times 1,17^{2/3} \times 30^{0,5} \Rightarrow v_{\min} = 0,213 \quad (4.25)$$

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} \left[0,12 \cdot 1,17 \cdot (100 \cdot 0,00185 \cdot 30)^{1/3} + 0,15 \cdot 2,47 \right] \cdot 450 \cdot 7150 = 1991,89 \text{ kN} \\ \left[0,213 + 0,15 \cdot 2,47 \right] \cdot 450 \cdot 7150 = 1877,41 \text{ kN} \end{array} \right\}$$

Torej:

$$V_{Rd,c} = 1991,89 \text{ kN}. \quad (4.22)$$

Projektna strižna odpornost stene brez strižne armature ($V_{Rd,c}$) ob vpetju je manjša od projektne vrednosti prečne sile V_{Ed} , ki jo povzroča zunanja obtežba. To pomeni, da moramo v prečnem prerezu stene zagotoviti zadostno količino strižne armature, da bo izpolnjen pogoj $V_{Rd} > V_{Ed}$, kjer je V_{Rd} projektna strižna odpornost stene s strižno armaturo. Če za strižno armaturo stene uporabimo kar vodoravno armaturo, je strižna odpornost prečnega prereza določena z izrazom (glej 4.26):

$$V_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta, \\ V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{(\cot \theta + \tan \theta)} \end{array} \right\}. \quad (4.26)$$

Izberemo vodoravno armaturo na obeh straneh stene, in sicer mrežo Q636 (glej točko 4.5.5) in rebraste armaturne palice $\varnothing 22$ mm na medsebojni razdalji 20 cm. Pri tem so vrednosti parametrov, ki nastopajo v enačbi (4.26) naslednje:

$$A_{sw} = 2 \cdot 6,36 + 2 \cdot \frac{1}{0,2} \cdot \frac{\pi \cdot 2,2^2}{4} = 50,73 \text{ cm}^2 / \text{m}, \quad (4.45)$$

$$s = 100 \text{ cm},$$

$$z = 0,81 \cdot l_w = 0,81 \cdot 800 = 648 \text{ cm},$$

$$f_{ywd} = 43,5 \text{ kN/cm}^2,$$

$$\theta = 45^\circ,$$

$$\alpha_{cw} = 1,$$

$$b_w = 35 \text{ cm},$$

$$v_1 = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{30}{250} \right] = 0,528 \text{ in}$$

$$f_{cd} = 2 \text{ kN/cm}^2.$$

Torej:

$$V_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{50,73}{100} \cdot 648 \cdot 43,5 \cdot 1 = 14299,8 \text{ kN} \\ \frac{1 \cdot 45 \cdot 648 \cdot 0,528 \cdot 2,0}{1+1} = 15396,5 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow V_{Rd} = 14299,8 \text{ kN} \Rightarrow,$$

$$\Rightarrow V_{Rd} = 14299,8 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 14263,17 \text{ kN}. \quad (4.26)$$

Pogoj je sedaj izpolnjen. V skladu s standardom SIST EN 1992-1-1: 2004 moramo v steno zaradi prečne sile dodati še dodatno vertikalno armaturo, ki jo določimo z izrazom (4.46). Pri tem uporabimo vrednost prečne sile iz analize $V_{Ed} = 9508,78 \text{ kN}$.

$$\Delta A_{sl} = \frac{V_{Ed}}{2 \cdot \sigma_s} = \frac{9508,78}{2 \cdot 43,5} = 109,3 \text{ cm}^2. \quad (4.46)$$

Izberemo dodatno vzdolžno armaturo $28 \emptyset 22 \rightarrow \Delta A_{sl,dej} = 109,4 \text{ cm}^2$.

Skladno z določili iz standarda SIST EN 1992-1-1: 2004 moramo zagotoviti vodoravno armaturo na obeh straneh stene, prerez te armature pa ne sme biti manjši od 0,2% površine prečnega prereza stene:

$$A_{s,hmin} = 0,002 \cdot 100 \cdot 45 = 9 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (4.47)$$

Izbrana vodoravna armatura izpolnjuje zahteve o minimalni armaturi!

4.5.10 Konstruiranje stene debeline 45 cm za zagotovitev lokalne duktilnosti

Vrednost normirane projektne osne sile za steno debeline 45 cm je določena z izrazom 4.28:

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{8897,28}{800 \cdot 45 \cdot 2,0} = 0,12 \leq 0,40. \quad (4.28)$$

Ker je vrednost normirane projektne osne sile $v_d = 0,12$ manjša od 0,15, lahko določimo armaturo za objetje v robnem elementu kar z določili iz SIST EN 1992-1-1: 2004.

Člen 9.6.4 v SIST EN 1992-1: 2004 določa, da je potrebno v vsakem delu stene, kjer je celoten prerez navpične armature na obeh straneh stene skupaj večji kot $0,02 A_c$, namestiti prečno armaturo v obliki stremen, ki se izvedejo v skladu z zahtevami, ki veljajo tudi za stebre. Te so:

- za premer prečne armature za objetje mora veljati:

$\phi \geq \max \{6 \text{ mm}; \phi_{\max,v}/4 = 3\} = 6 \text{ mm}$, kjer je $\phi_{\max,v}$ največji premer vzdolžnih armaturnih palic

- medsebojna razdalja med palicami prečne armature vzdolž robnega elementa stene ne sme prekoračiti $s_{cl,tmax}$:

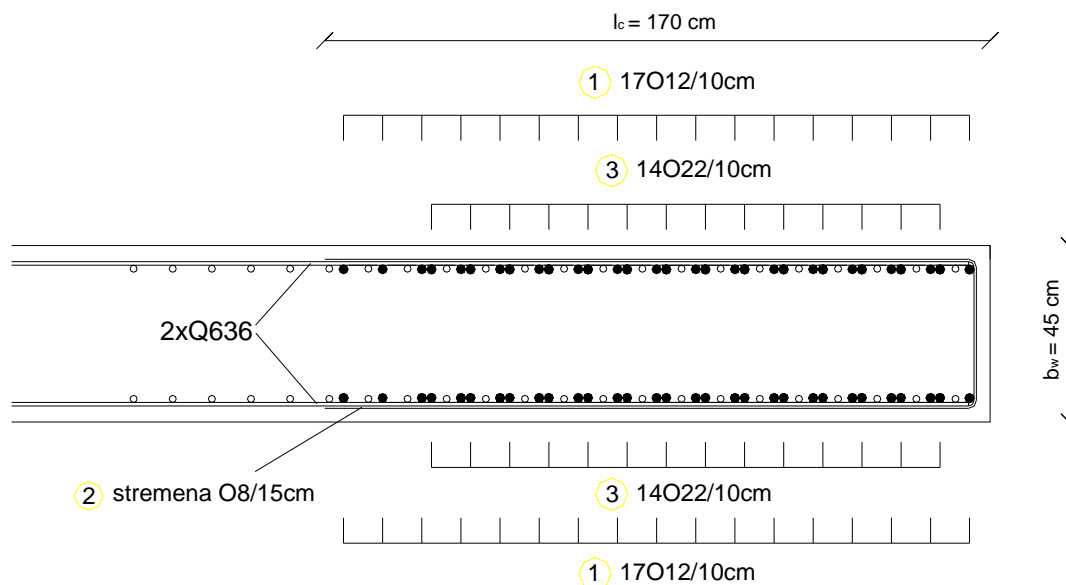
$$s_{cl,tmax} = \min \{20 \cdot \phi_{\min,v}, \text{manjša dimenzija robnega elementa; mm; } 400 \text{ mm}\} \rightarrow$$

$$s_{cl,tmax} = \min \{20 \cdot 12 = 240, 450; 400\} = 240 \text{ mm}$$

Stremena za objetje $\varnothing 8/15$ cm postavimo na višini kritičnega območja stene (glej 4.5.4)

$h_{cr} = 450$ cm. V prečni smeri postavimo stremena na celotni dolžini robnega elementa

$l_c = 170$ cm (glej sliko 80).



Slika 80: Armatura stene debeline 45 cm v osi A

4.5.11 Dimenzioniranje stene debeline 45 cm izven kritičnega območja na upogib

Izven kritičnega območja stene so zahteve glede količine in razporeditve vzdolžne armature za upogibno obremenitev manj stroge kot v kritičnem območju. Te zahteve narekuje SIST EN 1992-1-1: 2004 in so:

- najmanjši dovoljen premer vzdolžnih palic je 12 mm,
- maksimalna razdalja med dvema sosednjima vzdolžnima palicama je 400 mm in
- prerez navpične armature v steni mora biti večji od 0,3% ploščine preseza stene.

Izbrano armaturo v robnih elementih prikazujemo v preglednici 41. Pri tem so vzdolžne palice v robnih elementih objete z U stremeni.

Preglednica 41: Razporeditev navpične armature stene debeline 45 cm po višini

| Višina stene [m] | Izbrana mrežna armatura [cm ² /m] | Izbrane vzdolžne palice v robnih elementih | Delež navpične armature v steni |
|------------------|--|--|---------------------------------|
| 20,97-24,60 | 2·Q636 | 2∅ 12 | 0,30% |
| 17,50-20,97 | 2·Q636 | 8∅ 12 | 0,34% |
| 13,68-17,50 | 2·Q636 | 12∅ 12 | 0,36% |
| 9,68–13,68 | 2·Q636 | 20∅ 12 | 0,41% |
| 4,5–9,68 | 2·Q636 | 34∅ 12 | 0,50% |
| 0–4,5 | 2·Q636 | 34∅ 12 | 0,50% |

4.5.12 Dimenzioniranje stene debeline 45 cm izven kritičnega območja na prečno silo

Strižno armaturo izven kritičnega območja smo določili na enak način kot v kritičnem območju stene. Iz analize ugotovimo, da projektne strižne sile na celotni višini stene presežejo strižno odpornost betona $V_{Rd,c}$. To pomeni, da celotno prečno silo prevzamemo z ustrežno strižno armaturo. Potrebno in izbrano količino strižne armature prikazujemo v preglednici 42. Pri tem na celotni višini stene izpolnimo zahtevo, da delež vodoravne armature znaša več kot 0,2% površine stene.

Preglednica 42: Razporeditev vodoravne armature stene debeline 45 cm po višini

| Višina stene [m] | Potrebna strižna armature stene [cm ² /m] | Izbrana vodoravna armatura stene | Delež vodoravne armature v stojini |
|---------------------|--|-------------------------------------|---------------------------------------|
| 20,97–24,60 | 29,25 | 2·(Q636+Ø 16/20cm) | 0,73% |
| 17,50–20,97 | 33,35 | 2·(Q636+Ø 16/20cm) | 0,73% |
| 13,68–17,50 | 37,86 | 2·(Q636+Ø 18/20cm) | 0,85% |
| 9,68–13,68 | 42,59 | 2·(Q636+Ø 20/20cm) | 0,98% |
| 4,5–9,68 | 47,40 | 2·(Q636+Ø 22/20cm) | 1,13% |
| 0–4,5 | 50,76 | 2·(Q636+Ø 22/20cm) | 1,13% |

4.5.13 Kontrola etažnih pomikov stene debeline 45 cm

Skladno z zahtevami SIST EN 1998-1: 2004, moramo preveriti še etažne pomike stene. Za skupino stavb, ki imajo na konstrukcijo pritrjene nekonstrukcijske elemente iz krhkih materialov in v katere lahko uvrstimo tudi obravnavan objekt, mora veljati naslednja omejitev etažnih pomikov:

$$d_r \cdot v \leq 0,005 \cdot h, \quad (4.53)$$

kjer je d_r projektni etažni pomik, v je redukcijski faktor, ki je med drugim lahko odvisen tudi od faktorja pomembnosti stavbe, h pa je etažna višina.

Projektne etažne pomike d_r izračunamo kot razliko med povprečnima vodoravnima pomikoma d_s na vrhu in na dnu posamezne obravnavane etaže, in sicer:

$$d_r = d_{s,zg} - d_{s,sp}. \quad (4,54)$$

Pri tem pomike etaž d_s , ki jih povzroča projektni potresni vpliv, izračunamo s pomočjo elastične deformacije konstrukcijskega sistema ob uporabi naslednjega poenostavljenega izraza:

$$d_s = q \cdot d_e, \quad (4.55)$$

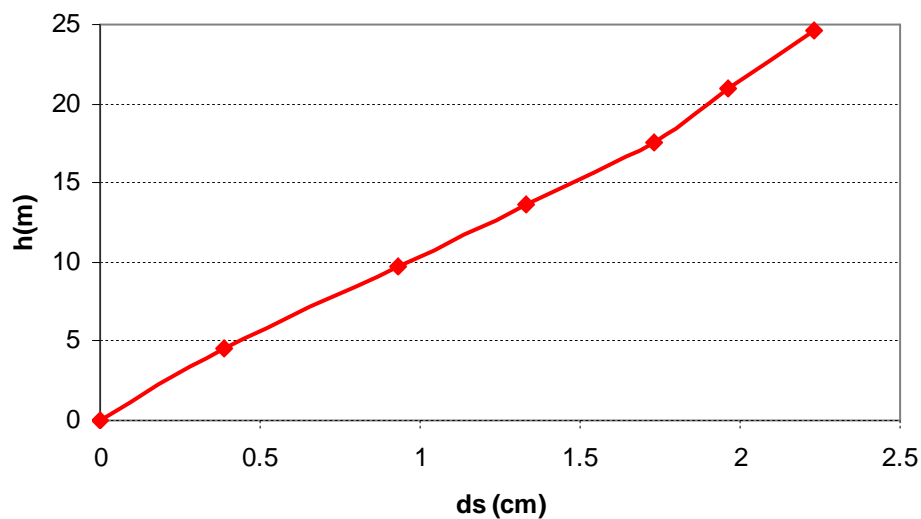
kjer pomeni q_d faktor obnašanja za pomike in je kar enak faktorju obnašanja q , d_e pa je pomik iste točke konstrukcijskega sistema, določen z linearno analizo z uporabo projektnega spektra.

Izračun pomikov stene predstavimo v preglednici 43. Pri tem je vrednost redukcijskega faktorja $v = 0,5$ (II kategorija pomembnosti, glej 3.5.2), faktor obnašanja za obravnavano stavbo pa je $q=1,6$ (glej 3.5.2).

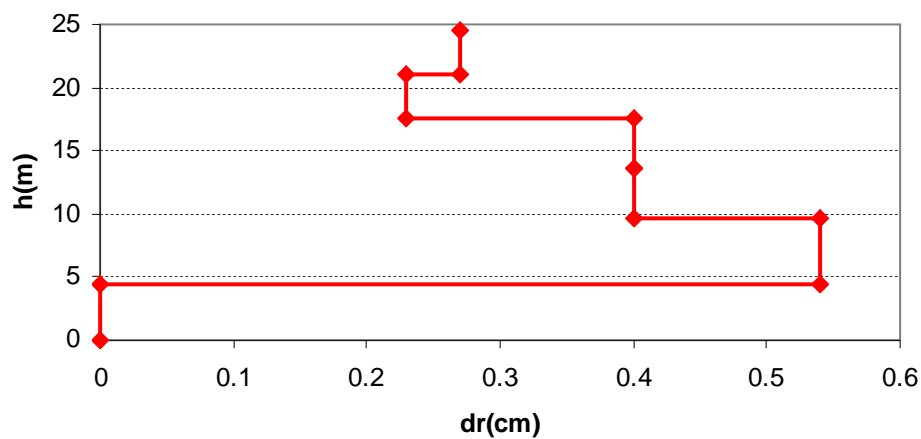
Preglednica 43: Kontrola etažnih pomikov stene debeline 45 v osi A

| etaža | višinska kota [m] | etažna višina h [m] | d_s [cm] | d_r [cm] | $\frac{d_r \cdot v}{h}$ | omejitev 0,005 |
|-------|----------------------|------------------------|---------------|---------------|-------------------------|-------------------|
| 6 | 24,60 | 3,63 | 2,23 | 0,27 | 0,00037 | 0,005 |
| 5 | 20,97 | 3,47 | 1,96 | 0,23 | 0,00033 | 0,005 |
| 4 | 17,50 | 3,82 | 1,73 | 0,40 | 0,00052 | 0,005 |
| 3 | 13,68 | 4,0 | 1,33 | 0,40 | 0,00050 | 0,005 |
| 2 | 9,68 | 5,18 | 0,93 | 0,54 | 0,00052 | 0,005 |
| 1 | 4,50 | 4,50 | 0,39 | 0 | 0,00043 | 0,005 |
| | 0 | / | 0 | 0 | 0 | 0,005 |

S pomočjo preglednice 43 ugotovimo, da etažni pomiki obravnavane stene v nobeni izmed etaž ne presegajo dovoljenih pomikov (neenačba 4.53). Na slikah 81 in 82 prikazujemo še pomike stene d_s po višini ter projektne etažne pomike d_r .



Slika 81: Pomiki stene d_s



Slika 82: Projektne etažne pomiki d_r

4.6 Primerjava rezultatov

V nadaljevanju prikažemo primerjavo med količino armature, ki bi zadoščala pri projektiranju objekta po evropskih standardih Evrokod ter količino armature, ki je bila dejansko vgrajena v obravnavano konstrukcijo. Količino le-te smo določili na podlagi vpogledov v armaturne načrte. Omenimo, da je bil obravnavan objekt projektiran po jugoslovanskih predpisih PBAB. Primerjava je narejena za stebra A in B, gredi 1 in 2 ter steno v osi A.

4.6.1 Robni steber A1

Preglednica 44: Primerjava rezultatov za steber A1 ob vpetju

| <u>STEBER A1</u> <u>OB VPETJU</u> | <i>Količina vzdolžne armature stebra</i> | | <i>Količina prečne armature v kritičnem območju stebra (l_{cr})</i> | | |
|--|--|-----------------|--|--------------------------------------|---------------|
| | $A_{s,vzd}$ [cm ²] | μ_{vzd} [%] | $A_{s,prečno}$ | $A_{s,prečno}$ [cm ² /cm] | l_{cr} [cm] |
| <i>Evrokod</i> | 160,85 | 2,30 | ∅ 12/10 cm (n=2) | 0,226 | 145 cm |
| <i>PBAB</i> | 122,94 | 1,76 | ∅ 10/7,5 cm (n=2) | 0,209 | 255 cm |

4.6.2 Notranji steber B1

Preglednica 45: Primerjava rezultatov za steber B1 ob vpetju

| <u>STEBER B1</u> <u>OB VPETJU</u> | <i>Količina vzdolžne armature stebra</i> | | <i>Količina prečne armature v kritičnem območju stebra (l_{cr})</i> | | |
|--|--|-----------------|--|--------------------------------------|---------------|
| | $A_{s,vzd}$ [cm ²] | μ_{vzd} [%] | $A_{s,prečno}$ | $A_{s,prečno}$ [cm ² /cm] | l_{cr} [cm] |
| <i>Evrokod</i> | 257,36 | 1,84 | ∅ 14/10 cm (n=2) | 0,308 | 145 cm |
| <i>PBAB</i> | 153,94 | 1,10 | ∅ 10/7,5 cm (n=2) | 0,209 | 290 cm |

4.6.3 Greda 1

Preglednica 46: Primerjava rezultatov za gredo 1 v vozlišču a

| <u>GREDA 1 OB</u> <u>VOZLIŠČU a</u> | <i>Količina vzdolžne armature grede</i> | | <i>Količina prečne armature v kritičnem območju grede (l_{cr})</i> | | |
|--|---|--|---|--------------------------------------|---------------|
| | $A_{s,vzd, zgoraj}$ [cm ²] | $A_{s,vzd, spodaj}$ [cm ²] | $A_{s,prečno}$ | $A_{s,prečno}$ [cm ² /cm] | l_{cr} [cm] |
| <i>Evrokod</i> | 50,82 | 26,61 | ∅ 12/10 cm (n=4) | 0,452 | 140 cm |
| <i>PBAB</i> | 40,61 | 83,32 | ∅ 12/6 cm (n=4) | 0,754 | 180 cm |

Preglednica 47: Primerjava rezultatov za gredo 1 v vozlišču b

| <u>GREDA 1 OB VOZLIŠČU b</u> | <i>Količina vzdolžne armature grede</i> | | <i>Količina prečne armature v kritičnem območju grede (l_{cr})</i> | | |
|-------------------------------------|---|--|---|--------------------------------------|---------------|
| | $A_{s,vzd, zgoraj}$ [cm ²] | $A_{s,vzd, spodaj}$ [cm ²] | $A_{s,prečno}$ | $A_{s,prečno}$ [cm ² /cm] | l_{cr} [cm] |
| <i>Evrokod</i> | 94,88 | 49,42 | ∅ 12/10 cm (n=4) | 0,452 | 140 cm |
| <i>PBAB</i> | 226,85 | 83,32 | ∅ 12/6 cm (n=4) | 0,754 | 190 cm |

4.6.4 Greda 2

Preglednica 48: Primerjava rezultatov za gredo 2 v vozlišču b

| <u>GREDA 2 OB VOZLIŠČU b</u> | <i>Količina vzdolžne armature grede</i> | | <i>Količina prečne armature v kritičnem območju grede (l_{cr})</i> | | |
|-------------------------------------|---|--|---|--------------------------------------|---------------|
| | $A_{s,vzd, zgoraj}$ [cm ²] | $A_{s,vzd, spodaj}$ [cm ²] | $A_{s,prečno}$ | $A_{s,prečno}$ [cm ² /cm] | l_{cr} [cm] |
| <i>Evrokod</i> | 94,88 | 47,44 | ∅ 12/12,5 cm (n=4) | 0,362 | 140 cm |
| <i>PBAB</i> | 226,85 | 67,73 | ∅ 12/6 cm (n=4) | 0,754 | 190 cm |

Preglednica 49: Primerjava rezultatov za gredo 2 v vozlišču c

| <u>GREDA 2 OB VOZLIŠČU c</u> | <i>Količina vzdolžne armature grede</i> | | <i>Količina prečne armature v kritičnem območju grede (l_{cr})</i> | | |
|-------------------------------------|---|--|---|--------------------------------------|---------------|
| | $A_{s,vzd, zgoraj}$ [cm ²] | $A_{s,vzd, spodaj}$ [cm ²] | $A_{s,prečno}$ | $A_{s,prečno}$ [cm ² /cm] | l_{cr} [cm] |
| <i>Evrokod</i> | 89,25 | 45,62 | ∅ 12/12,5 cm (n=4) | 0,362 | 140 cm |
| <i>PBAB</i> | 210,77 | 67,73 | ∅ 12/6 cm (n=4) | 0,754 | 190 cm |

4.6.5 Stena v osi A

Preglednica 50: Primerjava rezultatov za steno v osi A v kritičnem območju

| <u>STENA V OSI A</u> | <i>Količina vertikalne armature stene</i> | | <i>Količina armature objetja in vertikalne armature robnega v kritičnem območju stene (l_{cr})</i> | | |
|-----------------------------|---|-------------|---|---|---------------|
| | $A_{s,v}$ [cm ²] | μ_v [%] | $A_{s,objetje}$ | $A_{s,v-robni\ element}$ [cm ²] | l_{cr} [cm] |
| <i>Evrokod</i> | 178,7 | 0,50 | ∅ 8/15 cm | 60,1 | 170 cm |
| <i>PBAB</i> | 200 | 1,25 | ∅ 8/15 cm | 50,8 | 80 cm |

5 ZAKLJUČKI

V diplomski nalogi smo prikazali projektiranje obstoječega objekta polnilnice v Laškem skladno z določili standarda Evrokod. Dobljene rezultate analize smo primerjali z rezultati, ki so na voljo v obstoječi statični presoji objekta, ki je bila izdelana po jugoslovanskih predpisih PBAB.

Pri analizi obravnavanega objekta smo po določbah standarda Evrokod določili stalne vplive, spremenljive vplive, t.j. koristno obtežbo ter obtežbo snega in vetra, in potresne vplive ter ustrezno kombinacijo vplivov za projektna stanja. Računski model konstrukcije, s pomočjo katerega smo izračunali obremenitve v posameznih nosilnih elementih, smo izdelali v programu TOWER. Pri tem osnovnih dimenzij nosilnih elementov nismo spreminjali.

S primerjavo potrebne armature, ki smo jo za izbrane nosilne elemente konstrukcije izračunali skladno z Evrokodom, ter dejanske količine armature, ki je vgrajena v obravnavano konstrukcijo, smo prišli do naslednjih zaključkov:

1. količina vgrajene spodnje in zgornje armature v AB stropni konstrukciji nad pritličjem zadošča zahtevam iz standarda Evrokod,
2. količina vgrajene vzdolžne armature obravnavanih AB stebrov ne zadošča zahtevam iz standarda Evrokod,
3. količina in razporeditev vgrajene stremenske armature v kritičnih območjih ter ob vpetju obravnavanih stebrov prav tako ne zadošča zahtevam iz standarda Evrokod,
4. količina vgrajene vdolžne armature obravnavanih AB gred zadošča zahtevam iz standarda Evrokod, le zgornje armature je v krajišču grede v krajnem polju okvirja premalo,
5. količina in razporeditev vgrajene stremenske armature v obravnavanih gredah zadošča zahtevam iz standarda Evrokod,

6. debelina obravnavane AB stene ne zadošča minimalnim zahtevam glede debeline stene iz standarda Evrokod in
7. količina in razporeditev vgrajene navpične armature v kritičnem območju obravnavane AB stene ne zadošča zahtevam iz standarda Evrokod.

Posebno pozornost si zasluži vgrajena armatura obravnavane AB plošče nad kletjo. Ugotovimo, da je vgrajene armature celo bistveno več kot jo izračunamo pri projektiranju v skladu z Evrokodi. Razlog je najbrž v tem, da takšna količina in razporeditev armature omogoča, da bi lahko kdaj v prihodnosti zaradi spremenjenih tehnoloških procesov AB ploščo obremenili z večjo obtežbo (npr. težja tehnološka oprema).

Obstoječa armatura v stebrih, tako vzdolžna kot stremenska, ne zadoščata zahtevam iz standarda Evrokod, kar kaže na to, da projektiranje po metodi načrtovanja nosilnosti zahteva znatno večjo količine armature kot so jo zahtevali jugoslovanski predpisi PBAB.

Pri obravnavani AB steni smo naleteli na težave že pri njeni debelini, ki ni zadoščala zahtevam o minimalni debelini stene skladno z Evrokodi. Skupne količine vgrajene navpične armature je v prečnem prerezu stene načeloma dovolj, niso pa izpolnjeni pogoji glede količine in razporeditve armature v t.i. kritičnem območju stene. V skladu z Evrokod 8 je to območje, kjer nastopa najbolj neugodna kombinacija notranjih sil in kjer se sipa energija.

VIRI

SLOVENSKI STANDARD SIST EN 1990; Evrokod - Osnove projektiranja konstrukcij; maj 2005

SLOVENSKI STANDARD SIST EN 1991-1-1; Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije- Del 1-1: Splošni vplivi- Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb; maj 2005

SLOVENSKI STANDARD SIST EN 1991-1-3; Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije- Del 1-3: Splošni vplivi- Obtežba snega; maj 2005

SLOVENSKI STANDARD SIST EN 1991-1-4; Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije- Del 1-4: Splošni vplivi- Obtežbe vetra; maj 2005

SLOVENSKI STANDARD SIST EN 1992-1-1; Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij Vplivi – 1.Del; maj 2005

SLOVENSKI STANDARD SIST EN 1998-1; Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij - 1.Del; maj 2005

ROGAČ Rajko, SAJE Franc, LOZEJ Miran. Priročnik za dimenzioniranje armiranobetonskih konstrukcij po metodi mejnih stanj, 1989

FISCHINGER Matej. Gradivo za izobraževalni tečaj o Evrokodih – 2.stopnja; Projektiranje potresno odpornih konstrukcij armiranobetonskih stavb – Komentar k Poglavju 5 v SIST EN 1998-1 (Posebna pravila za betonske stavbe)

Polnilnica s skladiščem.1999.Žalec, SAVINJAPROJEKT GIZ – projektiranje, svetovanje, nadzor.

Navodilo za delo s programom TOWER 6.2008, RADIMPEX

PRILOGE

Priloga A Armaturni načrt AB plošče na koti +9.68 m

A1 Spodnja armatura, 1.sloj

A2 Spodnja armatura, 2.sloj

A3 Zgornja armatura, 1.sloj

A4 Zgornja armatura, 2.sloj

Priloga B Armaturni načrt AB okvirja v osi D

Priloga C Armaturni načrt AB stene v osi A