JRC ИЗВЕШТАЈИ О СТАЊУ У НАУЦИ И ПОЛИТИЦИ

ЕВРОКОД 2: ОСНОВА И ПРИМЕНЕ

ПРОРАЧУН БЕТОНСКИХ ЗГРАДА

Примери прорачуна

ИНСТИТУТ ЗА СТАНДАРДИЗАЦИЈУ СРБИЈЕ

CZECH REPUBLIC DEVELOPMENT COOPERATION

UNMZ

Ова публикација је израђена уз финансијску подршку из Чешког програма за развој сарадње у оквиру пројекта који је реализован уз помоћ UNMZ

JRC извештаји о стању у науци и политици

Еврокод 2: Основа и примене

Прорачун бетонских зграда

Примери прорачуна

Београд, 2019.

Наслов оригинала

JRC Scientific and policy reports

Eurocode 2: Background & applications

Design of concrete buildings

Worked examples

Authors: F. Biasioli, G. Mancini, M. Just, M. Curbach, J. Walraven,

S. Gmainer, J. Arrieta, R. Frank, C. Morin, F. Robert

Editors: F. Biasioli, M. Poljanšek, B. Nikolova, S. Dimova, A. Pinto

European Commission

Joint Research Centre

Institute for the Protection and Security of the Citizen

Contact information

Address: Joint Research Centre, Via Enrico Fermi 2749, TP 480,. 21027 Ispra (VA), Italy

E-mail: eurocodes@jrc.ec.europa.eu

Tel.: +39 0332 78 9989

Fax: +39 0332 78 9049

http://ipsc.jrc.ec.europa.eu/

http://www.jrc.ec.europa.eu/

JRC89037

EUR 26566 EN

ISBN 978-92-79-36548-5

ISSN 1831-9424

doi:10.2788/35386

© European Union, 2014

Превод овог извештаја на српски језик припремио је Институт за стандардизацију Србије. Европска комисија не сноси одговорност за квалитет и тачност овог превода.

Европска комисија се ни у ком случају не може сматрати одговорном за било какве последице које би могле проистећи из коришћења овог документа.

Аутори:

F. Biasioli, G. Mancini, M. Just, M. Curbach, J. Walraven,

S. Gmainer, J. Arrieta, R. Frank, C. Morin, F. Robert

Уредници:

F. Biasioli, M. Poljanšek, B. Nikolova, S. Dimova, A. Pinto

JRC извештаји о стању у науци и политици

Еврокод 2: Основа и примене

Прорачун бетонских зграда

Примери прорачуна

Београд, 2019. године

Ова публикација је припремљена и преведена уз финансијску подршку из Чешког програма за развој сарадње у оквиру пројекта **Подршка побољшању и развоју инфраструктуре квалитета у Србији***, који се реализује уз помоћ Чешке канцеларије за стандарде, метрологију и испитивање (Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví – ÚNMZ).*

Издавач
Институт за стандардизацију Србије
11030 Београд
Стевана Бракуса 2

Уредник
Татјана Бојанић

Превод
Јелена Скоковић
Душан Пајовић

Редакција превода
Љубица Петровић
Гордана Вранић

Језичка обрада
Александра Тендјер
Славица Алексић
Марија Милутиновић

Графичка обрада
Марија Станковић
Ана Лалевић
Снежана Трајковић

Идејно решење корица
Јелена Табаковић

Фотографија на корицама
Јан Вало

Штампа
Штампарија Јовановић
11178 Лединe
Сурчинска 112к

Тираж
300

ISBN 978-86-7537-074-1

Београд, 2019. године

Предговор издању на српском језику

Овај приручник је резултат рада стручњака ангажованих у оквиру Обједињеног истраживачког центра (*Joint Research Centre – JRC*) Европске комисије. JRC је јединствени центар за науку и технологију ЕУ чији научници спроводе истраживања у циљу пружања независних научних савета и подршке политици ЕУ.

Приручник садржи детаљне примере из праксе и има за циљ да стручној заједници приближи примену серија стандарда за пројектовање бетонских зграда. Разлози који су нас подстакли да преведемо ову публикацију препознати су у потреби да примери пројектовања према Еврокоду 2 буду широко доступни на српском језику ради лакше едукације о примени стандарда који се односе на ову област.

Област грађевинарства је од стратешког значаја за сваку земљу зато што обезбеђује изградњу свих објеката и инфраструктуре који су неопходни за развој економије и друштва. Стандарди за еврокодове као скуп хармонизованих техничких правила за прорачун грађевинских објеката пружају уобичајена конструкцијска правила за свакодневни прорачун традиционалних и савремених конструкција у целини или њених елемената. Омогућавање заједничког разумевања самог пројектовања конструкција између свих учесника у процесу грађења, заједничка основа за даља истраживања и развој, повећање конкурентности и слободан промет грађевинских производа и инжењерских услуга на јединственом европском тржишту само су неки од елемената који еврокодовима обезбеђују широку примену и могућност да се они даље унапређују.

Преузимање серије стандарда за еврокодове у наш национални систем стандардизације започето је 2012. године објављивањем основних стандарда и пратећих националних прилога који садрже податке за примену тих стандарда на територији Републике Србије. Током 2018. и 2019. године Институт за стандардизацију Србије је објавио и електронске збирке еврокодова на српском језику које могу бити од велике помоћи корисницима у разумевању одговарајућих српских стандарда на енглеском језику који употпуњују ове збирке. Међу њима, збирка *Еврокод 2* представља стручну основу за пројектовање бетонских конструкција. Она се може читати заједно са овим приручником и на тај начин се може корисницима, купцима стандарда и осталим заинтересованим странама приближити дата тематика и омогућити лакше разумевање и примена предметних стандарда.

Институт за стандардизацију Србије изражава захвалност Чешкој канцеларији за стандарде, метрологију и испитивање (UNMZ) која је кроз Чешки програм за развој сарадње у оквиру пројекта „Подршка побољшању и развоју инфраструктуре квалитета у Србији” препознала значај и подржала објављивање ове публикације на српском језику.

У Београду, мај 2019. године

Садржај

Листа аутора и уредника ..... **vii**

Предговор ..... **ix**

ПОГЛАВЉЕ 1 ..... **1**

ИДЕЈНО РЕШЕЊЕ И ИДЕЈНИ ПРОЈЕКАТ

1.1 Увод **3**

1.2 Основни подаци **4**

1.2.1. Општи подаци и прелиминарни преглед 4

1.2.2. Геометрија плоче 6

1.3 Дејства **9**

1.3.1. Запреминске тежине, сопствена тежина, корисна оптерећења, парцијални коефицијенти и комбинација коефицијената 9

1.3.2. Ветар 10

1.3.3. Оптерећење снегом 12

1.4 Материјали **12**

1.4.1. Бетон 12

1.4.1.1 Класе изложености и класа чврстоће бетона 12

1.4.1.2 Класе изложености, класе конструкције и заштитни слој бетона 13

1.4.2. Челик за армирање 17

1.4.2.1 Карактеристике челика 17

1.4.2.2 Највећи пречници шипки 17

1.5 Прелиминарни прорачун за плоче **18**

1.5.1. Висина плоче 18

1.5.1.1 Виткост 18

1.5.1.2 Одређивање висине плоче 20

ПОГЛАВЉЕ 2 ..... **23**

АНАЛИЗА КОНСТРУКЦИЈА

2.1 Моделовање зграде методом коначних елемената **25**

2.2 Оптерећења, случајеви оптерећења и њихове комбинације **26**

2.2.1. Оптерећења 26

2.2.2. Случајеви оптерећења за стална оптерећења 26
2.2.2.1 Случај оптерећења 1 – Стално оптерећење од носеће конструкције 26
2.2.2.2 Случај оптерећења 2 – Стално оптерећење од унутрашњости 27
2.2.2.3 Случај оптерећења 3 – Стално оптерећење од фасаде 27
2.2.3. Случајеви оптерећења за ветар, снег и радна оптерећења 1 и 2 28
2.2.3.1 Случај оптерећења 51 28
2.2.3.2 Случај оптерећења 101 28
2.2.3.3 Случај оптерећења 201 29
2.2.3.4 Случајеви оптерећења од 202 до 206 29
2.2.3.5 Случајеви оптерећења 1326, 1336, 1356 и 1366 30
2.2.3.6 Случајеви оптерећења 10001, 10011, 10021 и 10031 31
2.2.3.7 Случајеви оптерећења 10101, 10111, 10121 и 10131 32
2.2.4. Правила за комбиновање случајева оптерећења 32

2.3 Унутрашње силе и моменти 32

2.3.1. Положај прорачунатих унутрашњих сила и момената 32
2.3.1.1 Стуб B2 32
2.3.1.2 Зидно платно B1 32
2.3.1.3 Оса оквира 2 – греда 32
2.3.1.4 Оса оквира B – греда 33
2.3.1.5 Пробијање код равне плоче 33
2.3.2. Резултати прорачуна утицаја у конструкцији 33
2.3.2.1 Стуб B2 – резултати за ULS и SLS 33
2.3.2.2 Зидно платно B1, резултати за ULS и SLS 36
2.3.2.3 Оса оквира 2 – греда, резултати за ULS 38
2.3.2.4 Оса оквира B – греда, резултати за ULS 42
2.3.2.5 Пробијање код равне плоче, резултати за ULS 47

ПОГЛАВЉЕ 3 49

ПРОРАЧУН ПРЕМА ГРАНИЧНИМ СТАЊИМА (ULS-SLS)

3.1 Увод 51

3.1.1. Образложење 51
3.1.2. Материјали 53

3.2 Прорачун према граничном стању носивости 53

3.2.1. Плоча на гредама 53

3.2.1.1 Статички модел и попречни пресек плоче на гредама 53
3.2.1.2 Одређивање арматуре за савијање, уопштено 55
3.2.1.3 Одређивање арматуре за савијање за Т-греде 57
3.2.1.4 Прорачун греда на смицање 59
3.2.1.5 Прорачун плоча ослоњених на греде 64
3.2.2. Равна плоча 68
3.2.2.1 Оптерећења и унутрашње силе за израчунавање равне плоче 68
3.2.2.2 Одређивање арматуре за савијање 68
3.2.2.3 Смицање услед пробијања – стуб B2 70
3.2.2.4 Стуб B2 75
3.2.2.5 Прорачун зидних платна 84
3.2.3. Плоче са уграђеним елементима 86
3.2.3.1 Арматура за савијање – греда осе B 87
3.2.3.2 Арматура за савијање за плоче са уграђеним елементима 89
3.2.3.3 Носивост на смицање 91

3.3 Гранична стања употребљивости 92
3.3.1. Угиб према SLS – опште 92
3.3.1.1 Провера угиба прорачуном 92
3.3.1.2 Табеларне *K* вредности и основни односи (*l*/*d*) 94
3.3.1.3 Плоча на гредама 94
3.3.1.4 Равна плоча 95
3.3.1.5 Плоча са уграђеним елементима 95
3.3.2. Ширина прслине према SLS – опште 96
3.3.2.1 Контрола ширине прслине – плоча са уграђеним елементима 98

ПОГЛАВЉЕ 4 101

КОНСТРУИСАЊЕ АРМАТУРЕ

4.1 Конструисање – опште 103
4.1.1. Дужина сидрења 103
4.1.2. Дужина преклапања 105

4.2 Конструкцијски детаљи елемената 107
4.2.1. Конструкцијски детаљи темељне стопе B-2 107
4.2.1.1 Прорачун темељне стопе 107
4.2.1.2 Распоред арматуре 110

4.2.2. Конструкцијски детаљи греда 114
4.2.2.1 Греда A2 – B2 – C2 за случај 1 115
4.2.2.2 Греда B1 – B2 – B3 за случај 3 118
4.2.3. Конструкцијски детаљи плоча 121
4.2.3.1 Плоча AB12 за случај 1 121
4.2.4. Конструкцијски детаљи стубова 123
4.2.4.1 Стуб B2 за случај 2 124
4.2.4.2 Стуб B2 – случај 2 125

ПОГЛАВЉЕ 5 129

ПОЈЕДИНИ ГЕОТЕХНИЧКИ АСПЕКТИ ПРОЈЕКТОВАЊА ЗГРАДА (*EN 1997*)

5.1 Увод 131

5.2 Геотехнички подаци 131

5.3 Дејства на темеље 133
5.3.1. Дејства на конструкције и геотехничка дејства 133
5.3.2. Опште: три пројектна приступа из *Еврокода 7* 134
5.3.2.1 Пројектни приступ 1 (DA1) 134
5.3.2.2 Пројектни приступ 2 (DA2 and DA2*) 136
5.3.2.3 Пројектни приступ 3 (DA3) 137
5.3.2.4 Резиме за DA1, DA2 and DA3 (за „основне” комбинације) 137

5.4 Стуб B2 – прорачун темеља 138
5.4.1. Носивост темељног тла (ULS) 138
5.4.2. Клизање (ULS) 139

5.5 Образложења за слегања (SLS) 140
5.5.1. Компензовани темељ 140
5.5.2. Прорачун заснован на резултатима добијеним методом Менардовог пресиометра 141
5.5.3. Прилагођена метода теорије еластичности 141

ПОГЛАВЉЕ 6 145

ОТПОРНОСТ НА ПОЖАР У СКЛАДУ СА *EN 1992-1-2*

6.1 Увод 147

6.2 Подаци о згради 147

6.2.1. Опис зграде 147
6.2.2. Механичка својства материјала 150
6.2.2.1 Опште 150
6.2.2.2 Бетон 150
6.2.2.3 Арматурне шипке 151
6.2.3. Физичка и топлотна својства материјала 153
6.2.3.1 Топлотне дилатације бетона и челика 153
6.2.3.2 Специфична топлота бетона 154
6.2.3.3 Топлотна проводљивост бетона 154
6.2.3.4 Запреминска маса бетона и арматурних шипки 154
6.2.4. Пресеци армираних елемената (стуб, греда и плоча) 155
6.2.4.1 Стуб B2 155
6.2.4.2 Греда у оси 2 155
6.2.4.3 Плоча на гредама 156
6.2.5. Дејства 156
6.3 Табеларни подаци 157
6.3.1. Предмет и подручје примене 157
6.3.2. Стуб 500/52 158
6.3.3. Греда 250/44 159
6.3.4. Плоча 180/36/49 160
6.3.5. Резиме 162
6.4 Упрошћене методе прорачуна 162
6.4.1. Методологија 162
6.4.2. Стуб 163
6.4.3. Континуална греда 166
6.4.3.1 Средњи распон 166
6.4.3.2 Унутрашњи ослонац 166
6.4.3.3 Крајњи ослонац 168
6.4.3.4 Резиме 168
6.4.4. Плоча која носи у два правца 168
6.5 Напредне прорачунске методе 170
6.6 Закључци 170

Листа аутора и уредника

Аутори

ПРЕДГОВОР

Martin POLJANŠEK	*European Laboratory for Structural Assessment (ELSA) Institute for Protection and Security of the Citizen (IPSC) Joint Research Center (JRC), European Commission*
Silvia DIMOVA	*European Laboratory for Structural Assessment (ELSA) Institute for Protection and Security of the Citizen (IPSC) Joint Research Center (JRC), European Commission*
Borislava NIKOLOVA	*European Laboratory for Structural Assessment (ELSA) Institute for Protection and Security of the Citizen (IPSC) Joint Research Center (JRC), European Commission*
Artur PINTO	*European Laboratory for Structural Assessment (ELSA) Institute for Protection and Security of the Citizen (IPSC) Joint Research Center (JRC), European Commission*

ПОГЛАВЉЕ 1 – **Прелиминарни прорачун за зграде**

Francesco BIASIOLI	*Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica (DISEG), Politecnico di Torino, Italy*
Giuseppe MANCINI	*Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica (DISEG), Politecnico di Torino, Italy*

ПОГЛАВЉЕ 2 – **Анализа конструкција**

Martin JUST	*TU Dresden, Institute for concrete structures, Germany*
Manfred CURBACH	*TU Dresden, Institute for concrete structures, Germany*

ПОГЛАВЉЕ 3 – **Прорачун према граничним стањима (ULS-SLS)**

Just WALRAVEN	*Delft University of Technology, The Netherlands*
Susanne GMAINER	*Vienna University of Technology, Austria*

ПОГЛАВЉЕ 4 – **Конструисање арматуре**

Jose ARRIETA	*PROES S.A., Spain*

ПОГЛАВЉЕ 5 – **Поједини геотехнички аспекти пројектовања зграда**

Roger FRANK	*Université Paris-Est, Ecole des Ponts ParisTech, Laboratoire Navier Geotechnical team (CERMES), France*

ПОГЛАВЉЕ 6 – **Отпорност на пожар у складу са EN 1992-1-2**

Caroline MORIN	*CERIB, France*
Fabienne ROBERT	*CERIB, France*

Уредници

Francesco BIASIOLI	*Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica (DISEG), Politecnico di Torino, Italy*
Martin POLJANŠEK	*European Laboratory for Structural Assessment (ELSA) Institute for Protection and Security of the Citizen (IPSC) Joint Research Center (JRC), European Commission*
Borislava NIKOLOVA	*European Laboratory for Structural Assessment (ELSA) Institute for Protection and Security of the Citizen (IPSC) Joint Research Center (JRC), European Commission*
Silvia DIMOVA	*European Laboratory for Structural Assessment (ELSA) Institute for Protection and Security of the Citizen (IPSC) Joint Research Center (JRC), European Commission*
Artur PINTO	*European Laboratory for Structural Assessment (ELSA) Institute for Protection and Security of the Citizen (IPSC) Joint Research Center (JRC), European Commission*

Предговор

Област грађевинарства је стратешки значајна за ЕУ зато што обезбеђује објекте и инфраструктуру који су економији и друштву неопходни. Она чини више од 10% БДП-а ЕУ и више од 50% инвестиција у основна средства. Највећа је појединачна економска активност и индустрија, са највише запослених у Европи. У овој области је директно запослено готово 20 милиона људи. Грађевинарство није кључно само за примену на јединственом тржишту, већ и за друге политике ЕУ које се односе на грађевинарство, као што су одрживи развој, животна средина и енергетика, с обзиром на то да од 40% до 45% потрошње енергије у Европи чини потрошња у зградама, а додатних 5% до 10% производња и превоз грађевинских производа и компонената.

EN еврокодови представљају групу европских стандарда којима се дефинишу заједничка правила за пројектовање грађевинских објеката, проверу чврстоће и стабилности при екстремним оптерећењима, као што су пожари и земљотреси. У складу са стратегијом ЕУ за паметан, одржив и инклузиван раст (EU2020), стандардизација има значајну улогу као подршка индустријској политици у доба глобализације. Усвајањем еврокодова побољшава се конкурентност на европском тржишту, што је препознато у „Стратегији за одрживу конкурентност у области грађевинарства и грађевинских предузећа" – COM (2012)433 и издваја се као алат за убрзање процеса усклађивања различитих приступа у националним и регионалним регулативама.

Објављивањем свих 58 еврокодова у 2007. години, имплементација еврокодова се проширила у свим европским земљама, што представља значајан корак напред ка њиховој примени на међународном нивоу. Препоруком Комисије од 11. децембра 2003. године наглашен је значај обуке у коришћењу еврокодова, нарочито у техничким школама и као део курсева сталног стручног усавршавања инжењера и техничара, што треба да се промовише и на националном и на међународном нивоу. Препоручује се спровођење истраживања да би се олакшало укључивање најновијих научних и технолошких достигнућа у еврокодове.

У оквиру Препоруке, DG JRC у сарадњи са DG ENTR и CEN/TC 250, „Еврокодови за конструкције", објавио је, серију извештаја „Подршка имплементацији, хармонизацији и даљем развоју еврокодова" као научне извештаје и извештаје политике JRC-а. До сада су у овој серији извештаја обухваћени следећи типови извештаја:

1. документи подршке политици – као резултат рада JRC-а у сарадњи са партнерима и заинтересованим странама у „Подршци имплементацији, хармонизацији и даљем развоју еврокодова и других стандарда у области зградарства";
2. технички документи – који олакшавају имплементацију и коришћење еврокодова и обухватају информације и практичне примере (изведене примере) коришћења еврокодова (на пример технички извештаји који садрже практичне примере представљене на JRC-овим радионицама за еврокодове, са примерима њихове употребе у пракси);
3. преднормативни документи – као резултат рада CEN/TC 250 који садржи основне информације и/или преднацрт предложених нормативних делова. Ови документи могу касније бити претворени у CEN техничке спецификације;
4. основни документи – који обезбеђују потврђене основне информације о важећем делу еврокода. Документ се објављује на захтев одговарајућег поткомитета CEN/TC 250;
5. документи о научно-техничким информацијама – који садрже додатне, неконтрадикторне информације о важећем делу еврокода којима се може олакшати његова имплементација и коришћење, или прелиминарне резултате рада на преднормативним документима и другим студијама који се могу искористити у будућим ревизијама и даљем развоју стандарда. Аутори представљају заинтересоване стране које учествују у изради еврокодова и објављивање ових докумената одобрава одговарајући поткомитет или радна група CEN/TC 250.

Уређивање текстова ове серије извештаја обезбеђује JRC, заједно са партнерима и заинтересованим странама, када је то одговарајуће. Извештаји типова 3, 4 и 5 су објављени након што је координациона група CEN/TC 250 одобрила објављивање.

Објављивање JRC-ових извештаја је намењено имплементацији, каснијој хармонизацији и развоју еврокодова. Међутим, напомиње се да ни Комисија ни CEN нису обавезани да примењују нити да одобравају било коју препоруку или резултат из тих извештаја у процесима израде европске регулативе, односно стандардизације.

Овај извештај представља део такозваних техничких докумената (горе наведени тип 2) и садржи свеобухватан опис практичних примера описаних на радионици „Пројектовање бетонских зграда уз помоћ еврокодова", са нагласком на примерима из праксе. Радионица је одржана од 20. до 21. октобра 2011. године у Бриселу, Белгија, а организатори су били „Обједињени истраживачки центар" Европске комисије, заједно са Поткомитетом 2 CEN/TC 250 и *Politecnico di Torino*, уз подршку CEN-а и земаља чланица. Радионици су присуствовали представници органа власти, националних тела за стандардизацију, истраживачких институција, академија, индустрије и удружења из области технике који учествују у обуци о еврокодовима. Основни циљ је олакшавање обуке о Еврокоду 2, разменом знања и информација о обуци између аутора Еврокода 2 (CEN/TC 250, Поткомитет 2) и најбитнијих обучавалаца на националном нивоу и корисника еврокодова.

Радионица представља јединствену прилику да се обједини најсавременији алат за обуку који се састоји од приказивања слајдова и техничких радова, са примерима из праксе пројектовања бетонских конструкција према *Еврокоду 2*. Приказаним JRC извештајем обухваћени су сви технички радови и примери из праксе које су припремили предавачи радионице. Уредници и аутори настојали су да у овом извештају прикажу корисне и доследне информације. Ипак, мора се напоменути да извештај не приказује комплетне примере пројектовања, па корисник приликом читања може уочити противречности међу поглављима. Различити аутори су припремали различита поглавља, што делимично одсликава различита искуства међу земљама чланицама ЕУ. Корисници информација које садржи овај извештај морају бити задовољни њиховом прикладношћу намени за коришћење.

Захваљујемо предавачима и члановима Поткомитета 2 CEN/TC 250 на доприносу у организацији радионице и унапређењу материјала за обуку који обухватају припрему слајдова и техничких радова са примерима из праксе. Посебно захваљујемо професору Франческу Биасиолију на доприносу, координацији предавача и подршци радионици.

Целокупан материјал припремљен за радионицу (приказани слајдови и извештај JRC-а) доступан је за преузимање на веб-сајту: „Eurocodes: Building the future" (http://eurocodes.jrc.ec.europa.eu).

M. Poljanšek, S. Dimova, B. Nikolova, A. Pinto

Европска лабораторија за оцену конструкција (ELSA)

Институт за заштиту и сигурност грађана (IPSC)

Обједињени истраживачки центар (JRC)

ПОГЛАВЉЕ 1

ИДЕЈНО РЕШЕЊЕ И ИДЕЈНИ ПРОЈЕКАТ

Francesco BIASIOLI и Giuseppe MANCINI

Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica (DISEG),
Politecnico di Torino, Italy

1.1 Увод

Серија европских стандарда позната као „*еврокодови*”, *EN 1992* (Еврокод 2, у даљем тексту такође као *EC2*), односи се на пројектовање армиранобетонских конструкција – зграда, мостова и других грађевинских објеката. Помоћу *EC2* омогућава се прорачун утицаја дејстава и носивости бетонских конструкција изложених посебним дејствима и он садржи све препоруке и искуства за одговарајуће пројектовање детаља арматуре.

EC2 се састоји од три дела:

- *EN 1992-1* *Еврокод 2 — Пројектовање бетонских конструкција — Део 1-1: Општа правила и правила за зграде,*
  Део 1-2: Општа правила — Пројектовање конструкција на дејство пожара (CEN, 2002)
- *EN 1992-2* *Еврокод 2 — Пројектовање бетонских конструкција — Бетонски мостови — Правила пројектовања и конструисања (CEN, 2007).*
- *EN 1992-3* *Еврокод 2 – Пројектовање бетонских конструкција – Део 3: Конструкције резервоара и силоса (CEN, 2006).*

У наставку, принципи Еврокода 2, Део 1-1, примењују се на пројектовање једноставног случаја студије пројектовања – зграде која се састоји од приземља, пет спратова и два подземна спрата паркинга. Ово је слично као у радионици „*Eurocode 8: Seismic Design of Buildings*”[1]. Циљ вежбе је да се израде две студије случаја које се односе на исту зграду, са истим вертикалним оптерећењима, али са двема различитим комбинацијама хоризонталних дејстава (*EC2*: вертикална оптерећења + ветар; *EC8*: вертикална оптерећења + земљотрес).

Пројектни тим

Процес пројектовања расподељен је различитим ауторима, од којих су неки учествовали у припреми и/или оцењивању *Еврокода 2*.

Делови и аутори су следећи:

- F. Biasioli/G. Mancini: Основе пројектовања/Материјали/Трајност/Идејно решење
- M. Curbach: Анализа конструкције
- J. Walraven: Прорачун граничних стања 1 (ULS-SLS)
- J. Arrieta: Израда детаља арматуре и елемената
- R. Frank Пројектовање темеља
- F. Robert Пројектовање на дејство пожара

Предмет овог документа су дефинисање дејстава, оцена трајности, избор материјала и налажење „прелиминарног решења” геометрије конструкције.

Прелиминарно решење је дефинисано као „...одабир одговарајућег решења од више могућих, да би се решио одређени проблем, узимањем у обзир функционалних, конструкционих и естетских захтева и захтева за одрживост...”[2]. Применом неке врсте „обрнутог инжењеринга” више једначина из *EC2,* предложени су одговарајући савети и правила за примену у овој фази пројектовања.

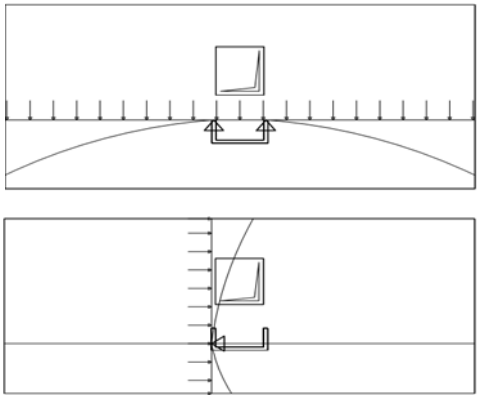
[1] Детаље из радионице за Еврокод 8 видети у: http://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/showpage.php?id=335_2
[2] H. Corres Peiretti – Уџбеник за бетонске конструкције – билтен *fib* 51, Лозана 2012.

1.2 Основни подаци

1.2.1. Општи подаци и прелиминарни преглед

Зграда (5 спратова и приземље + 2 подземна нивоа паркинга) идеално је лоцирана у урбаном подручју (терен IV категорије дејства ветра), удаљена од мора, на висини од 300 m изнад средњег нивоа мора – AMSL (*Above Mean Sea Level*). У приземљу су канцеларије отворене за јавност, од првог до петог спрата су стамбени простори, а кров није доступан. Димензије у основи су (30,25 x 14,25) m, површина основе је 431 m^2, а висина је h = 25 m (слике од 1.2.3 до 1.2.4). Пројектом је претпостављен конвенционални радни век од 50 година.

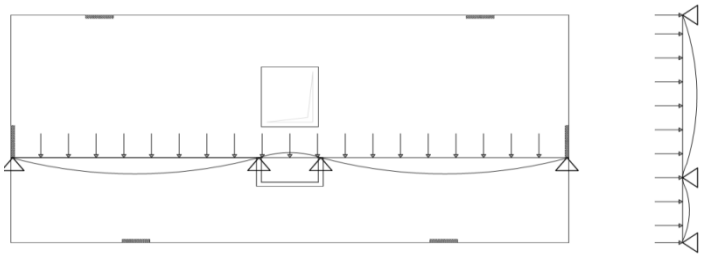
Конструкција се претежно састоји од армиранобетонских оквира. У односу на пример за *EC8* који је претходно наведен, димензије зграде и положај стубова остали су непромењени, али је промењена геометрија појединих вертикалних елемената (стубова и зидова): зидна платна код степеништа замењена су стубовима, уз то су на спољашњим странама додата два зида у спољним равнима број 1 и број 6 (видети слику 1.2.3 и слику 2.1.1 у поглављу 2.1).



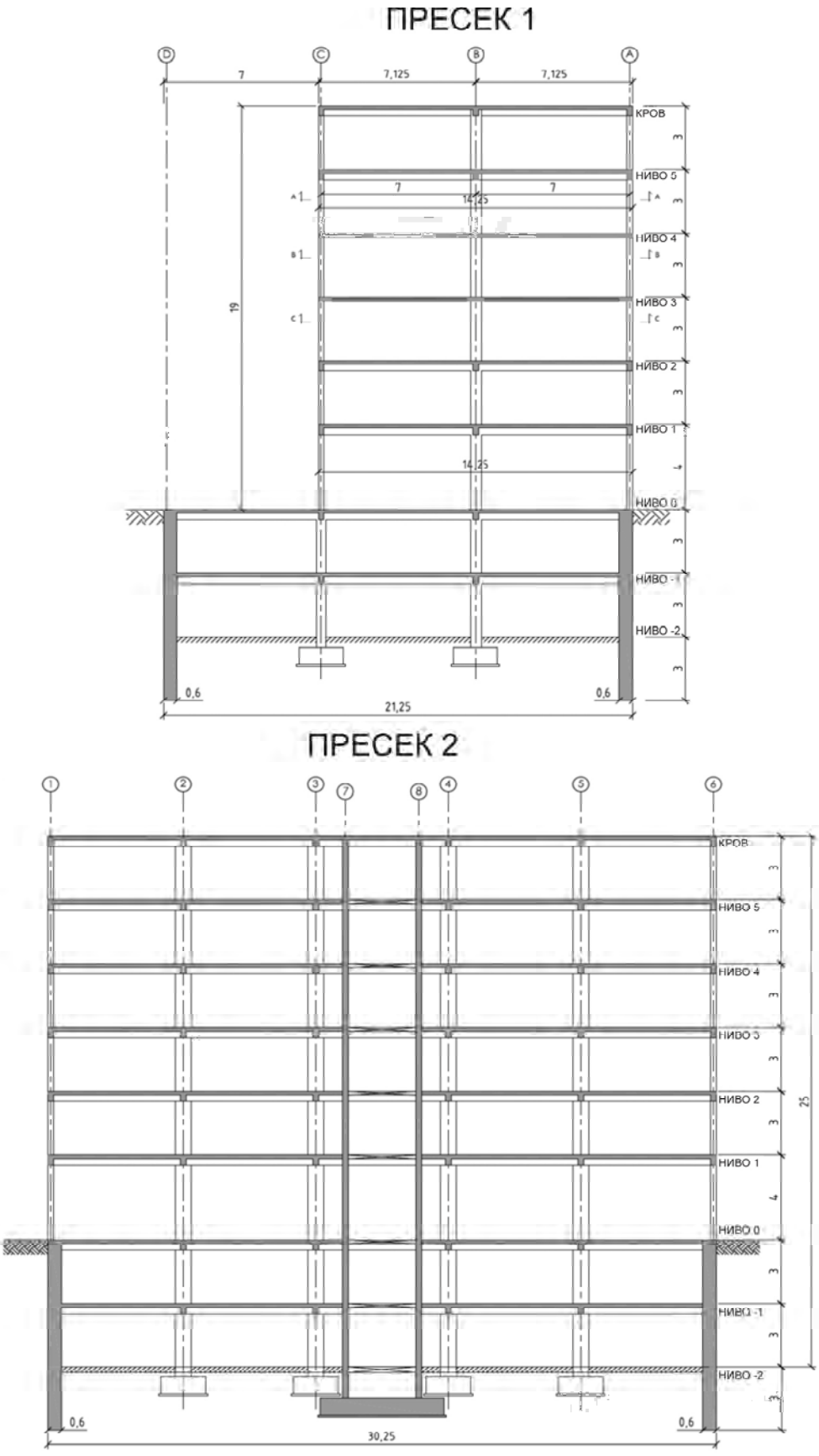
Слика 1.2.1 Деформација плоче

Ово је учињено зато што у примеру за *EC8* унутрашњи зидови код степеништа и окно лифта представљају елементе укрућења. Под претпоставком да су хоризонтална оптерећења (услед ветра и земљотреса) равномерно распоређена по плочи (уколико је ограничена крутост стубова, онда је идеализовано као греда ослоњена само на окно), на слици 1.2.1 приказан је доказ да се плоча деформише и у X-правцу и у Y-правцу. Да би се ово смањило и повећала торзиона крутост, треба да се додају спољашњи зидови (видети слику 1.2.2). Пошто је крутост плоче у X-правцу релевантна исто као и крутост окна у истом правцу, онда не морају да се постављају зидови у X-правцу.

Унутрашњи стубови се фундирају плитким квадратним темељима димензија ($B \cdot L$) = (2·2) m; спољашњи стубови и зидна платна се ослањају на спољашње потпорне зидове у виду дијафрагми дебљине 0,6 m, висине 9 m, израђене 3 m испод 2 нивоа паркинга (видети Поглавље 5).



Слика 1.2.2 Спољашњи зидови



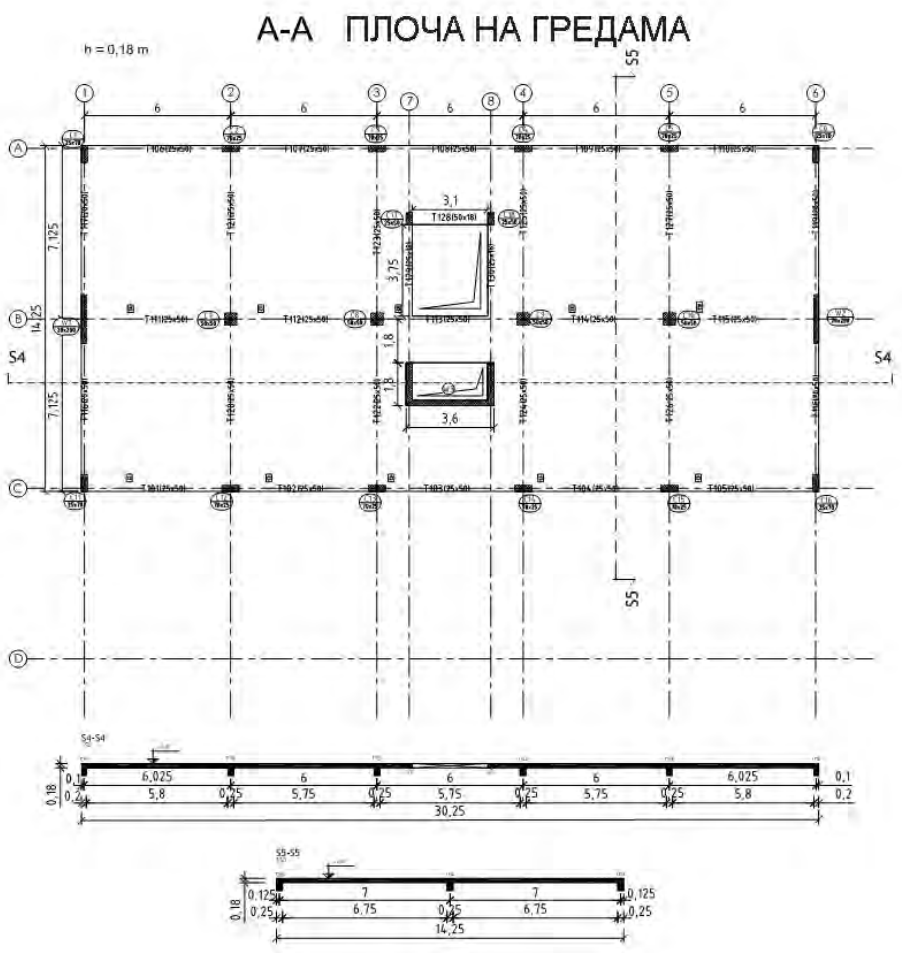
Слика 1.2.3 *EC2* Зграда од армираног бетона – пресеци

1.2.2. Геометрија плоче

Распони плоча су једнаки у X-правцима и у Y-правцима: ова једнакост у X-правцу никад не представља најефикасније решење за конструкцију, јер дуготрајни угиб спољних распона утиче на дебљину плоче, *h*. Уколико се не врши оптимизација – онда спољни распони у X-правцу, кад год је могуће, не треба да буду већи од 90% ширина суседних унутрашњих распона.

Разматране су три варијанте плоча да би била обухваћена три различита најчешће примењивана решења за грађење у Европи. Прво (A-A) решење је пуна плоча армирана у два правца, дебљине[3] *h* = 18 cm, ослоњена на (0,25 × 0,32) m избочене греде у X- и Y-правцима (слика 1.2.4). Доказивање геометрије конструкцијских елемената дато је у даљем тексту. Овим решењем се смањују дебљина и количина арматуре плоче, али избочене греде могу бити неповољно решење, зато што одступају од дебљине унутрашњих зидова, посебно код станова.

У циљу поузданог прелиминарног вредновања количине материјала, отвори у плочи код степеништа и лифтова се не урачунавају. Додатна запремина бетона је резултат узимања у обзир деформације оплате и свих губитака бетона приликом изливања (пумпања и другог). Укупна количина бетона износи (30,25 × 14,25) · 0,18 + (6 · 14,25 + 3 · 30,25) · 0,32 · 0,25 = 77,6 + 14,1 = 91,7 m^3.



Слика 1.2.4 Плоча *h* = 0,18 m на (0,25 × 0,32) m гредама

[3] Образложење за одређивање дебљине биће дато касније у поглављу за све три варијанте.

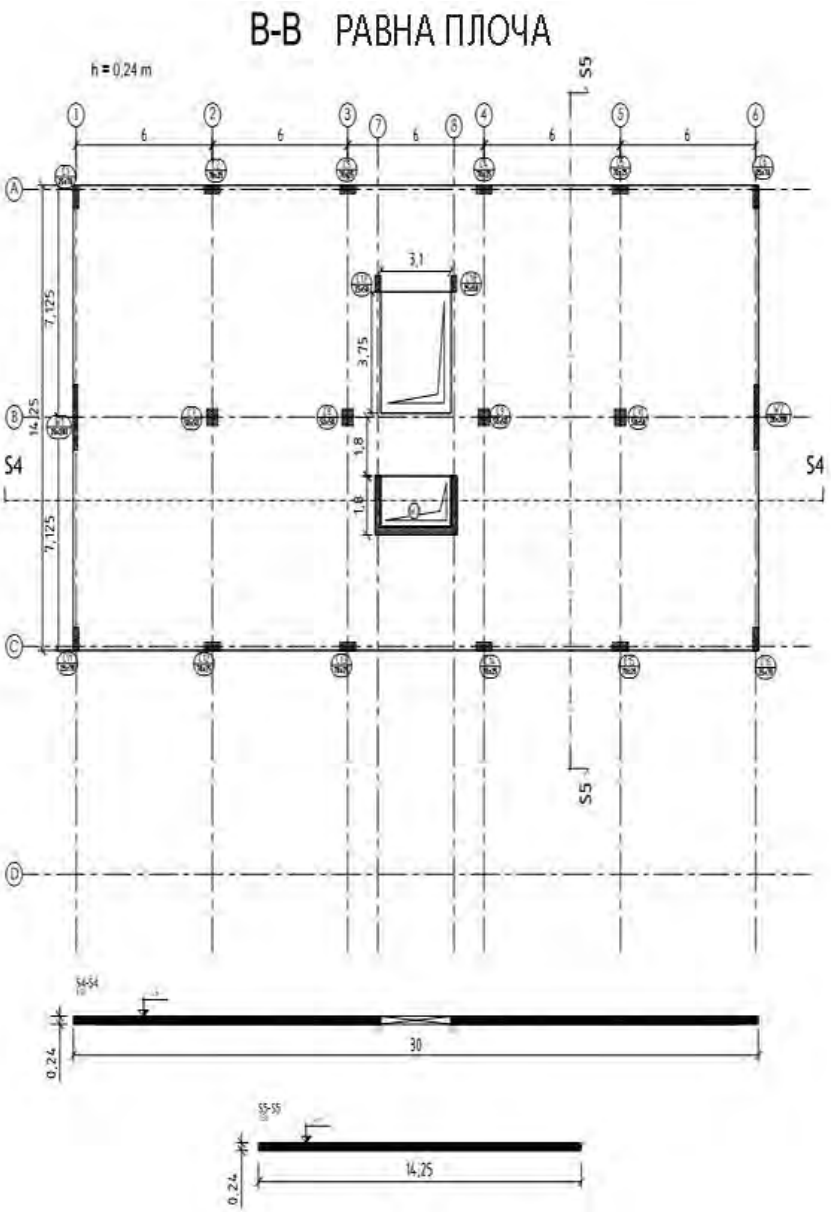
Друго (B-B) решење је пуна бетонска равна плоча, дебљине h = 24 cm, са распонима и у X- и у Y-правцима (слика 1.2.5). Предност овог решења, врло често примењеног у многим земљама, јесте то што нема избочених греда. Последњих година оно је побољшано расположивошћу унапређених система скела и оплате (лаки елементи са падајућим главама којима се омогућава једноставно постављање и раније скидање скеле), али и система армирања (обичних челичних „тепиха" кројених по мери или накнадно напрегнутих невезаних затега у случају великих распона и/или већих тежина).

Приликом пројектовања се у случају равних плоча обраћа пажња на следеће:

1) угиб (у овом случају такође под утицајем спољних распона),

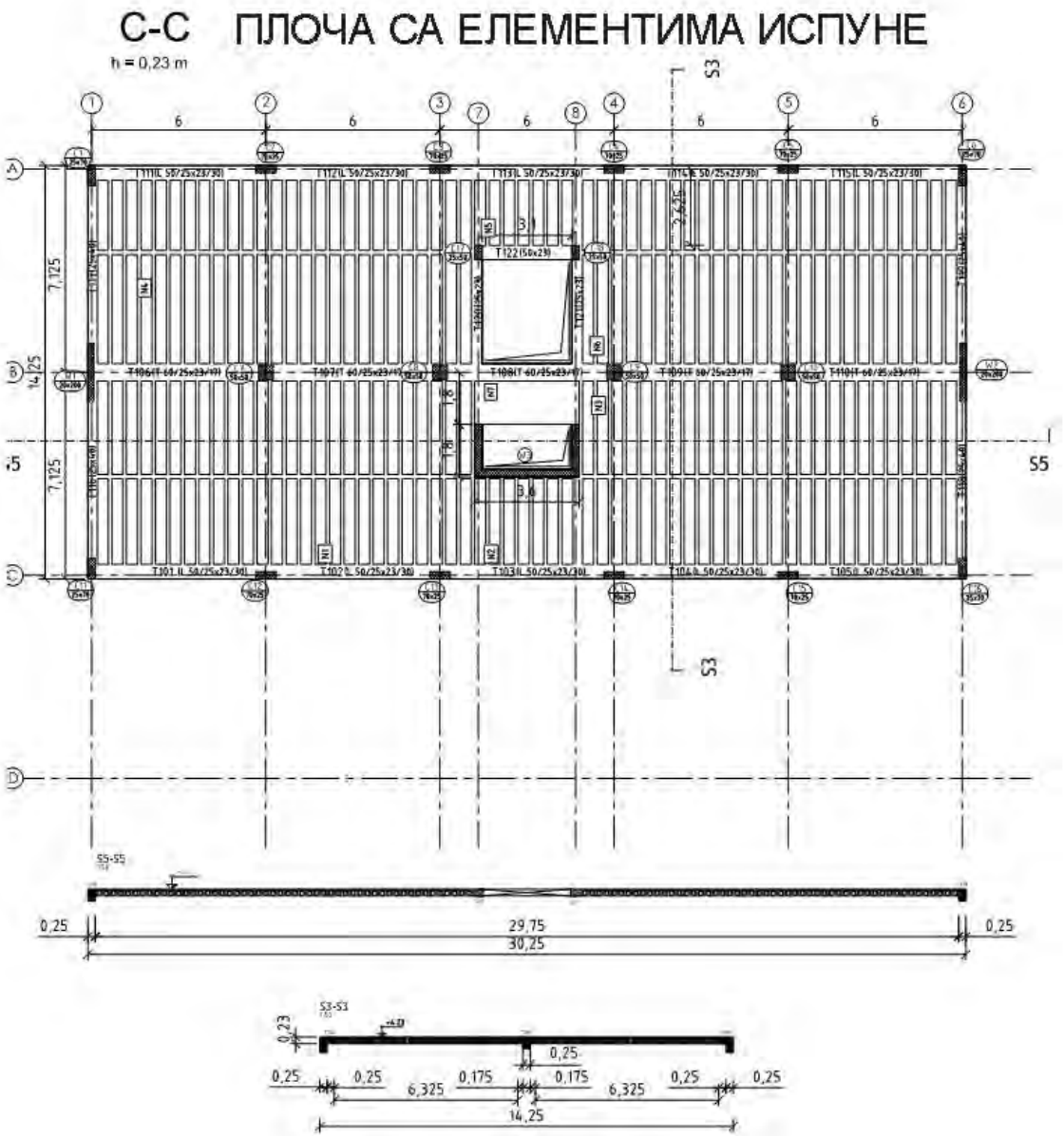
2) отпорност на пробијање (стубови C7 и C10).

Као и у претходном случају, не урачунавајући отворе у плочи код степеништа и лифтова, укупна количина бетона (димензије у m) износи (30,25 · 14,25) · 0,24 = 103,4 m^3.



Слика 1.2.5 Равна плоча h = 0,24 m

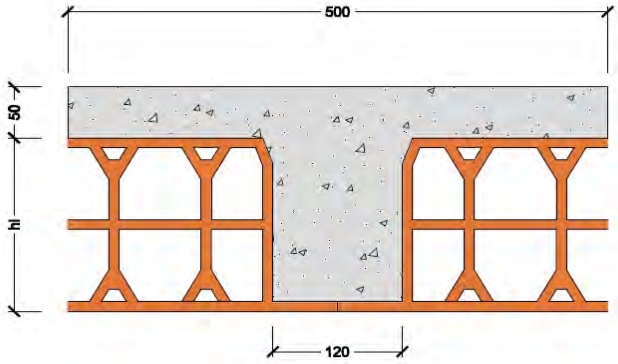
Треће (C-C) решење је олакшана плоча укупне дебљине h = 0,23 m, са испуном од глинених елемената[4]. Ребра која се простиру у Y-правцу, ослањају се на избочене Т-греде у X-правцу [бочне: (0,25 × 0,30) m; средишње: (0,25 × 0,17) m]. На оба краја плоче налазе се две греде у Y-правцу (0,25 × 0,30) m (слика 1.2.6).



Слика 1.2.6 Плоча са елементима испуне h = 0,23 m

Пример глиненог елемента за олакшање дат је на слици 1.2.7: на сваких 0,50 m формира се Т-пресек висине ребра h = 0,18 m и ширине b_w = 0,12 m. Дебљина садејствујућег појаса је h_f = 0,05 m. За ове елементе се захтева скела на коју се они ослањају у равни, а алтернатива су обликоване бетонске плоче са уграђеним EPS-ом у који је постављено привремено ојачање, тако да може да се поставља на појединачне ослонце.

[4] Осим од глине, елементи испуне за олакшање такође могу бити од EPS-а (експандираног полистирена--стиропора), бетона, пластике или дрвета.



Слика 1.2.7 Глинени елемент за олакшање *h* = 0,23 m

Јединична количина бетона за 1 m елемента (2 ребра) износи (2 · 0,12 · 0,18) + 0,05 = 0,093 m^3/m^2.

Укупна количина бетона, израчуната као у претходном случају, без урачунавања отвора за степениште и лифтове је (30,25 – 2 · 0,40) · [14,25 - (2 · 0,50 + 0,60)] · 0,093 + [2 · (0,40 · 0,23 + 0,25 · 0,30)] · (14,25 – 2 · 0,50) + [2 · (0,50 · 0,23 + 0,25 · 0,30) + (0,60 · 0,23 + 0,25 · 0,17)] · 30,25 = 34,6 + 4,4 + 17,0 = 56,0 m^3.

У поређењу са претходна два, за ово решење се захтева најмања количина бетона.

1.3 Дејства

Обухваћена су дејства из следећих делова *EN 1991*:

- *EN1991-1-1 Запреминске тежине, сопствена тежина, корисна оптерећења*
- *EN1991-1-2 Дејства пожара*
- *EN1991-1-3 Оптерећења снегом*
- *EN1991-1-4 Оптерећења ветром*

С обзиром на то да су димензије зграде релативно мале, нису разматрана топлотна дејства, као ни дејства удара и експлозија.

Када постоје, гама парцијални коефицијенти сигурности су узети као препоручене вредности из *EC2*.

1.3.1. Запреминске тежине, сопствена тежина, корисна оптерећења, парцијални коефицијенти и комбинација коефицијената

Сопствена тежина G_1	**γ_G = 1,35 (неповољан)**
Армирани бетон:	25 kN/m^3
Уграђени елементи од глине *h* = 0,18 m:	0,75 kN/m^2
Стална оптерећења G_2	**γ_G = 1,35 ÷ 1,0**
Завршни радови, подно покривање, уграђена опрема, преградни зидови:	3,0 kN/m^2
Спољашњи зидови (укључујући прозоре):	8,0 kN/m
Променљива оптерећења Q_i	**γ_Q = 1,50 ÷ 0**

Табела 1.3.1 Променљива оптерећења

Тип	q_k (kN/m^2)	Ψ_0	Ψ_2
Стамбени простори	2,00	0,70	0,30
Степениште, канцеларије отворене за јавност	4,00		
Снег	1,70	0,50	0,00
Паркиралиште	2,50	0,70	0,60

1.3.2. Ветар

Комбинација разматраних коефицијената је:

$\Psi_0 = 0{,}60, \qquad \Psi_2 = 0{,}0$

Као што је већ наведено, зграда је идеално лоцирана у урбаном подручју (терен IV категорије), удаљена од мора, на висини од 300 m изнад средњег нивоа мора – AMSL (*Above Mean Sea Level*). Претпостављене вредности (*EN 1991-1-4*) су:

- Основна брзина ветра

  $v_b = c_{dir}\, c_{season}\, v_{b,0}$ $\qquad c_{dir} = c_{season} = 1{,}0$ $\qquad v_{b,0} = 30$ m/s $\qquad v_b = v_{b,0} = 30$ m/s

- Терен IV категорије

  $z_0 = 1 \quad z_{min} = 10$ m

- Коефицијент терена

  $$k_r = 0{,}19 \left(\frac{z_0}{0{,}05}\right)^{0{,}07} = 0{,}19 \left(\frac{10}{0{,}05}\right)^{0{,}07} = 0{,}234 \text{ m/s}$$

- Коефицијент топографије

  $c_o = 1{,}0$

- Интензитет турбуленције

  $k_I = 1{,}0 \qquad I_v(z) = \dfrac{k_I}{c_o(z)\ln z/z_0} = \dfrac{1}{\ln z/z_0}$

- Коефицијент изложености $c_e(z)$, уз узимање турбуленције у обзир

  $z \le 10$ m

  $$c_e(z) = c_e\left(z_{\min}\right) = k_r^2\, c_0 \ln\frac{z}{z_0}\left(7 + c_o \ln\frac{z}{z_0}\right) = 0{,}23^2 \cdot 1 \cdot \ln\frac{10}{1}\left(7 + 1 \cdot \ln\frac{10}{1}\right) = 1{,}13 \text{ const.}$$

  $z > 10$ m

  $$c_e(z) = k_r^2\, c_o \ln\frac{z}{z_0}\left(7 + c_o \ln\frac{z}{z_0}\right) = 0{,}053 \cdot \ln z\left(7 + \ln z\right).$$

- Основни притисак ветра

$$q_b = \frac{1}{2}\rho v_b^2 = \frac{1}{2}\cdot 1{,}25 \cdot 30^2 \cdot 10^{-3} = 0{,}563 \text{ kN/m}^2$$

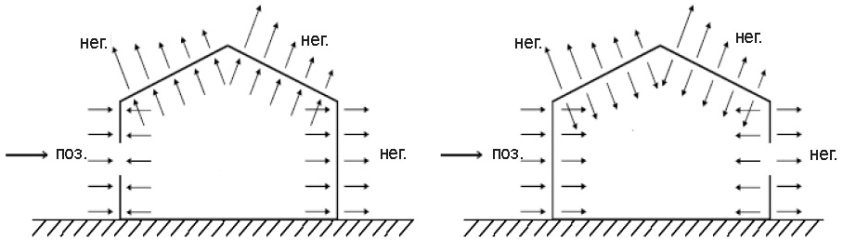
- Вршни притисак ветра

  $z \le 10$ m $\quad q_p(z_e) = c_e(z)\, q_b = c_e(z)\, 0{,}563$ kN/m^2

  $z > 10$ m $\quad q_p(z_e) = c_e(z_{min})\, q_b = c_e(10)\, 0{,}563$ kN/m^2

- Притисак ветра на спољашње површине

  $c_{pe} = +0{,}8$ $\quad c_{pe} = -0{,}4$



Слика 1.3.1 Притисак ветра на спољашње површине

- Коефицијент конструкције

  $c_s\, c_d = 1{,}0$ (рамовске конструкције зграда које имају носеће зидове, висине мање од 100 m)

Притисак ветра на спољашње површине

$$w_e = q_p(z_e)\, c_{pe}\, c_s\, c_d = q_p(z_e)\,(0{,}8 - (-0{,}4))\cdot 1 = 1{,}2\, q_p(z_e) \text{ kN/m}^2$$

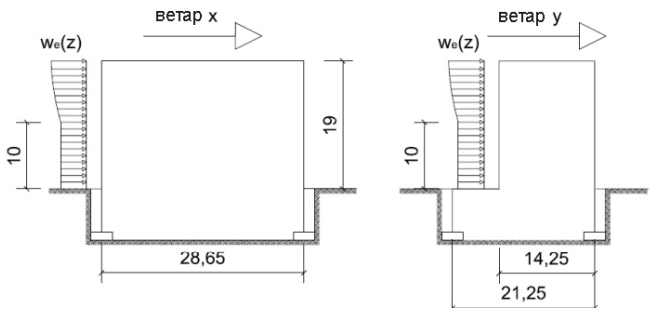
- z > 10 m

  $w_e(z_e) = 1{,}2 \cdot c_e(z_e)\, 0{,}56 = 0{,}035 \cdot \ln(z_e)\,[7 + \ln(z_e)]$ kN/m^2

  $w_e(19) = 1{,}04$ kN/m^2

- z ≤ 10 m

  $w_e(10) = 0{,}0357 \cdot \ln(10)\,[7 + \ln(10)] = 0{,}77$ kN/m^2



Слика 1.3.2 Притисак ветра на спољашње површине – пример

1.3.3. Оптерећење снегом

Оптерећење снегом описано је у Поглављу 2.

1.4 Материјали

1.4.1. Бетон

1.4.1.1 Класе изложености и класа чврстоће бетона

EC2 у (2.4) захтева да *„…конструкција треба да буде пројектована тако да погоршање током њеног прорачунског експлоатационог века не нарушава перформансе конструкције испод предвиђених, имајући у виду средину и очекивани ниво одржавања…”.* Стога се за оцењивање трајности бетонских конструкција разматрају утицаји средине.

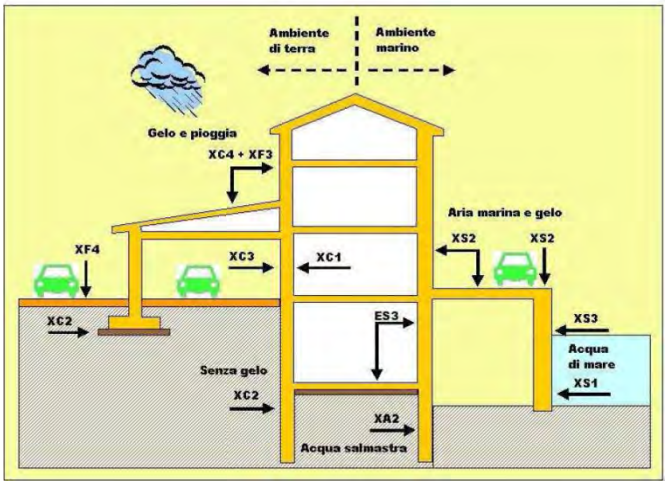
У основи, *EC2* се односи на:

a) 50-годишњи прорачунски експлоатациони век,

b) „нормалан” надзор током извођења,

c) „нормално” контролисање и одржавање током коришћења. Процедуре менаџмента квалитетом које треба да се усвоје током извођења описују се у EN 13670.

Што се тиче погоршања бетона и корозије челика за армирање услед потенцијално агресивне средине, пројектант мора да идентификује (претпостављене) услове средине у којима ће се конструкција налазити *„… како би се предузеле одговарајуће мере заштите материјала који се користи у конструкцији…”*. Услови изложености средини класификују се према „класама изложености”. Пример је дат на слици 1.4.1.



Слика1.4.1 Класе изложености средини[5]

[5] На слици је**:** Ambiente di terra = тло; ambiente marino = морска обала; gelo e pioggia = мраз и киша; aria marina e gelo = морски ваздух и мраз; senza gelo = без мраза; acqua salmastra = слана вода; acqua di mare = морска вода.

Правила према „сматра се да задовољава" која се односе на различите класе изложености конструкцијских елемената, дата су у: *EN 206-1, Прилог F* (стандард за бетон) за a) минималну класу чврстоће бетона и b) бетонску мешавину; а у *EN 1992-1* за c) минимални заштитни слој бетона за арматуру и, за критичније класе изложености, d) максималну допуштену ширину прслина.

У стандардима *EC2* и *EN 206* се чврстоћа бетона користи као индиректна мера трајности бетона, на основу претпоставке: већа чврстоћа → мање порозан бетон → већа трајност. Допунске информације о максималном водоцементном фактору и минималној количини цемента по m^3 бетона дају се у националном прилогу за *EN 206.* Резултат је велика варијација у захтевима различитих земаља ЕУ[6].

1.4.1.2 Класе изложености, класе конструкције и заштитни слој бетона

Класе изложености идентификују се словом X које је праћено почетним словом механизма погоршања (на енглеском језику) на који се односи:

- корозија арматуре услед карбонатизације (енгл. ***C**arbonation*) (X**C**) или деловања хлорида из агенса за одмрзавање (енгл. **D**e-icing agents), индустријског отпада, базена (X**D**) или морске воде (енгл. ***S**ea water*) (X**S**),
- погоршање бетона услед дејства замрзавања/одмрзавања (енгл. *Freeze/thaw action*) (XF) или услед хемијске агресије (енгл. *chemical Attack*) (XA).

Према *EC2, Одељак 4*, за прорачун захтеваног минималног заштитног слоја за сву арматуру (укључујући узенгије) редослед је следећи:

1. идентификује се класа (класе) изложености за различите конструкцијске елементе;
2. идентификује се МИНИМАЛНА класа чврстоће за сваку класу (класе) изложености [*EC2 информативни Прилог E* и *EN 206, Прилог F* – користе се вишеструке класе само ако су обезбеђене одвојене фазе бетонирања (нпр. темељи наспрам зидова, стубови наспрам плоче итд)];
3. идентификује се МИНИМАЛНИ заштитни слој за трајност (*„dur"*) и приањање (*„b"*)

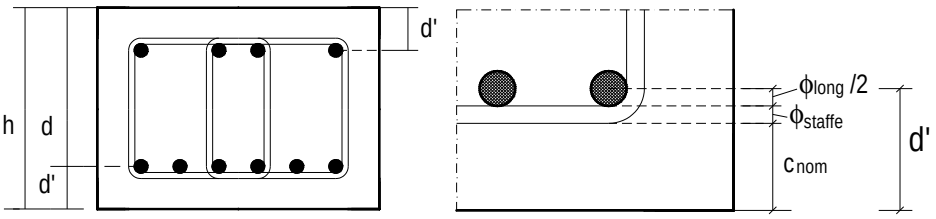
$$c_{min} = \max [c_{min,b}; (c_{min,dur} - \Delta c_{dur,add}); 10\ \text{mm}] \quad (1.1)$$

Заштите површине бетона, ако постоје, узимају се обзир преко смањења заштитног слоја $\Delta c_{dur,add}$;

4. идентификује се називни заштитни слој бетона c_{nom} (слика 1.4.2) који се користи за цртеже и конструисање арматуре

$$c_{nom} = \max [(c_{min} + \Delta c); 20\ \text{mm}] \quad (1.2)$$

Поред приањања и заштите челика од корозије, c_{nom} такође у обзир треба да узме отпорност на пожар. Δc = 0 - 10 mm је «одступање у извођењу».



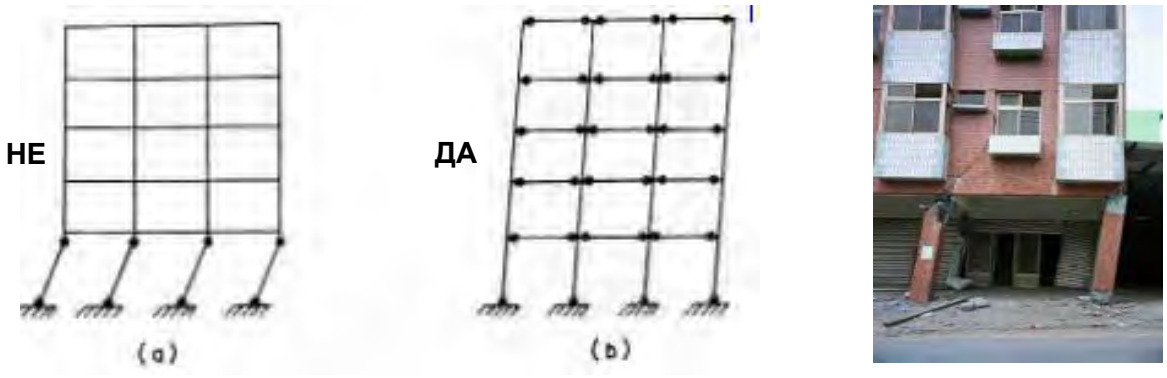
Слика 1.4.2 Називни заштитни слој бетона c_{nom}

[6] CEN/TR 15868:2009 – Преглед националних захтева који се примењују заједно са *EN 206-1:2000.*

Будући да није могуће генерализовати или узети у обзир одредбе које важе у свим земљама, у примеру прорачуна коришћене су следеће класе изложености и одговарајуће класе чврстоће бетона:

XC1	за унутрашње плоче, греде и темеље	C25/30
XC2	за стубове	C30/37 > C25/30

Чак и када је средина иста за плоче и стубове, класа бетона која се користи за стубове треба да буде већа од оне која се користи за плоче и греде, онако како је у Еврокоду 8 предложено правилом „програмираног понашања": да би се у случају сеизмички отпорних конструкција гарантовала стабилност зграде и избегао механизам „меког спрата", пластични зглобови потребни за расипање енергије морају да постоје само у хоризонталним елементима, а никада у вертикалним (слика 1.4.3).



Слика.1.4.3 Механизам меких спратова

За идентификовање минималног заштитног слоја бетона за трајност $c_{min,dur}$, када су класа средине и одговарајућа класа чврстоће бетона идентификоване, „класа конструкције" може да се одабере помоћу *Еврокода* 2, табела *4.3N*. *Еврокод* 2 сматра класу конструкције S4 „подразумеваном", оном која се модификује на основу критеријума наведених у табели 1.4.1.

Табела 1.4.1 Препоручена класификација конструкције (*EC2, табела 4.3N*)

Критеријум	**Класа конструкције** **Класа изложености према табели 4.1 *(Еврокод 2)***						
	X0	**X1**	**XC2/XC3**	**XC4**	**XD1**	**XD2 / XS1**	**XD3 / XS2 / XS3**
Прорачунски експлоатациони век од 100 година	Повећати класу за 2	Повећати класу за 2	Повећати класу за 2	Повећати класу за 2	Повећати класу за 2	Повећати класу за 2	Повећати класу за 2
Класа чврстоће [1) 2)]	≥ C30/37 смањити класу за 1	≥ C30/37 смањити класу за 1	≥ C35/45 смањити класу за 1	≥ C40/50 смањити класу за 1	≥ C40/50 смањити класу за 1	≥ C40/50 смањити класу за 1	≥ C45/55 смањити класу за 1
Елемент чија геометрија одговара плочама (поступак грађења нема утицаја на положај арматуре)	смањити класу за 1	смањити класу за 1	смањити класу за 1	смањити класу за 1	смањити класу за 1	смањити класу за 1	смањити класу за 1
Посебан квалитет **Осигурана контрола производње бетона**	смањити класу за 1	смањити класу за 1	смањити класу за 1	смањити класу за 1	смањити класу за 1	смањити класу за 1	смањити класу за 1

Претпостављајући експлоатациони век од 50 година и производњу бетона без посебне контроле квалитета, за овај пример су класе конструкције за:

- плоче: бетон C25/30 S(4 – 1) = S3 смањење за геометрију плоче
- греде: бетон C25/30 S4 без смањења
- стубове: бетон C30/37 S4 без смањења

На основу класа средине и конструкције, минимални заштитни слој бетона за трајност може да се идентификује (табела 1.4.2 испод је коришћена у *Еврокоду* 2, а националне табеле могу бити другачије):

Табела 1.4.2 Вредности минималног заштитног слоја (*Еврокод 2, табела 4.4N*)

Захтеви средине за $c_{min,dur}$ (mm)							
Класа контрукције	**Класа изложености према табели 4.1 *(Еврокод 2)***						
	X0	**XC1**	**XC2 / XC3**	**XC4**	**XD1 / XS1**	**XD2 / XS2**	**XD3 / XS3**
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

- $c_{min,dur}$ - плоче (XC1/S3) = 10 mm
- $c_{min,dur}$ - греде (XC1/S4) = 15 mm
- $c_{min,dur}$ - стубови (XC2/S4) = 25 mm

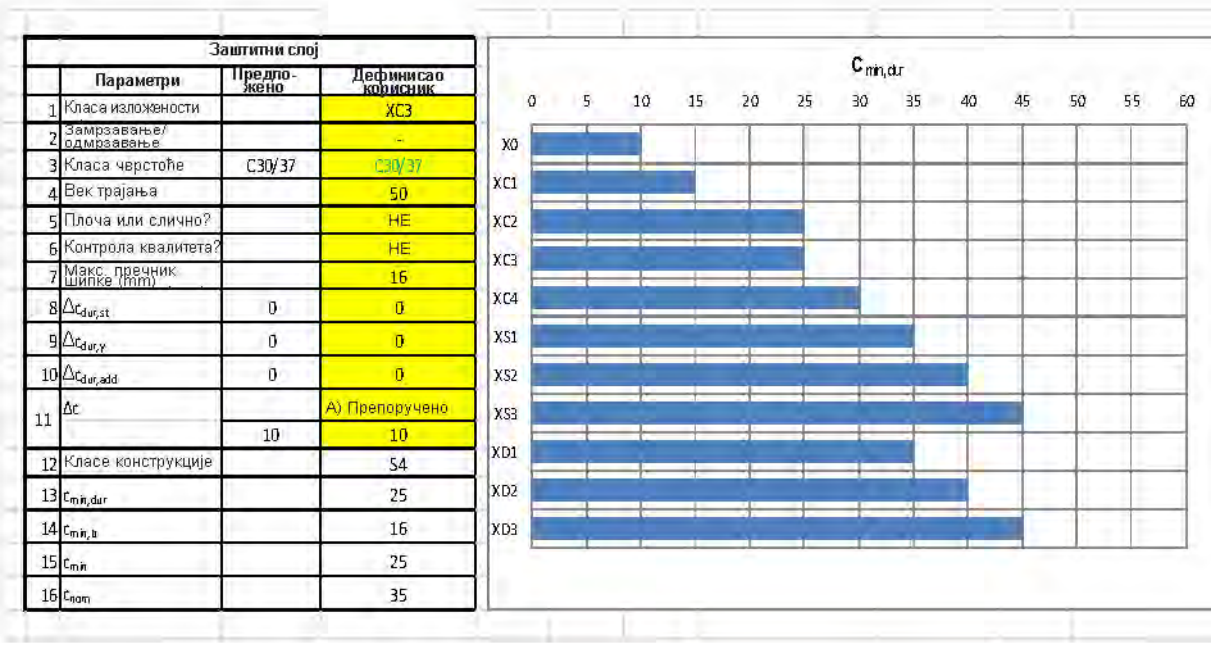
Претпостављајући $\Delta_{c,dev}$ = 5 mm за контролисано извођење, израчунати називни заштитни слој арматуре c_{nom} износи за:

- плоче $c_{nom} = c_{min,dur} + \Delta_{c,dev}$ = max (15+5; 20) = 20 mm
- греде c_{nom} = max (20+5; 20) = 25 mm
- стубове c_{nom} = max (25+5; 20) = 30 mm

Добијене вредности се увек морају заокружити на најближих 5 mm.

За потпорне зидове и темеље заједничко је c_{nom} = 40 mm, услед потешкоћа приликом сваког визуелног прегледа ради откривања погоршања.

На основу национално одређених параметара из *EC2* и националних одредаба из *EN 206*, цео поступак може лако да се имплементира у *Excel*™ табеларни приказ (слика 1.4.4).



Заштитни слој			
	Параметри	Предло-жено	Дефинисао корисник
1	Класа изложености		XC3
2	Замрзавање/ одмрзавање		-
3	Класа чврстоће	C30/37	C30/37
4	Век трајања		50
5	Плоча или слично?		НЕ
6	Контрола квалитета?		НЕ
7	Макс. пречник шипке (mm)		16
8	$\Delta c_{dur,st}$	0	0
9	$\Delta c_{dur,\gamma}$	0	0
10	$\Delta c_{dur,add}$	0	0
11	Δc		A) Препоручено
		10	10
12	Класе конструкције		S4
13	$c_{min,dur}$		25
14	$c_{min,b}$		16
15	c_{min}		25
16	c_{nom}		35

Слика 1.4.4 Поступак за израчунавање минималног заштитног слоја бетона у *Excel*-у

Алтернативно, националне табеле са свим информацијама које се односе на захтеван састав бетона могу да се припреме. Пример који који важи у Италији дат је на слици 1.4.5.

Classe di esposizione ambientale	Copriferro $c_{min,dur}$ [mm]							
	15	25	30	35	40	45	50	55
XC1	C25/30; 0,60; 300							
XC2	C25/30; 0,60; 300							
XC3	C28/35; 0,55; 320							
XC4	C32/40; 0,50; 340							
XD1	C28/35; 0,55; 320							
XD2	C35/45; 0,45; 360							
XD3	C35/45; 0,45; 360							
XS1	C28/35; 0,55; 320							
XS2	C35/45; 0,45; 360							
XS3	C35/45; 0,45; 360							
XF1	C28/35; 0,50; 320							
XF2 – XF3	C25/30; 0,50; 340							
XF4	C28/35; 0,45; 360							
XA1	C28/35; 0,55; 320							
XA2	C32/40; 0,50; 340							
XA3	C35/45; 0,45; 360							

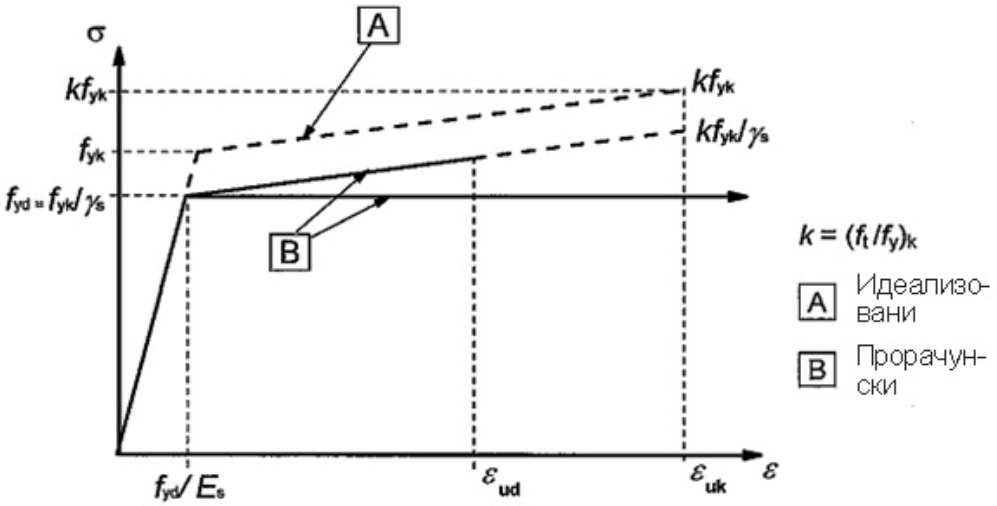
Tab. 26.02 - Copriferro c_{min} e composizione del calcestruzzo (EN206-1 ed EC2)

Слика 1.4.5 Минимални заштитни слој бетона (*Copriferro*) за трајност, класе чврстоће бетона и бетонска мешавина (*composizione del calcestruzzo*) (италијански подаци)

1.4.2. Челик за армирање

1.4.2.1 Карактеристике челика

Усвојена је средња дуктилност S500 B (разред 500, класа B) челика за армирање. Према идеализованим и прорачунским дијаграмима напон–дилатација, коришћена је доња еласто-пластична прорачунска крива B без напона услед очвршћавања (слика 1.4.6).



.

Слика 1.4.6 Челик за армирање – прорачунски дијаграми напон–дилатација

Претпостављајући парцијалне коефицијенте сигурности γ_s = 1,15 за гранично стање носивости (ULS – стална и повремена прорачунска ситуација) и γ_s = 1,0 за гранично стање употребљивости (SLS), карактеристичне вредности дијаграма су:

- Чврстоћа

  $f_{yk} \geq 500$ N/mm^2; $E_s = 200$ kN/mm^2; ($f_{y,max} \leq 1{,}30\ f_{yk}$, $f_{yk} \leq 650$ N/mm^2)

  $f_{yd} = 500 / 1{,}15 = 435$ N/mm^2; $\varepsilon_{s,yd} = f_{yd}/E_s = 435/200 = 2{,}17‰$

- Дуктилност

  $k = (f_t/f_y)\ k \geq 1{,}08$ $\varepsilon_{uk} \geq 5\%$ $\varepsilon_{ud} = 0{,}90\varepsilon_{uk} \geq 4{,}5\%$

1.4.2.2 Највећи пречници шипки

Приликом прорачуна геометрије бетонских конструкција, посебно бетонских зграда, све се чешће и све више пракса руководи разматрањима граничног стања употребљивости (SLS деформација, прслине, ограничење напона) него граничног стања носивости (ULS). Стога је важно у *EC2* идентификовати граничне вредности за различите SLS-ове, ако их има, које треба узети у обзир у прорачуну.

За ширине прслина до максималних 0,30 mm – горња гранична вредност свих класа средине према *EC2, табела 7.1N* – SLS прслина се може верификовати без прорачуна, ограничавањем или пречника арматуре као функције напона у челику, или њеног максималног растојања. За челик S500 B и различите напоне класа бетона у табели 1.4.3, дају се највећи пречници шипки као функција односа напона у челику σ_s / f_{yk}, вредновани у пресецима са прслинама, под условом квазисталног оптерећења (Q_P) – црне (болд) вредности су из *EC2.*

Табела 1.4.3 Највећи пречници шипки за контролу прслина

Челик 500B		**Класа бетона**				
		C20/25	**C25/30**	**C30/37**	**C35/45**	**C40/50**
$f_{ct,eff}$		**2,3**	**2,6**	**2,9**	**3,4**	**3,6**
σ_s	σ_s / f_{yk}	$\Phi_{l,max}$ **за прслине ширине** w_k **= 0,30 mm**				
160	0,32	24	28	**32**	36	38
170	0,34	22	26	30	34	36
180	0,36	22	24	28	32	34
190	0,38	20	22	26	30	32
200	0,40	18	20	**24**	26	28
210	0,42	16	18	22	24	26
220	0,44	14	16	20	22	24
230	0,46	14	16	18	20	22
240	0,48	12	14	**16**	18	20
260	0,52	10	12	14	16	16
280	0,56	10	10	**12**	14	14
Напомена: Вредности из *EC2* до f_{yk}; 25 mm за σ_s = 200 MPa.						

У прелиминарним прорачуну се прво бирају најчешће коришћени пречници шипки, а затим идентификују одговарајуће максималне граничне вредности $\sigma_{s,QP} / f_{yk}$. У овом случају оне су за:

- о плоче: ϕ14 mm C25/30 $\sigma_{s,QP} / f_{yk} \leq 0{,}48$
- о греде: ϕ16 mm C25/30 $\sigma_{s,QP} / f_{yk} \leq 0{,}42$
- о стубове: ϕ20 mm C30/37 $\sigma_{s,QP} / f_{yk} \leq 0{,}44$

Ови ограничавајући односи ће бити размотрени у прорачуну (видети предговор).

1.5 Прелиминарни прорачун за плоче

1.5.1. Висина плоче

1.5.1.1 Виткост

Прорачун плоча мора да испуни захтеве у погледу граничног стања употребљивости (SLS) и граничног стања носивости (ULS) (тачно према овом редоследу!). По правилу, висина плоче *„h"* контролише се помоћу ограничавања угиба (*EC2, 7.4*). У случају равних плоча, пробијање је често меродавно.

У *EC2* се правило „сматра се да задовољава" за верификовање SLS угиба заснива на ограничавању „виткости" елемента успостављањем максималних „коефицијената виткости" (l_{ef}/d) „ефективног распона" l_{ef} (осног растојања у случају ослоначких греда, или растојања између оса

стубова у случају равних плоча) до „статичке висине”, *d*, (растојања тежишта сила затезања од највише притиснутог влакна бетона).

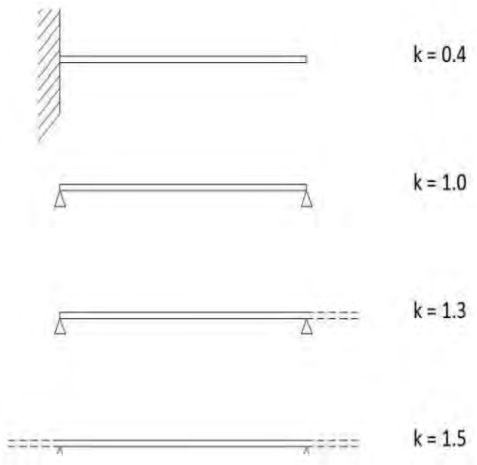
За равне плоче распона ≤ 8,5 m и плоче и греде са распонима ≤ 7 m, као у овом примеру, *EC2, у тачки 7.4.2* даје формулу

$$\frac{l_{ef}}{d} = Ks\frac{310}{\sigma_s}\left(\frac{l}{d}\right)_0 = Ks\frac{500}{f_{yk}}\frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}}\left(\frac{l}{d}\right)_0 \tag{1.3}$$

K узима у обзир тип, ограничења и релативни положај сваког елемента у конструкцијском систему. Њиме се трансформише „ефективни распон” у такозвани „нормализовани распон”

$$l_n = l_{ef} / K \tag{1.4}$$

идеалног елемента који је просто ослоњен (SS) и који има исти угиб као и стварни елемент. За плочу константне висине *h,* изложену истом сталном оптерећењу G_2 и променљивом оптерећењу *Q*, меродавни распон за целу висину плоче, онај са максималним „нормализованим распоном” може бити лако идентификован као онај који има највећи нормализовани распон l_n.



Слика 1.5.1 *K*-вредности наспрам конструкцијских система

Као што је већ поменуто, *K*-вредности показују да континуалне плоче или греде са једнаким распонима, као у овом примеру, никада не представљају добро конструкцијско решење: распон спољне плоче (или греде) никада не треба да буде дужи од (1,3/1,5)·100 = 87% суседног унутрашњег распона плоче.

Фактор „облика” *s*, узима у обзир геометрију попречног пресека плоче, посебно варијацију момента инерције пресека. У *EC2* се претпоставља *s* = 1,0 за R (правоугаоне) пресеке, попут пуних плоча, или T-пресеке са $b/b_w \le 3$; *s* = 0,80 за T-пресеке са $b/b_w > 3$, као и у случају плоча са положеним елементима (слика 1.2.7), где је $b / b_w = 500 / 120 = 4,8 > 3$.

$(l/d)_o$ је „референтни однос распона и висине попречног пресека”. У случају плоча са $\rho \le \rho_0$, *EC2* даје:

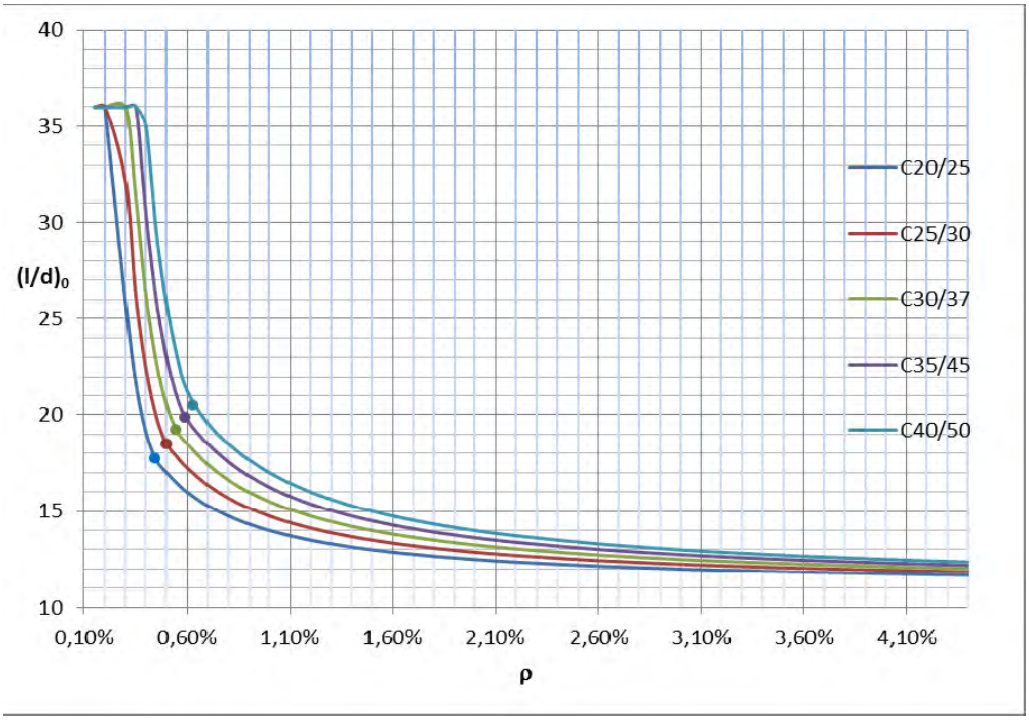
$$\left(\frac{l}{d}\right)_0 = 11 + 1{,}5\sqrt{f_{ck}}\frac{\rho}{\rho_0} + 3{,}2\sqrt{f_{ck}}\sqrt{\left(\frac{\rho}{\rho_0} - 1\right)^3} \qquad \rho_0 = 10^{-3}\sqrt{f_{ck}} \tag{1.5}$$

$\rho = A_s/(bd)$ је геометријски коефицијент армирања затегнутог челика површине A_s. За одређени број изабраних класа бетона, вредности $(l/d)_o$ и ρ_0, израчунате према горњим формулама, дате су у табели 1.5.1.

Табела 1.5.1 Вредности $(l/d)_o$ и ρ_0 за изабране класе бетона

	C20/25	C25/30	C30/37	C32/40	C35/45
ρ_0 (%)	0,45	0,50	0,55	0,57	0,59
$(l/d)_o$	19	**20**	20	21	18

На слици 1.5.2, хиперболичка формула $(l/d)_o$ изнад представљена је на левој страни: карактеристичне тачке израчунате за $\rho = \rho_0$ деле (слабоармиране) плоче од (средње ка вишеармираних) греда.



Слика 1.5.2 – Функција $(l/d)_o$ геометријског коефицијента армирања ρ

У случају ниског коефицијента армирања, ρ, формула из *EC2* даје веома високу вредност виткости $(l/d)_o$ која, ако није добро процењена, може довести до изузетно витке плоче. Стога максимална вредност $(l/d)_o$ треба да буде ограничена – на дијаграму и за овај пример је $(l/d)_o$,max = 36. Претпостављајући да је $l_n = l_{ef}/k$, f_{yk} = 500 N/mm^2 и $A_{s,prov} = A_{s,req}$, минимална статичка висина d_{min} је:

$$\frac{l_{ef}}{d} = Ks\frac{500}{f_{yk}}\frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}}\left(\frac{l}{d}\right)_0 \Rightarrow \frac{l_n}{d} = s\left(\frac{l}{d}\right)_0 \Rightarrow d_{\min} = \frac{l_n}{(l/d)_0\, s} \tag{1.6}$$

Као што је наведено раније, једначина (1.6) потврђује да меродавни распон у континуалним плочама јесте онај кога карактерише максимална нормализована дужина, l_n.

1.5.1.2 Одређивање висине плоче

Одређивање висине плоче је итеративни поступак заснован на узастопно бољим проценама (почетно непознате) сопствене тежине плоче G_1. Прелиминарно вредновање (на страни сигурности) сопствене тежине плоче G_1 може бити засновано на висини израчунатој за услов $\rho = \rho_0$. За бетон класе C25/30 у табели 1.5.1 дато је ρ_0 = 0,50% и онда $(l/d)_o$ = 20.

За три различита типа плоче, прве пробе минималне статичке висине d_{min} за различите контроле угиба су:

Табела 1.5.2 Минимална ефективна дебљина за контролу угиба

	$l_{ef,x}$	$l_{ef,y}$	l_{ef}	K	l_n	$(l/d)_0$	s	d_{min}
	m	m	m		m			m
Плоча или греде	6,0	7,125	6,0	1,3	4,62	20	1,0	**0,23**
Равне плоче	6,0	7,125	**7,125**	**1,2**	5,94	20	1,0	**0,30**
Плоче са уграђ. ел.	-	7,125	7,125	1,3	5,48	20	0,8	**0,27**

Услед високог коефицијента армирања ρ_0, ове статичке висине d_{min} су без сумње конзервативне. На основу конвенционално армираног бетонског елемента тежине (25 kN/m^3) и дебљине h (m) стварне или „еквивалентне" (за ребрасте плоче или плоче са уграђеним елементима за осветљење – видети испод) пуне плоче:

$$G_1 = 25h \qquad (\text{kN/m}^2)$$

За плоче са уграђеним глиненим елементима за осветљење ширине (38 + 12) cm, са додатним бетонским слојем од 5 cm, еквивалентна висина проистиче од 51% ÷ 55% висине пуне плоче (видети табелу 1.5.3). Као пример, ако је h = 0,23 m

$$G_1 = 25h = 25 \cdot (0{,}54 \cdot 0{,}23) = 3{,}10 \text{ kN/m}^2$$

Табела 1.5.3 Еквивалентна висина за плоче са уграђеним елементима за осветљење

h_{le} [m]	$h=h_{le}$ + 0,05 [m]	G_1 [kN/m^2]	$h_{eq} = G_1/25$ [m]	h_{eq} / h_{tot}
0,16	0,21	2,89	0,116	**0,55**
0,18	0,23	3,08	0,123	**0,54**
0,20	0,25	3,27	0,131	**0,52**
0,22	0,27	3,46	0,138	**0,51**
0,24	0,29	3,69	0,148	**0,51**

На основу већ одређених ϕ_l = 14 mm (SLS прслине) и c_{nom} = 20 mm добија се:

- за равне плоче са шипкама у X- и Y-правцу

  $h = d_{\text{min}} + c_{nom} + \phi_l = d_{\text{min}} + 20 + 14 = (d_{\text{min}} + 34)$ mm

- за плоче са уграђеним елементима за осветљење

  $h = d_{\text{min}} + c_{\text{nom}} + 1/2\phi_l = (d_{\text{min}} + 27)$ mm

Како је стално оптерећење G_2 познато, укупно стално оптерећење G је: $G = G_1 + G_2$. Ако су познати променљиво оптерећење Q и одговарајући коефицијент ψ_2 за услове квазисталног оптерећења (Q_P), онда побољшани нормализовани коефицијент виткости може да се израчуна помоћу формуле:

$$\left(\frac{l_n}{d}\right) = \frac{\lambda_s}{\sqrt[3]{G + \psi_2 Q}} \tag{1.7}$$

Формула је заснована на SLS деформацији и прорачуну ULS просто ослоњених плоча „нормализованог распона" l_n, изложених једнако подељеном оптерећењу G и Q. λ_s зависи само од класе бетона и фактора облика s. Вредности за плоче су дате у табели 1.5.4.

Табела 1.5.4 λ_s за изабране класе бетона

	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50
λ_s за s = 1,0	53	57	60	63	65
λ_s за s = 0,8	49	53	56	59	61

Итеративни процес се може лако имплементирати у *Excel*™ табеларни приказ, као што је приказано у наставку. Смањење почетне висине је очигледно, а две или три итерације су довољне за идентификацију коначне висине.

Табела 1.5.5 Итеративно смањење висине

	d_{min}	d_{min}+d'	coeff	h_{eq}	G_1	G_2	Q_k	W_2	tot	l_s	L_n/d	l_n	d_{min}	
	m	m		m	kN/m^2	kN/m^2			kN/m				m	
1. итерација														
Плоча или греде	**0,23**	0,26	1,00	0,26	6,62	3,0	2,0	0,30	10,22	57	26	4,62	0,18	-23%
Равна плоча	**0,30**	0,33	1,00	0,33	8,27	3,0	2,0	0,30	11,87	57	25	5,94	0,24	-20%
Плоча са уграђ. ел.	**0,27**	0,30	0,55	0,17	4,14	3,0	2,0	0,30	7,74	53	27	5,48	0,21	-25%
2. итерација														
Плоча или греде	0,18	0,21	1,00	0,21	5,26	3,0	2,0	0,30	8,86	57	27	4,62	0,17	-5%
Равна плоча	0,24	0,27	1,00	0,27	6,82	3,0	2,0	0,30	10,42	57	26	5,94	0,23	-4%
Плоча са уграђ. ел.	0,21	0,23	0,55	0,13	3,20	3,0	2,0	0,30	6,80	53	28	5,48	0,20	-4%
3. итерација														
Плоча или греде	0,17	0,20	1,00	0,20	5,06	3,0	2,0	0,30	8,66	57	28	4,62	**0,17**	-1%
Равна плоча	0,23	0,26	1,00	0,26	6,56	3,0	2,0	0,30	10,16	57	26	5,94	**0,23**	-1%
Плоча са уграђ. ел.	0,20	0,22	0,55	0,12	3,08	3,0	2,0	0,30	6,68	53	28	5,48	**0,20**	-1%

Тако добијене вредности висине, засноване на једначинама *Еврокода* 2, аутоматски гарантују поштовање SLS деформације и не морају да се даље проверавају.

ПОГЛАВЉЕ 2

АНАЛИЗА КОНСТРУКЦИЈА

Martin JUST и Manfred CURBACH

TU Dresden, Institute for concrete structures, Germany

2.1 Моделовање зграде методом коначних елемената

Пример је дат за петоспратну зграду са приземљем и два подземна нивоа за паркинг, описану у 1.2.1, у Поглављу 1.

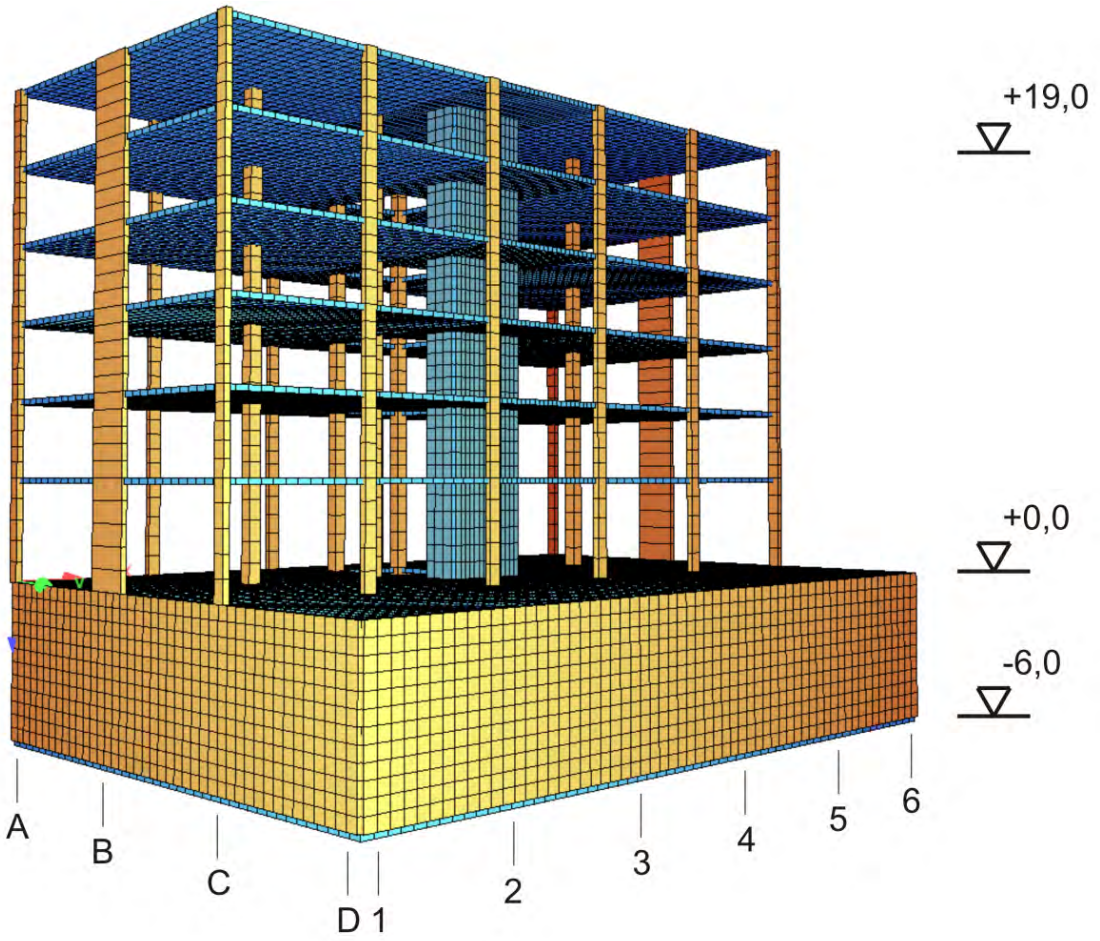
Три реда стубова налазе се на бочној страни [осе A, B, C (и D на нивоима -1 и -2)], а по дужини се налази шест редова стубова (осе од 1 до 6). Плоче се ослањају на ове стубове. Разматрају се три следећа различита типа плоча (видети Поглавље 1):

a) равна плоча висине h = 21 cm, директно ослоњена на стубове,

b) плоча на гредама, 2 распона, h = 18 cm, оптерећење се преко греда преноси на стубове,

c) олакшана плоча са испуном од лаких елемената h = 23 cm, оптерећење се преноси преко попречних греда испод плоче на носеће греде, а са њих на стубове.

На слици 2.1.1 приказан је модел коначних елемената за зграду, израђен софтвером *SoFiSTiK*®:



Слика 2.1.1 Модел коначних елемената за зграду (тип равне плоче)

2.2 Оптерећења, случајеви оптерећења и њихове комбинације

2.2.1. Оптерећења

Приказано је неколико вишеструких оптерећења: стално оптерећење од конструкције, унутрашњости (завршни радови, покривање подова и друго) и фасаде, радна оптерећења и два оптерећења средине – ветра и снега. Оптерећења, њихова класификација и коефицијенти комбинација наведени су у следећој табели:

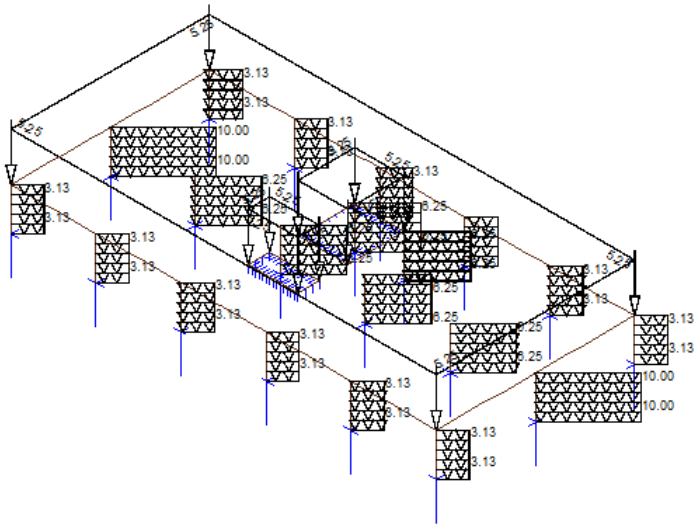
Табела 2.2.1 Оптерећења

Класа	Назив оптерећења	Вредност оптерећења	Ψ_0	Ψ_2
Стално оптерећење	стално оптерећење конструкције	променљиве вредности	-	
	стално оптерећење унутрашњости	3,0 kN/m²		
	стално оптерећење фасаде	8,0 kN/m		
Оптерећење средине 1	ветар (испод 1 000 m надморске висине)	0,77 kN/m² испод 10 m 1,09 kN/m² на 19 m између 10 m и 19 m линеарног повећања	0,6	0
Оптерећење средине 2	снег на крову или на спољашњој површини	1,70 kN/m²	0,5	0
Радно оптерећење 1	стамбени део (ниво 1 - 6) степениште, канцеларије (ниво 0)	2,00 kN/m² 4,00 kN/m²	0,7	0,3
Радно оптерећење 2	паркинг (ниво -1, -2, спољашњи простор)	2,50 kN/m²	0,7	0,6

2.2.2. Случајеви оптерећења за стална оптерећења

2.2.2.1 Случај оптерећења 1 – Стално оптерећење од носеће конструкције

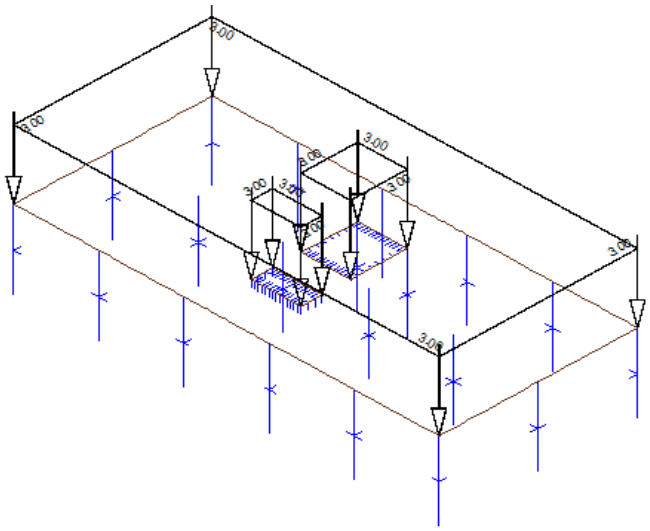
Стална оптерећења конструкције се аутоматски прорачунавају помоћу софтвера *FEM*, на основу геометрије и јединичне тежине материјала. Стално оптерећење једног спрата приказано је на слици 2.2.1.



Слика 2.2.1 Прорачунато стално оптерећење (вредности у kN/m и KN/m²)

2.2.2.2 Случај оптерећења 2 – Стално оптерећење од унутрашњости

Стално оптерећење од унутрашњости је моделовано за случај оптерећења 2. Стално оптерећење једног спрата приказано је на слици 2.2.2.

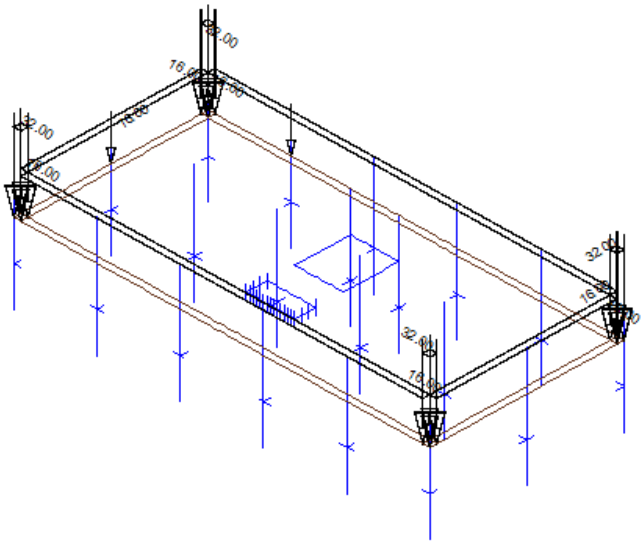


Слика 2.2.2 Стално оптерећење од унутрашњости (вредности у KN/m²)

2.2.2.3 Случај оптерећења 3 – Стално оптерећење од фасаде

Стално оптерећење од фасаде је моделовано за случај оптерећења 3. Код плоча типа a) и b) су оптерећења распоређена на спољашњи ред завршних елемената плоча, код којих су димензије (0,5 × 0,5) m и вредности оптерећења од 16 kN/m².

Код плоча типа c) оптерећења су распоређена по спољашњим гредама као линеарна оптерећења. У табели 2.2.1 су приказане вредности оптерећења за овај случај. Стално оптерећење једног спрата за тип a) приказано је на слици 2.2.3.

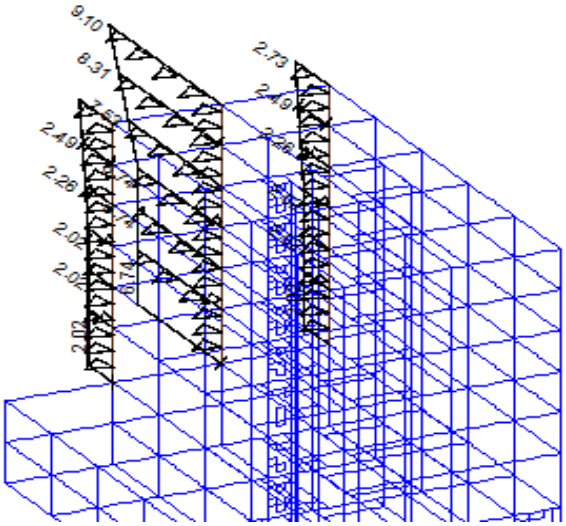


Слика 2.2.3 Стално оптерећење од фасаде (вредности у KN/m²)

2.2.3. Случајеви оптерећења за ветар, снег и радна оптерећења 1 и 2

2.2.3.1 Случај оптерећења 51

Случај оптерећења 51 се састоји од оптерећења од ветра у глобалном X-правцу зграде (паралелно са дужом страном). Оптерећења се распоређују по стубовима, због чега се површинска оптерећења конвертују у линеарна оптерећења. Усваја се претпоставка да се оптерећења преносе на стубове преко носача са два распона. На слици 2.2.4 су приказана резултујућа оптерећења.

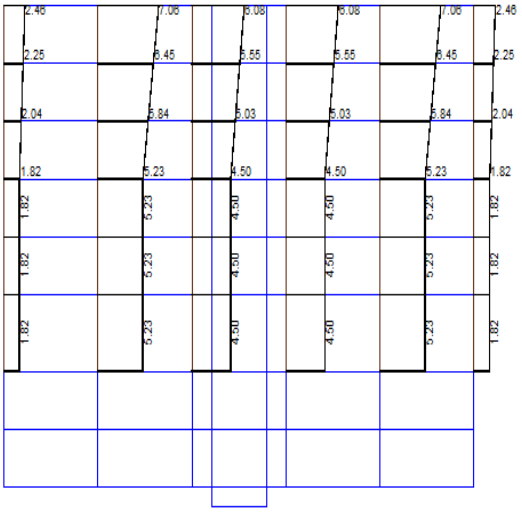


Слика 2.2.4 Распоред оптерећења за случај оптерећења 51 (вредности у kN/m)

2.2.3.2 Случај оптерећења 101

Случај оптерећења 101 се састоји од оптерећења од ветра у глобалном Y-правцу зграде (управно на дужу страну). Као и у случају оптерећења 51, оптерећења се распоређују по стубовима, због чега се површинска оптерећења конвертују у линеарна оптерећења. Усваја се претпоставка да се оптерећења преносе на стубове преко носача са шест распона.

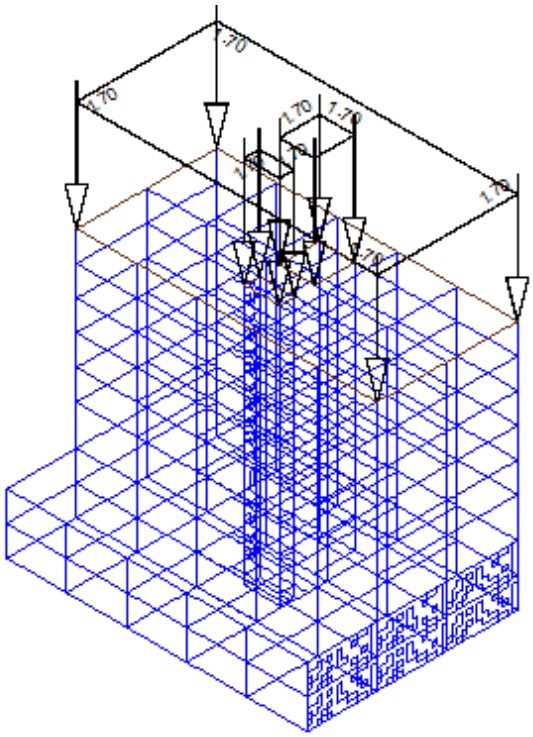
На слици 2.2.5 су приказана резултујућа оптерећења.



Слика 2.2.5 Распоред оптерећења за случај оптерећења 101 (вредности у kN/m)

2.2.3.3 Случај оптерећења 201

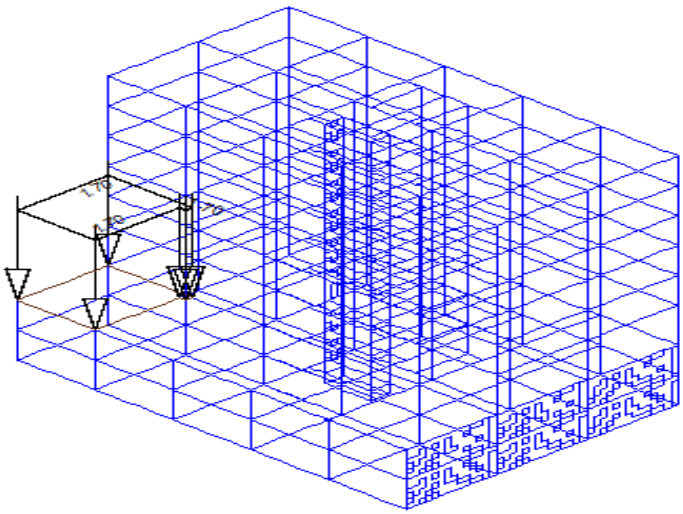
Код случаја оптерећења 201, снег на крову је моделован као површинско оптећење на све равне елементе кровне плоче, као што је приказано на слици 2.2.6.



Слика 2.2.6 – Распоред оптерећења за случај оптерећења 201 (вредности у kN/m^2)

2.2.3.4 Случајеви оптерећења од 202 до 206

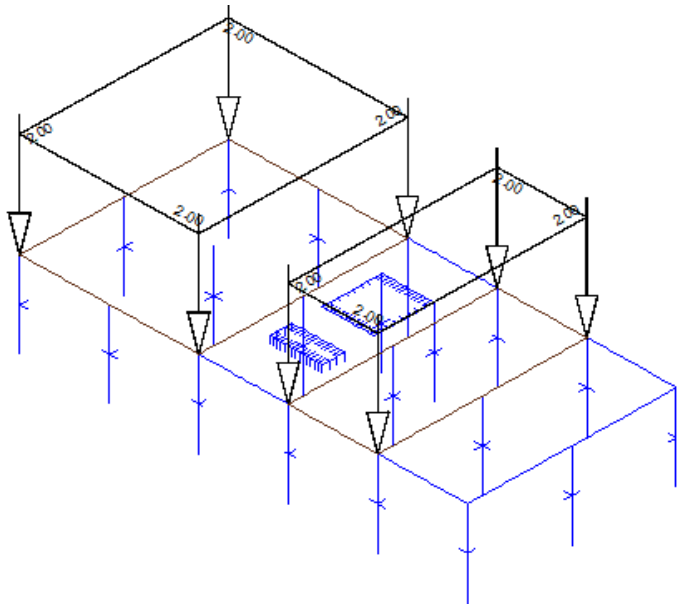
Случајеви оптерећења од 202 до 206 се односе на различите распореде оптерећења снегом на спољашњем простору. Код случаја оптерећења 202, оптерећење је расподељено на пољу између оса 1 и 2, код 203 између 2 и 3 и тако даље. На слици 2.2.7 је приказан распоред оптерећења снегом за случај 202.



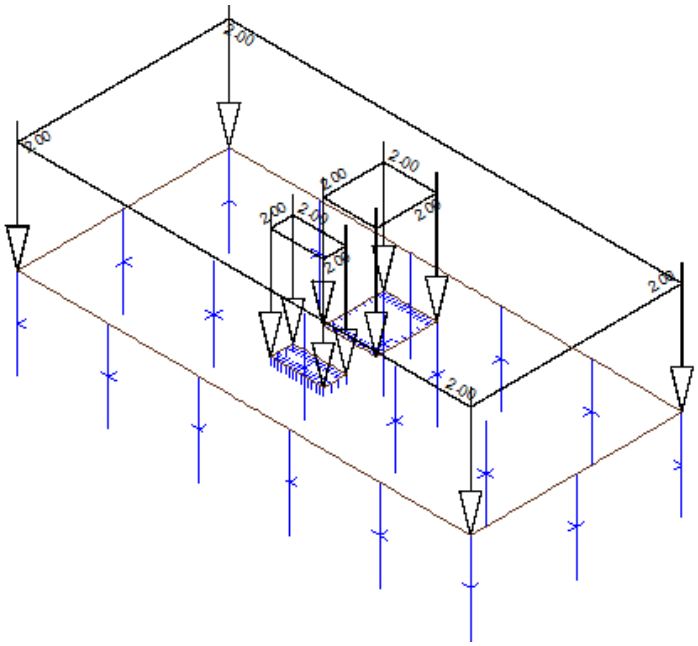
Слика 2.2.7 Распоред оптерећења за случај оптерећења 202 (вредности у kN/m^2)

2.2.3.5 Случајеви оптерећења 1326, 1336, 1356 и 1366

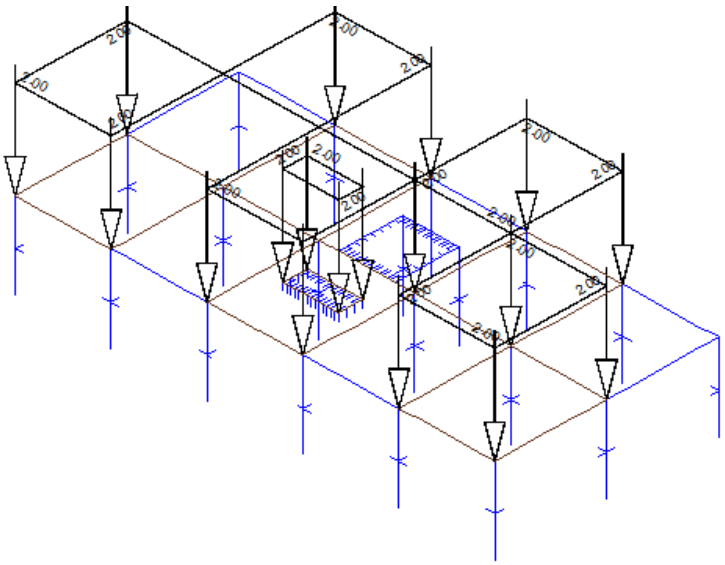
Случајеви оптерећења 1326, 1336, 1356 и 1366 се састоје од радног оптерећења 1 на крову, са различитим распоредима, као што је приказано на наредним сликама. На слици 2.2.8 је приказана комбинација одабрана тако да утицаји дејстава момента и смицања буду највећи на греди дуж осе 2, на слици 2.2.9 – комбинација са свим пољима оптерећена и на слици 2.2.10 је приказана комбинација при којој су двоосни моменти у стубовима највећи.



Слика 2.2.8 Распоред оптерећења за случај оптерећења 1326 (вредности у kN/m)

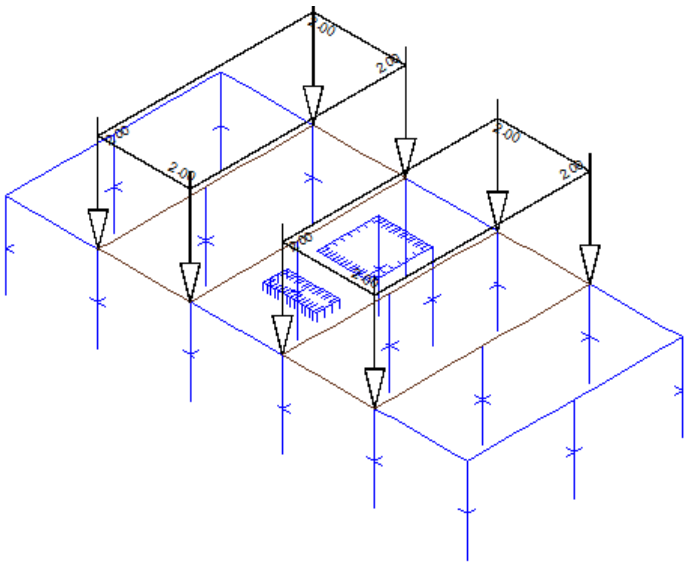


Слика 2.2.9 Распоред оптерећења за случај оптерећења 1336 (вредности у kN/m)



Слика 2.2.10 – Распоред оптерећења за случај оптерећења 1356 (вредности у kN/m)

На слици 2.2.11 је приказана комбинација одабрана тако да момент буде највећи на греди дуж осе B.



Слика 2.2.11 – Распоред оптерећења за случај оптерећења 1366 (вредности у kN/m)

Разматрано је више комбинација, али оне нису утицале на прорачун.

2.2.3.6 Случајеви оптерећења 10001, 10011, 10021 и 10031

Ови случајеви оптерећења се састоје од радног оптерећења 1 за нивое од 0 до 5, са различитим распоредима. Случај оптерећења 10001 је сличан случају оптерећења 1356. Нивои 0, 2 и 4 имају распоред као на слици 2.2.10; нивои 3 и 5 имају супротан распоред.

Случај оптерећења 10011 је сличан случају оптерећења 1366. Нивои 0, 2 и 4 имају исти распоред (слика 2.2.11). Нивои 3 и 5 имају супротан распоред (оптерећења су на пољима између оса 1 - 2, 3 - 4 и 5 - 6).

Случај оптерећења 10021 је сличан случају оптерећења 1326. Нивои од 0 до 5 имају исти распоред, као што је приказано на слици 2.2.8.

Случај опререћења 10031 је исти као случај оптерећења 1336 – оптерећење делује на сва поља у свим нивоима.

2.2.3.7 Случајеви оптерећења 10101, 10111, 10121 и 10131

Ови случајеви оптерећења се састоје од радног оптерећења 2 за нивое од -1 и -2 и за спољашњи простор са различитим распоредима, који логично понављају распореде са нивоа 0 ÷ 6. На пример, случај оптерећења 10101 одговара случају оптерећења 10001.

Оптерећења за паркинг су распоређена посебно за њихове случајеве оптерећења, јер имају другачије класе изложености од оптерећења код станова и канцеларија, приказана у 2.2.1.

2.2.4. Правила за комбиновање случајева оптерећења

Претпостављено је да сва стална оптерећења делују све време. Претпоставља се да случајеви оптерећења 51 и 101 никад не делују истовремено. Случајеви оптерећења снегом од 201 до 206 могу деловати истовремено, уколико је то меродавно.

Код случајева оптерећења 1326, 1336, 1356 и 1366 само један може да делује у одређеном тренутку, а исто важи за 10001, 10011, 10021 и 10031, као и за 10101, 10111, 10121 и 10131.

Надаље, један случај оптерећења од 1326, 1336, 1356 и 1366 и један случај оптерећења од 10001, 10011, 10021 и 10031 у комбинацији имају преовлађујући утицај јер припадају истој класи.

Само се једна комбинација прорачунава (општа комбинација) код граничног стања носивости (ULS):

$$\gamma_G G \oplus \gamma_{Q,1} Q_1 \oplus \gamma_{Q,i} \Sigma(\psi_{0,i} Q_i) \tag{2.1}$$

где је γ_G = 1,35 и $\gamma_{Q,1} = \gamma_{Q,i}$ = 1,5.

За гранична стања употребљивости (SLS), урађени су прорачуни следеће две комбинације:

- карактеристична комбинација:

$$G \oplus Q_1 \oplus \Sigma(\psi_{0,i} Q_i) \tag{2.2}$$

- квазистална комбинација:

$$G \oplus \Sigma(\psi_{2,i} Q_i) \tag{2.3}$$

2.3 Унутрашње силе и моменти

2.3.1. Положај прорачунатих унутрашњих сила и момената

2.3.1.1 Стуб B2

Унутрашње силе у стубу B2 су прорачунате за доњи крај стуба непосредно изнад темеља. Такође су прорачунате вредности на врху стуба (на нивоу паркинга „-2”) које су повезане са вредностима за доњи крај.

Податак је прорачунат за ножицу темеља да би се урадио прорачун темеља.

2.3.1.2 Зидно платно B1

Унутрашње силе у зидном платну B1 су прорачунате за доњи крај зида (ниво терена).

2.3.1.3 Оса оквира 2 – греда

Прорачунате унутрашње силе и моменти су репрезентативни за греду на оси 2, на другом спрату за плочу типа „плоча на гредама”.

2.3.1.4 Оса оквира B – греда

Прорачунате унутрашње силе и моменти представљају греду на оси B на другом спрату за плочу типа „плоча са елементима испуне”. Резултати су приказани само за поља од 1 до 3 (при чему су за 4 и 5 исти резултати као и за 1 и 2).

2.3.1.5 Пробијање код равне плоче

Задате силе V_d су прорачунске вредности које представљају силе смицања које се преносе на стубове као управне силе за стубове A1 и B2. Вредности су репрезентативне за равну плочу која се налази на нивоу 2.

2.3.2. Резултати прорачуна утицаја у конструкцији

Изузев пробијања (видети 2.3.1.5), све унутрашње силе и моменти су прорачунати као карактеристичне вредности које се касније комбинују у разним комбинацијама, као што је приказано у 2.2.4. Различите суперпозиције су прорачунате за сваку од ових комбинација: јединице су дате у [kN] и [m].

- Прорачунати су максимални унутрашњи момент M_y и одговарајуће вредности за унутрашње силе N, V_y и V_z и за унутрашњи момент M_z. Суперпозиција се назива „max M_y”.
- Прорачунати су максимални унутрашњи момент M_z и одговарајуће вредности за унутрашње силе N, V_y и V_z и за унутрашњи момент M_y. Суперпозиција се назива „max M_z”.
- Прорачунати су максимална унутрашња сила V_y и одговарајуће вредности за унутрашње силе N и V_z и за унутрашње моменте M_y и M_z. Суперпозиција се назива „max V_y”.
- Прорачунати су максимална унутрашња сила V_z и одговарајуће вредности за унутрашње силе N и V_y и за унутрашње моменте M_y и M_z. Суперпозиција се назива „max V_z”.
- Прорачунати су максимална унутрашња сила N и одговарајуће вредности за унутрашње силе V_y и V_z и за унутрашње моменте M_y и M_z. Суперпозиција се назива „max N”.
- Прорачунати су минимални унутрашњи момент M_y и одговарајуће вредности за унутрашње силе N, V_y и V_z и за унутрашњи момент M_z. Суперпозиција се назива „min M_y”.
- Прорачунати су минимални унутрашњи момент M_z и одговарајуће вредности за унутрашње силе N, V_y и V_z и за унутрашњи момент M_y. Суперпозиција се назива „min M_z”.
- Прорачунати су минимална унутрашња сила V_y и одговарајуће вредности за унутрашње силе N и V_z и за унутрашње моменте M_y и M_z. Суперпозиција се назива „min V_y”.
- Прорачунати су минимална унутрашња сила V_y и одговарајуће вредности за унутрашње силе N и V_y и за унутрашње моменте M_y и M_z. Суперпозиција се назива „min V_z”.
- Прорачунати су минимална унутрашња сила N и одговарајуће вредности за унутрашње силе V_y и V_z и за унутрашње моменте M_y и M_z. Суперпозиција се назива „min N”.

Код случаја равне плоче, извршен је прорачун само за максималну силу смицања V_{Ed} за два стуба.

2.3.2.1 Стуб B2 – резултати за ULS и SLS

У табели 2.3.1 су дати резултати суперпозиције граничног стања носивости за прорачун стуба. Комбинација је дата у једначини (2.1). Локална Y-оса стуба једнака је глобалној X-оси паралелној са дужом страном зграде, локална Z-оса једнака је (негативној) глобалној Y-оси управно на исту страну.

У табелама од 2.3.1 до 2.3.3 приказане су комбинације вредности за доњи крај стуба, а у табелама од 2.3.4 до 2.3.6 одговарајуће вредности за врх стуба у нивоу паркинга „-2”.

Табела 2.3.1 Резултати за стуб B2 (доњи крај) - ULS

Суперпозиција	N_d	$V_{y,d}$	$V_{z,d}$	$M_{y,d}$	$M_{z,d}$	Разматрани случајеви оптерећења	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	Q_1	Q_i
max M_y	-4517,82	0,23	-4,05	4,21	-0,31	101	од 203 до 206, 1356, 10111
max M_z	-4827,82	4,46	1,88	-2,43	4,45	10111	51, од 203 до 206, 10011
max V_y	-4827,82	4,46	1,88	-2,43	4,45	10111	51, од 203- до 206, 10011
max V_z	-5139,33	-2,46	2,96	-3,62	-2,08	51	10031, 10101
max N	-4408,94	-1,83	2,27	-2,73	-1,38	51	од 202 до 205
min M_y	-5300,62	-2,48	2,96	-3,64	-2,12	51	201, 1326, 10031, 10101
min M_z	-5407,83	-4,65	-1,43	1,17	-4,85	10121	101, 201, 202, 1326, 10021
min V_y	-5358,27	-4,81	-1,46	-2,09	-4,70	10121	201, 202, 1356, 10021
min V_z	-4467,29	0,25	-4,05	4,20	-0,29	101	од 202 до 206, 10111
min N	-5697,49	-4,53	1,54	-2,36	-4,49	10031 и 1336	201, 10121

У табели 2.3.2 су дати резултати суперпозиције за гранична стања употребљивости SLS. У једначини (2.2) дата је прва комбинација.

Табела 2.3.2 Резултати за стуб B2 (доњи крај) за SLS – карактеристична комбинација

Суперпозиција	N_d	$V_{y,d}$	$V_{z,d}$	$M_{y,d}$	$M_{z,d}$	Разматрани случајеви оптерећења	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	Q_1	Q_i
max M_y	-3339,34	-0,10	-2,63	2,70	-0,45	101	од 203 до 206, 1356, 10111
max M_z	-3546,00	2,72	1,31	-1,73	2,72	10111	51, од 203 до 206, 10011
max V_y	-3546,00	2,72	1,31	-1,73	2,72	10111	51, од 203 до 206, 10011
max V_z	-3753,68	-1,89	2,04	-2,52	-1,63	51	10031, 10101
max N	-3266,75	-1,47	1,58	-1,93	-1,17	51	од 202 до 205
min M_y	-3861,20	-1,91	2,04	-2,53	-1,66	51	201, 1326, 10031, 10101
min M_z	-3932,68	-3,35	-0,89	0,67	-3,48	10121	101, 201, 202, 1326, 10021
min V_y	-3899,64	-3,46	1,04	-1,50	-3,38	10121	201, 202, 1356, 10021
min V_z	-3305,65	-0,08	-2,63	2,69	-0,44	101	од 202 до 206, 10111
min N	-4125,78	-3,27	1,09	-1,68	-3,23	10031 и 1336	201, 10121

У једначини (2.3) дата је друга комбинација.

Табела 2.3.3 Резултати за стуб B2 (доњи крај) за SLS – квазистална комбинација

Суперпозиција	N_d [kN]	$V_{y,d}$ [kN]	$V_{z,d}$ [kN]	$M_{y,d}$ [kNm]	$M_{z,d}$ [kNm]	Разматрани случајеви оптерећења Q_i
max M_y	-3316,43	-0,60	0,63	-1,04	-0,60	1356, 10111
max M_z	-3419,06	1,28	0,68	-1,11	1,18	10011, 10111
max V_y	-3419,06	1,28	0,68	-1,11	1,18	10011, 10111
max V_z	-3482,90	-2,71	0,82	-1,31	-2,64	10031, 10101
max N	-	-	-	-	-	Није применљиво
min M_y	-3526,55	-2,83	0,92	-1,39	-2,73	1326, 10031, 10101
min M_z	-3596,67	-3,32	0,95	-1,35	-3,16	1326, 10021, 10121
min V_y	-3582,47	-3,32	0,95	-1,35	-3,15	1356, 10021, 10121
min V_z	-3301,99	-0,59	0,63	-1,04	-0,60	10111
min N	-4075,03	-3,20	1,07	-1,66	-3,17	1336, 10031, 10121

Вредности прорачуна темеља су једнаке као и претходно наведене, с тим што је урачунато и стално оптерећење темеља.

У наредним табелама су дате вредности за врх стуба (ниво паркинга „-2") које одговарају суперпозицијама примењеним за доњи крај.

Табела 2.3.4 Резултати за стуб B2 (врх) за SLS

Суперпозиција	N_d [kN]	$V_{y,d}$ [kN]	$V_{z,d}$ [kN]	$M_{y,d}$ [kNm]	$M_{z,d}$ [kNm]	Q_1	Разматрани случајеви оптерећења Q_i
max M_y	-4492,51	0,23	-4,05	-7,92	0,60	101	од 203 до 206, 1356, 10111
max M_z	-4802,51	4,46	1,88	3,18	-8,95	10111	51, од 203 до 206, 10011
max V_y	-4802,51	4,46	1,88	3,18	-8,95	10111	51, од 203 до 206, 10011
max V_z	-5114,02	-2,46	2,96	5,28	5,24	51	10031, 10101
max N	-4383,62	-1,83	2,27	4,10	4,05	51	од 202 до 205
min M_y	-5275,31	-2,48	2,96	5,28	5,28	51	201, 1326, 10031, 10101
min M_z	-5382,52	-4,65	-1,43	-3,10	10,09	10121	101, 201, 202, 1326, 10021
min V_y	-5332,96	-4,81	1,46	2,32	9,75	10121	201, 202, 1356, 10021
min V_z	-4441,97	0,25	-4,05	-7,93	0,56	101	од 202 до 206, 10111
min N	-5672,18	-4,53	1,54	2,30	9,13	10031 и 1336	201, 10121

Резултати из суперпозиције за гранично стање употребљивости. У једначини (2.2) је дата прва комбинација.

Табела 2.3.5 Резултати за стуб B2 (врх) за SLS – карактеристична комбинација

Суперпозиција	N_d	$V_{y,d}$	$V_{z,d}$	$M_{y,d}$	$M_{z,d}$	Разматрани случајеви оптерећења	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	Q_1	Q_i
max M_y	-3320,59	-0,10	-2,63	-5,20	0,91	101	од 203 до 206, 1356, 10111
max M_z	-3527,25	2,72	1,31	2,20	-5,45	10111	51, од 203 до 206, 10011
max V_y	-3527,25	2,72	1,31	2,20	-5,45	10111	51, од 203 до 206, 10011
max V_z	-3734,93	-1,89	2,04	3,61	4,01	51	10031, 10101
max N	-3248,00	-1,47	1,58	2,82	3,22	51	од 202 до 205
min M_y	-3842,45	-1,91	2,04	3,61	4,04	51	201, 1326, 10031, 10101
min M_z	-3913,93	-3,35	-0,89	-1,98	7,24	10121	101, 201, 202, 1326, 10021
min V_y	-3880,89	-3,46	1,04	1,63	7,01	10121	201, 202, 1356, 10021
min V_z	-3286,90	-0,08	-2,63	-5,20	0,89	101	од 202 до 206, 10111
min N	-4107,03	-3,27	1,09	1,62	6,60	10031 и 1336	201, 10121

У једначини (2.3) је дата друга комбинација.

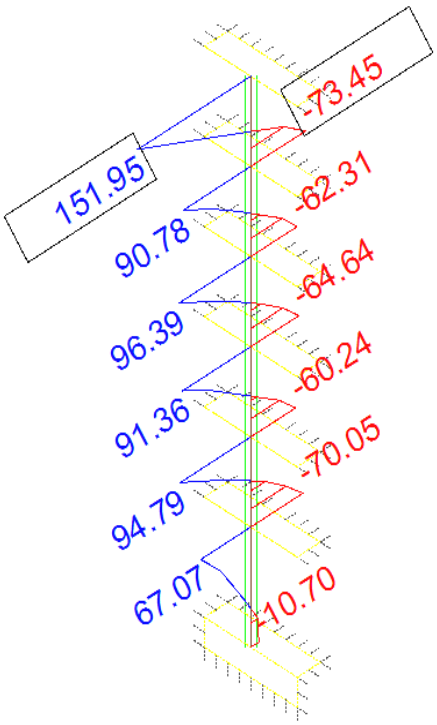
Табела 2.3.6 Резултати за стуб B2 (врх) за SLS – квазистална комбинација

Суперпозиција	N_d	$V_{y,d}$	$V_{z,d}$	$M_{y,d}$	$M_{z,d}$	Разматрани случајеви оптерећења
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	Q_i
max M_y	-3297,68	-0,60	0,63	0,85	1,19	1356, 10111
max M_z	-3400,31	1,28	0,68	0,93	-2,66	10011, 10111
max V_y	-3400,31	1,28	0,68	0,93	-2,66	10011, 10111
max V_z	-3464,15	-2,71	0,82	1,17	5,49	10031, 10101
max N	-	-	-	-	-	Није применљиво
min M_y	-3507,80	-2,83	0,92	1,38	5,74	1326, 10031, 10101
min M_z	-3577,92	-3,32	0,95	1,49	6,83	1326, 10021, 10121
min V_y	-3563,72	-3,32	0,95	1,50	6,83	1356, 10021, 10121
min V_z	-3283,24	-0,59	0,63	0,84	1,18	10111
min N	-4065,28	-3,20	1,07	1,56	6,43	1336, 10031, 10121

2.3.2.2 Зидно платно B1, резултати за ULS и SLS

Резултати из ULS суперпозиције за прорачун стуба.

У једначини (2.1) је дата комбинација. На слици 2.3.1 је приказан пример суперпозиције за зидно платно за „max *Mz*“.



Слика 2.3.1 – Суперпозиција „max *Mz*" у ULS

НАПОМЕНА Локална Y-оса стуба једнака је глобалној X-оси паралелној са дужом страном зграде. Локална Z-оса једнака је (негативној) глобалној Y-оси, управно на исту страну.

Табела 2.3.7 Резултати за зидно платно B1 (доњи крај) за ULS

Суперпозиција	N_d [kN]	$V_{y,d}$ [kN]	$V_{z,d}$ [kN]	$M_{y,d}$ [kNm]	$M_{z,d}$ [kNm]	Разматрани случајеви оптерећења Q_1	Q_i
max M_y	-2392,60	-22,90	10,17	66,59	-35,53	101	10021
max M_z	-2190,99	3,16	11,44	-29,59	-10,75	51	1336, 10111
max V_y	-2143,66	3,21	11,57	-29,44	-10,73	51	203, 10111
max V_z	-2178,68	-18,13	12,01	65,73	-25,93	101	205, 1356 ,10131
max N	-2143,70	2,85	10,91	-29,24	-11,78	51	-
min M_y	-2338,46	0,73	10,39	-30,71	-15,60	51	201, 205 ,206, 1336, 10001, 10131
min M_z	-2493,57	-24,85	7,69	38,22	-39,31	1366 и 10031	101
min V_y	-2523,28	-24,88	7,64	38,61	-39,34	1366 и 10021	101, 201
min V_z	-2353,11	-21,59	3,94	-5,27	-32,94	1366 и 10001	-
min N	-2591,47	-24,54	5,40	-3,55	-38,32	1326 и 10021	201, 10121

Резултати из суперпозиције за SLS

У једначини (2.2) је дата прва комбинација.

Табела 2.3.8 Резултати за зидно платно B1 (доњи крај) за SLS – карактеристична комбинација

Суперпозиција	N_d [kN]	$V_{y,d}$ [kN]	$V_{z,d}$ [kN]	$M_{y,d}$ [kNm]	$M_{z,d}$ [kNm]	Разматрани случајеви оптерећења Q_1	Q_i
max M_y	-1754,69	-16,62	7,23	44,11	25,64	101	10021
max M_z	-1620,29	0,76	8,08	-20,41	-9,11	51	1336, 10111
max V_y	-1588,74	0,79	8,17	-19,91	-9,10	51	203, 10111
max V_z	-1612,08	-13,43	8,46	43,54	-19,23	101	205, 1356 ,10131
max N	-1588,76	0,55	7,73	-19,78	-9,80	51	-
min M_y	-1718,61	-0,86	7,38	-20,76	-12,35	51	201, 205 ,206, 1336, 10001, 10131
min M_z	-1822,01	-17,91	5,58	25,19	-28,16	1366 и 10031	101
min V_y	-1841,82	-17,93	5,55	25,45	-28,18	1366 и 10021	101, 201
min V_z	-1728,37	-15,74	3,08	-3,80	-23,91	1366 и 10001	-
min N	-1887,27	-17,71	4,06	-2,65	-27,50	1326 и 10021	201, 10121

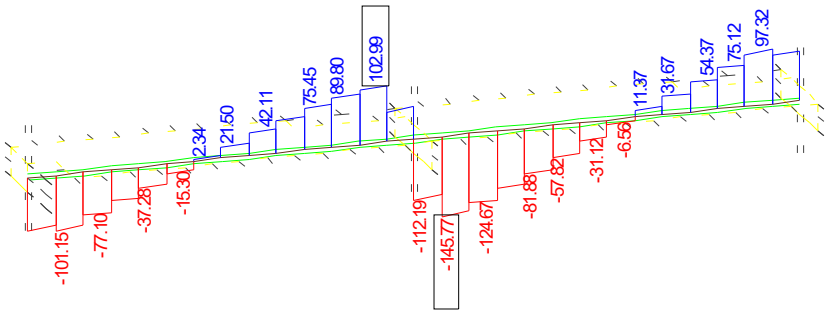
У једначини (2.3) је дата друга комбинација.

Табела 2.3.9 Резултати за зидно платно B1 (доњи крај) за SLS – квазистална комбинација

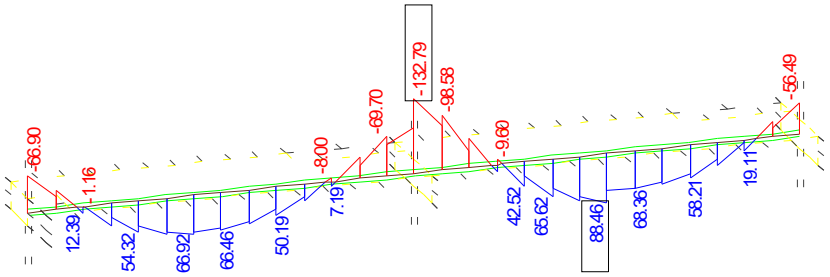
Суперпозиција	N_d [kN]	$V_{y,d}$ [kN]	$V_{z,d}$ [kN]	$M_{y,d}$ [kNm]	$M_{z,d}$ [kNm]	Разматрани случајеви оптерећења Q_i
max M_y	-1664,22	-14,79	4,31	-2,72	-22,04	10021
max M_z	-1609,81	-13,30	4,87	-3,01	-18,92	1336, 10111
max V_y	-1596,30	-13,29	4,89	-2,96	-18,92	10011
max V_z	-1603,16	-13,36	5,05	-3,03	-19,09	1356, 10131
max N	-1596,29	-13,49	4,55	-2,85	-19,50	-
min M_y	-1643,80	-14,02	4,63	-3,31	-20,39	1336, 10001, 10131
min M_z	-1664,02	-14,80	4,27	-2,83	-22,06	1336, 10031
min V_y	-1664,02	-14,80	4,27	-2,74	-22,07	1366, 10021
min V_z	-1630,17	-14,16	4,12	-3,12	-20,82	1366, 10001
min N	-1677,96	-14,66	4,60	-2,85	-21,63	1326, 10021, 10121

2.3.2.3 Оса оквира 2 – греда, резултати за ULS

На сликама 2.3.2 и 2.3.3 су приказани резултати за суперпозицију од „max M_y”:



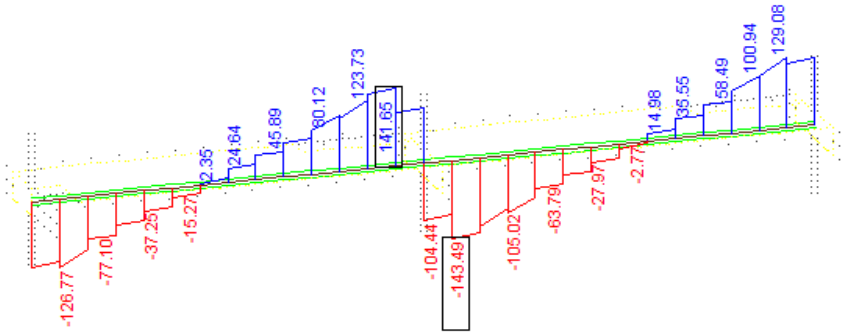
Слика 2.3.2 Вредности V_z за суперпозицију од „max M_y"



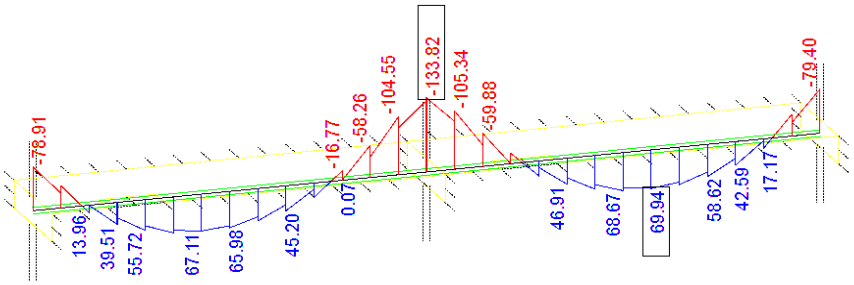
Слика 2.3.3 Вредности M_y за суперпозицију од „max M_y"

Разматрана су два случаја суперпозиције од „min M_y". Први је минимални унутрашњи момент на крајњем ослонцу; други је минимални унутрашњи момент на средњем ослонцу. Ово је неопходно да би се смањио број излазних података, јер је у супротном пораст величине датотеке *FEM* резултата превелики.

На сликама 2.3.4 и 2.3.5 приказани су резултати за суперпозицију од „min M_y" за крајњи ослонац:

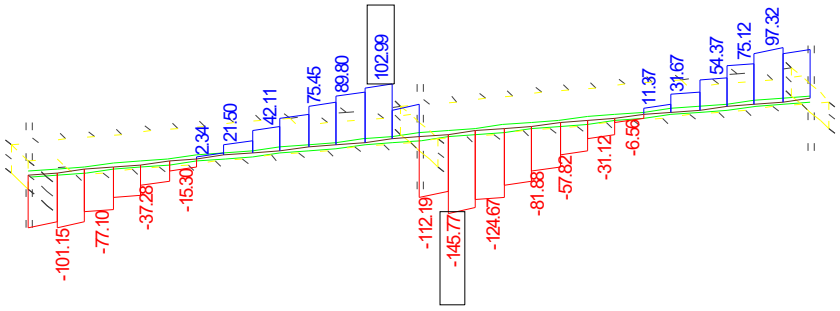


Слика 2.3.4 Вредности V_z за суперпозицију од „min M_y"

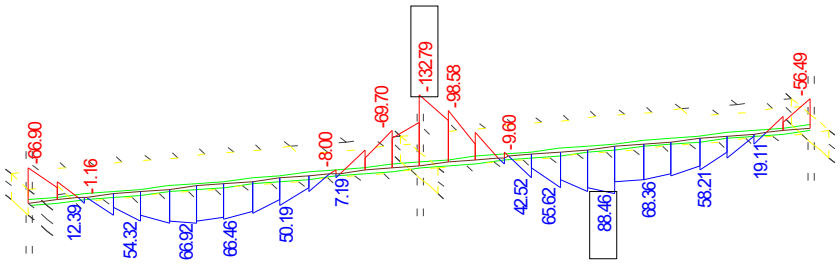


Слика 2.3.5 Вредности M_y за суперпозицију од „min M_y"

На сликама 2.3.6 и 2.3.7 су приказани резултати за суперпозицију од „min M_y" за средњи ослонац:

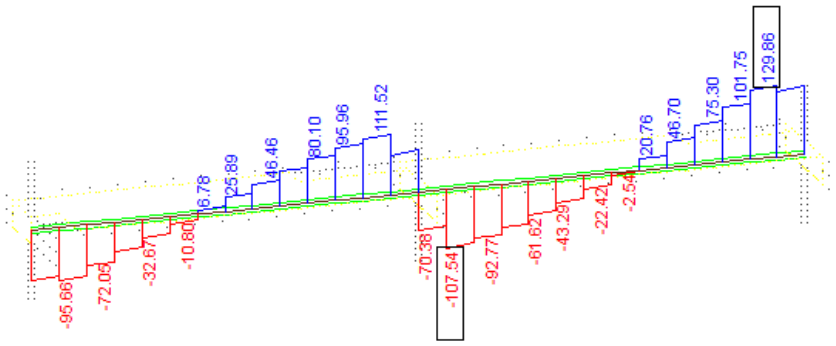


Слика 2.3.6 Вредности V_z за суперпозицију од „min M_y"

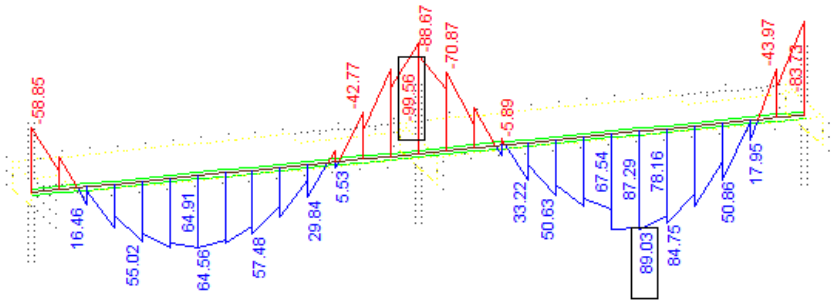


Слика 2.3.7 Вредности за M_y за суперпозицију од „min M_y"

На сликама 2.3.8 и 2.3.9 су приказани резултати за суперпозицију од „max V_z" за силе смицања на крајњем ослонцу:

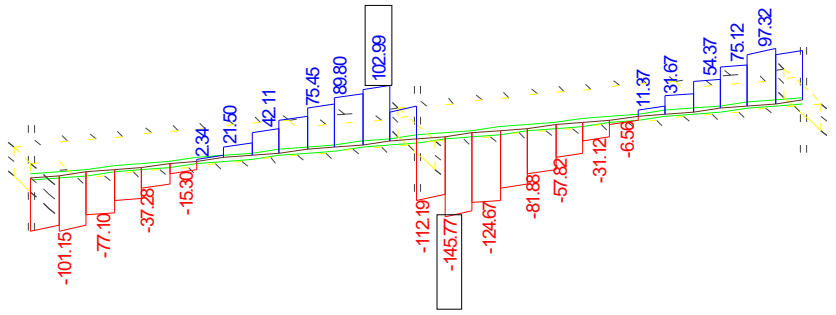


Слика 2.3.8 Вредности за V_z за суперпозицију од „max V_z"

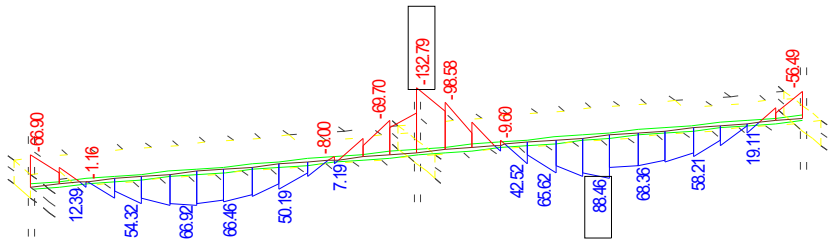


Слика 2.3.9 Вредности за M_y за суперпозицију од „max V_z"

На сликама 2.3.10 и 2.3.11 су приказани резултати за суперпозицију од „min V_z" за силе смицања на средњем ослонцу:



Слика 2.3.10 Вредности за V_z за суперпозицију од „min V_z"

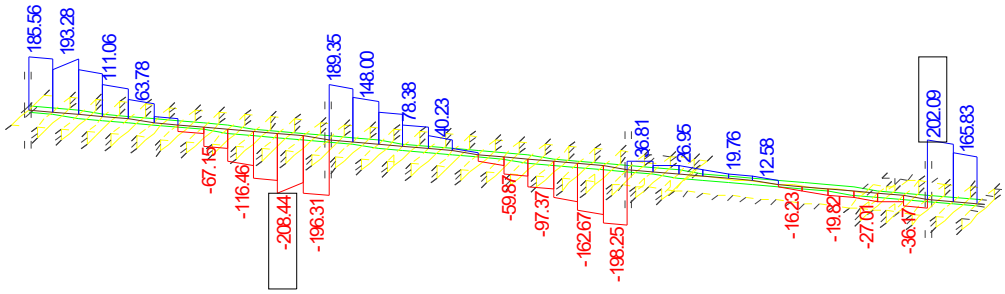


Слика 2.3.11 Вредности за M_y за суперпозицију од „min V_z"

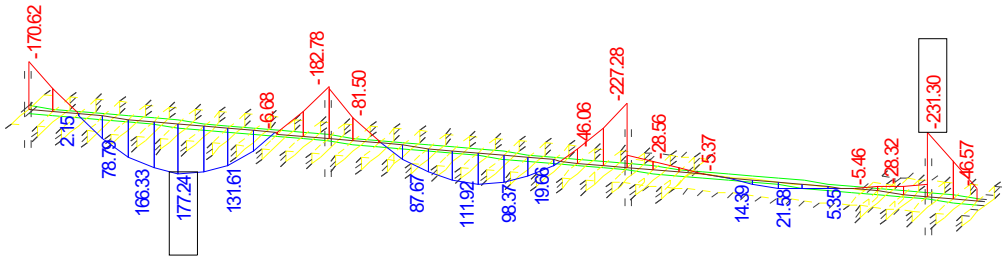
2.3.2.4 Оса оквира B – греда, резултати за ULS

Разматрана су два случаја суперпозиције од „max M_y". Први случај је максимални унутрашњи момент у првом пољу; други је максимални унутрашњи момент на другом пољу. Ово је неопходно да би се смањио број излазних података, јер је у супротном пораст величине датотеке *FEM* резултата превелики.

На сликама 2.3.12 и 2.3.13 приказани су резултати за суперпозицију од „max M_y" за прво поље:

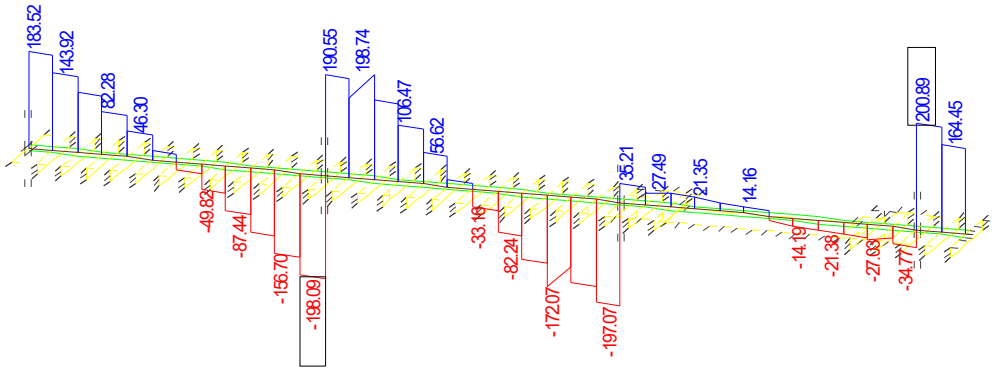


Слика 2.3.12 Вредности за V_z за суперпозицију од „max M_y"

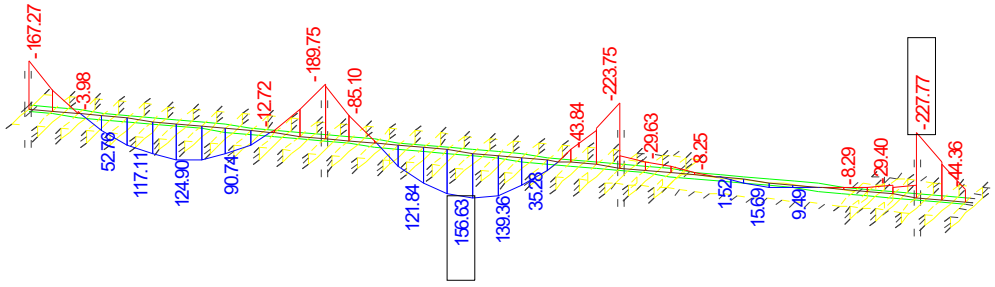


Слика 2.3.13 Вредности за M_y за суперпозицију од „max M_y"

На сликама 2.3.14 и 2.3.15 приказани су резултати за суперпозицију од „max M_y" за друго поље:



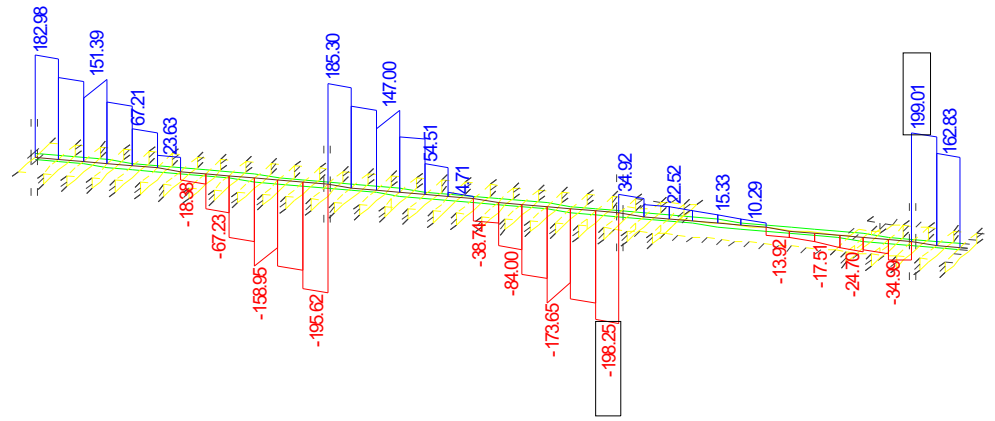
Слика 2.3.14 Вредности за V_z за суперпозицију од „max M_y"



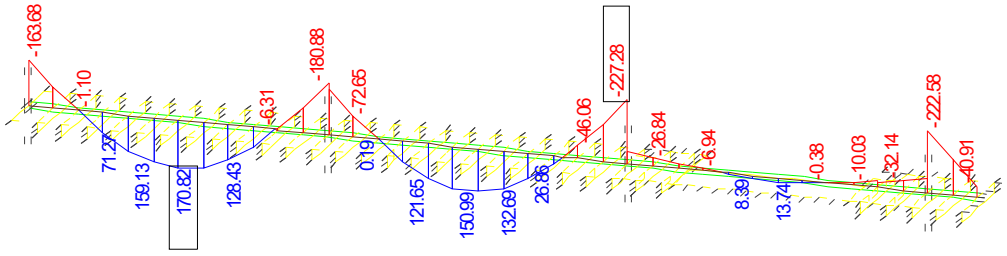
Слика 2.3.15 Вредности за M_y за суперпозицију од „max M_y"

Разматрана су три случаја суперпозиције од „min M_y". Први случај је минимални унутрашњи момент на крајњем ослонцу; други је минимални унутрашњи момент на првом унутрашњем ослонцу и трећи је минимални унутрашњи момент на другом унутрашњем ослонцу. Ово је неопходно да би се смањио број излазних података, јер је у супротном пораст величине датотеке *FEM* резултата превелики.

На сликама 2.3.16 и 2.3.17 приказани су резултати за суперпозицију од „min M_y" за крајњи ослонац:

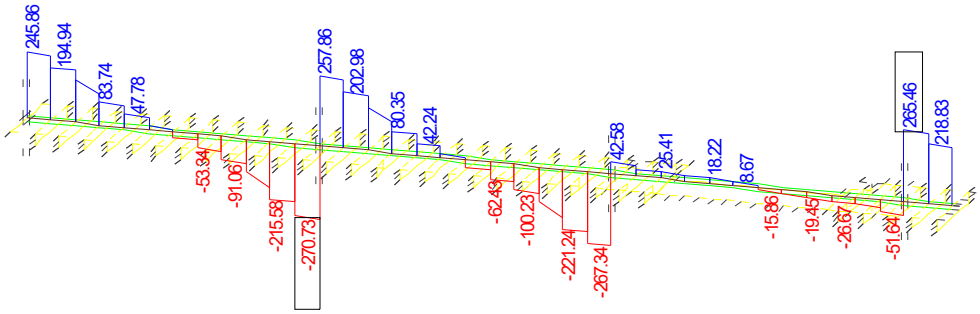


Слика 2.3.16 Вредности за V_z за суперпозицију од „min M_y"

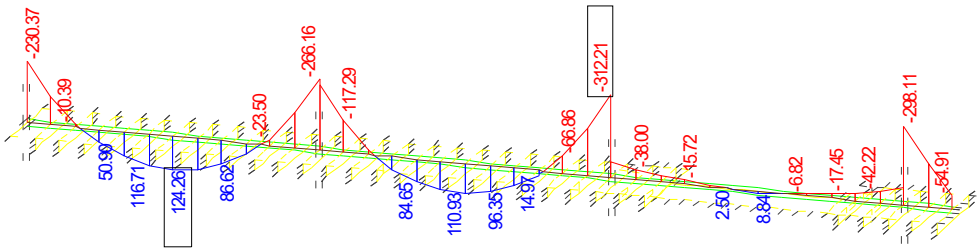


Слика 2.3.17 Вредности за M_y за суперпозицију од „min M_y”

На сликама 2.3.18 и 2.3.19 приказани су резултати за суперпозицију од „min M_y” за први унутрашњи ослонац:

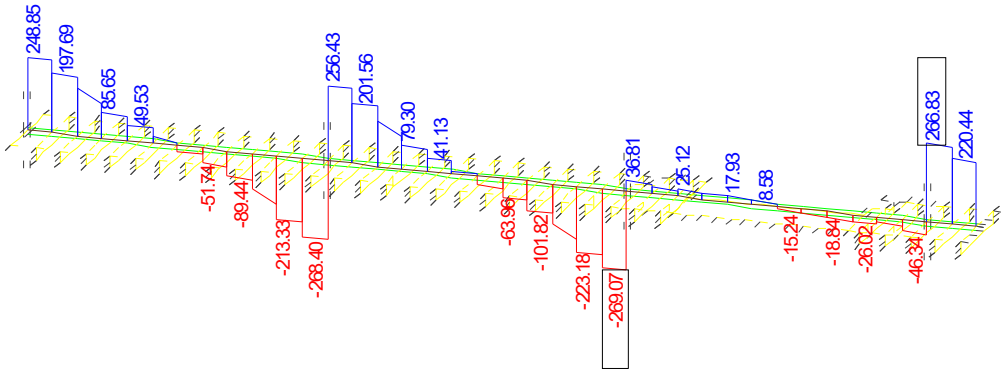


Слика 2.3.18 Вредности за V_z за суперпозицију од „min M_y”

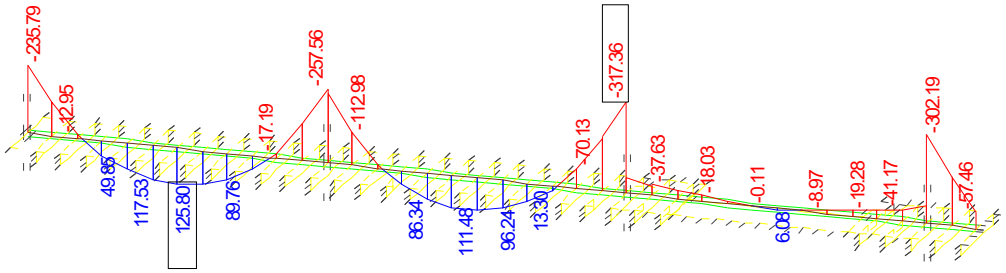


Слика 2.3.19 Вредности за M_y за суперпозицију од „min M_y”

На сликама 2.3.19 и 2.3.20 приказани су резултати за суперпозицију од „min M_y” за други унутрашњи ослонац:

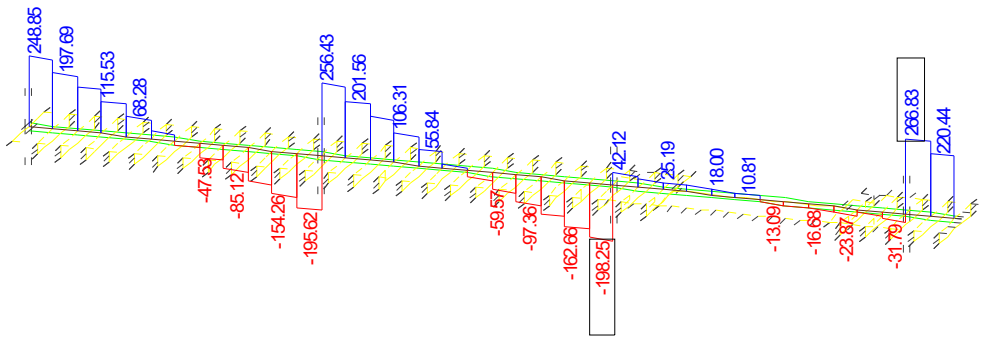


Слика 2.3.19 Вредности за V_z за суперпозицију од „min M_y"

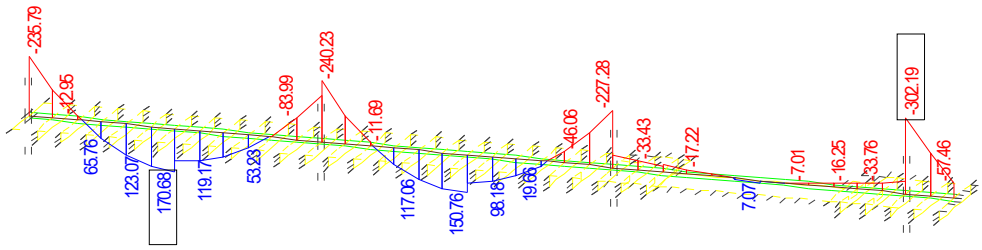


Слика 2.3.20 Вредности за M_y за суперпозицију од „min M_y"

На сликама 2.3.21 и 2.3.22 приказани су резултати за суперпозицију од „max V_z" за крајњи ослонац:

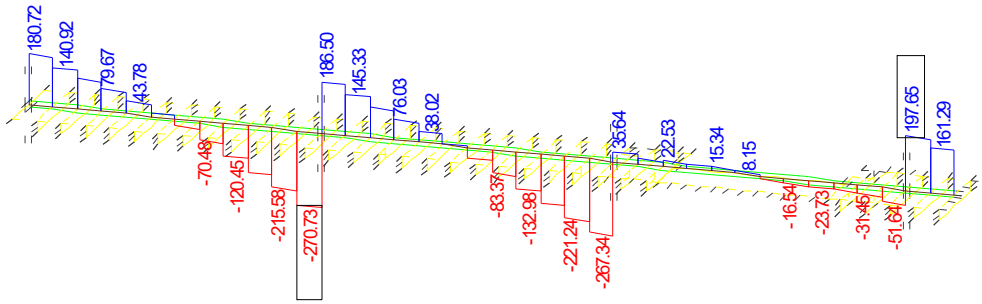


Слика 2.3.21 Вредности за V_z за суперпозицију од „max V_z"

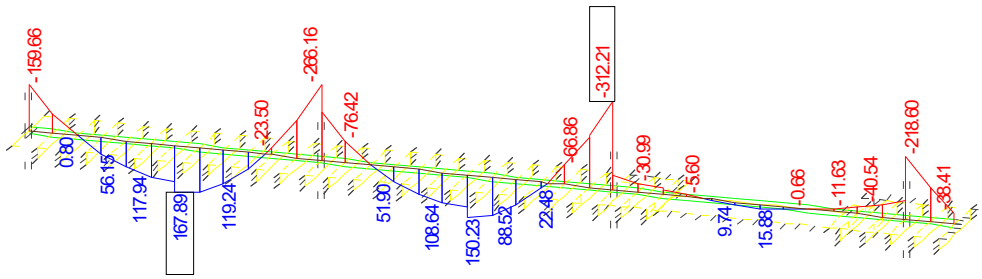


Слика 2.3.22 Вредности за M_y за суперпозицију од „max V_z"

На сликама 2.3.23 и 2.3.24 приказани су резултати за суперпозицију од „min V_z" за први унутрашњи ослонац:

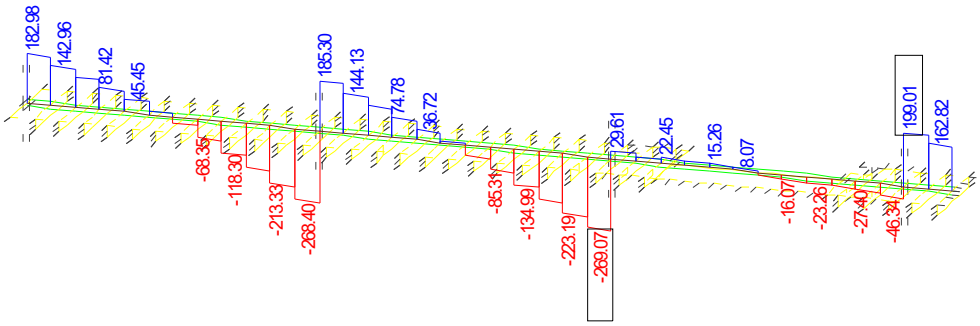


Слика 2.3.23 Вредности за V_z за суперпозицију од „min V_z"

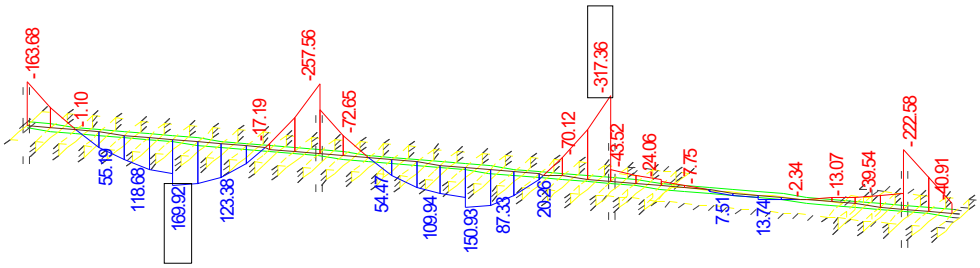


Слика 2.3.24 Вредности за M_y за суперпозицију од „min V_z"

На сликама 2.3.25 и 2.3.26 приказани су резултати за суперпозицију од „min V_z" за други унутрашњи ослонац:



Слика 2.3.25 Вредности за V_z за суперпозицију од „min V_z"



Слика 2.3.26 Вредности за M_y за суперпозицију од „min V_z"

2.3.2.5 Пробијање код равне плоче, резултати за ULS

У табели 2.3.10 су дати резултати суперпозиције граничног стања носивости. Комбинација је дата у једначини (2.1).

Табела 2.3.10 Равна плоча – силе смицања на стубовима A1 и B2

Позиција	V_d	Разматрани случајеви оптерећења	
	[kN]	Q_1	Q_i
A1	176,48	10021	1356, 201
B2	693,02	10021	202, 101

За равну плочу нису разматрани утицаји дејстава граничних стања употребљивости.

ПОГЛАВЉЕ 3

ПРОРАЧУН ПРЕМА ГРАНИЧНИМ СТАЊИМА (ULS-SLS)

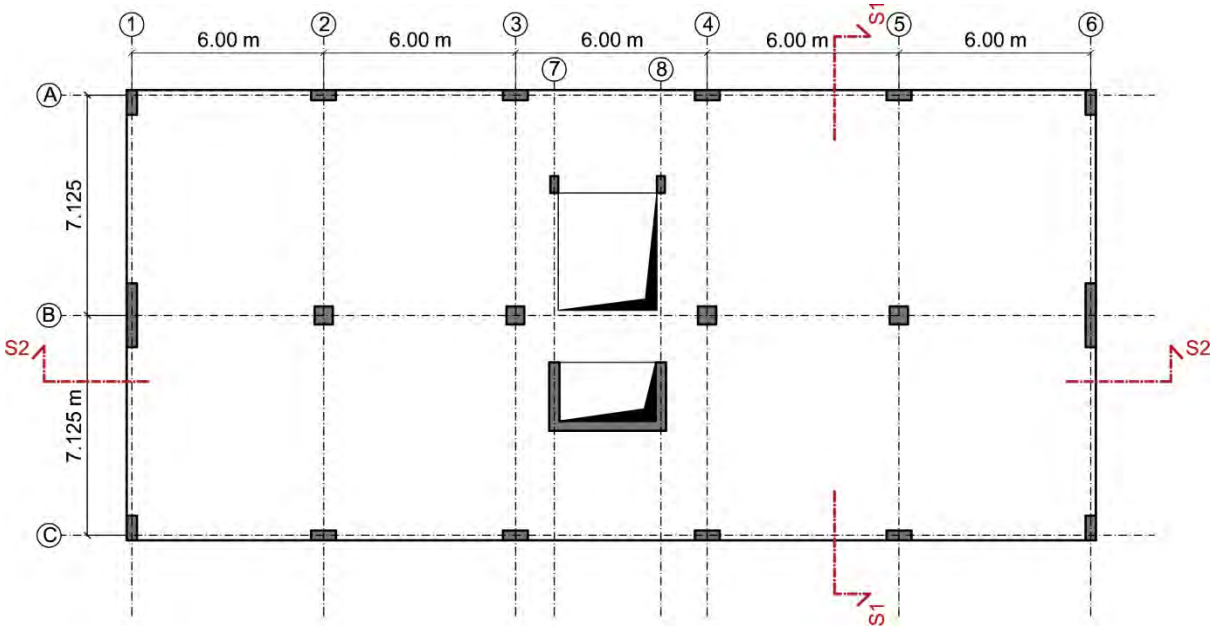
Just WALRAVEN[1] и Susanne GMAINER[2]

[1]Delft University of Technology, The Netherlands
[2]Vienna University of Technology, Austria

3.1 Увод

3.1.1. Образложење

Циљ овог рада је пројектовање петоспратне зграде са приземљем и два подземна нивоа паркинга према *Еврокоду 2*. Зграда је детаљно описана у 1.2.1, Поглавље 1. Поглед на приземље и главни пресеци зграде дати су и приказани на слици 3.1.1 и на слици 3.1.2.



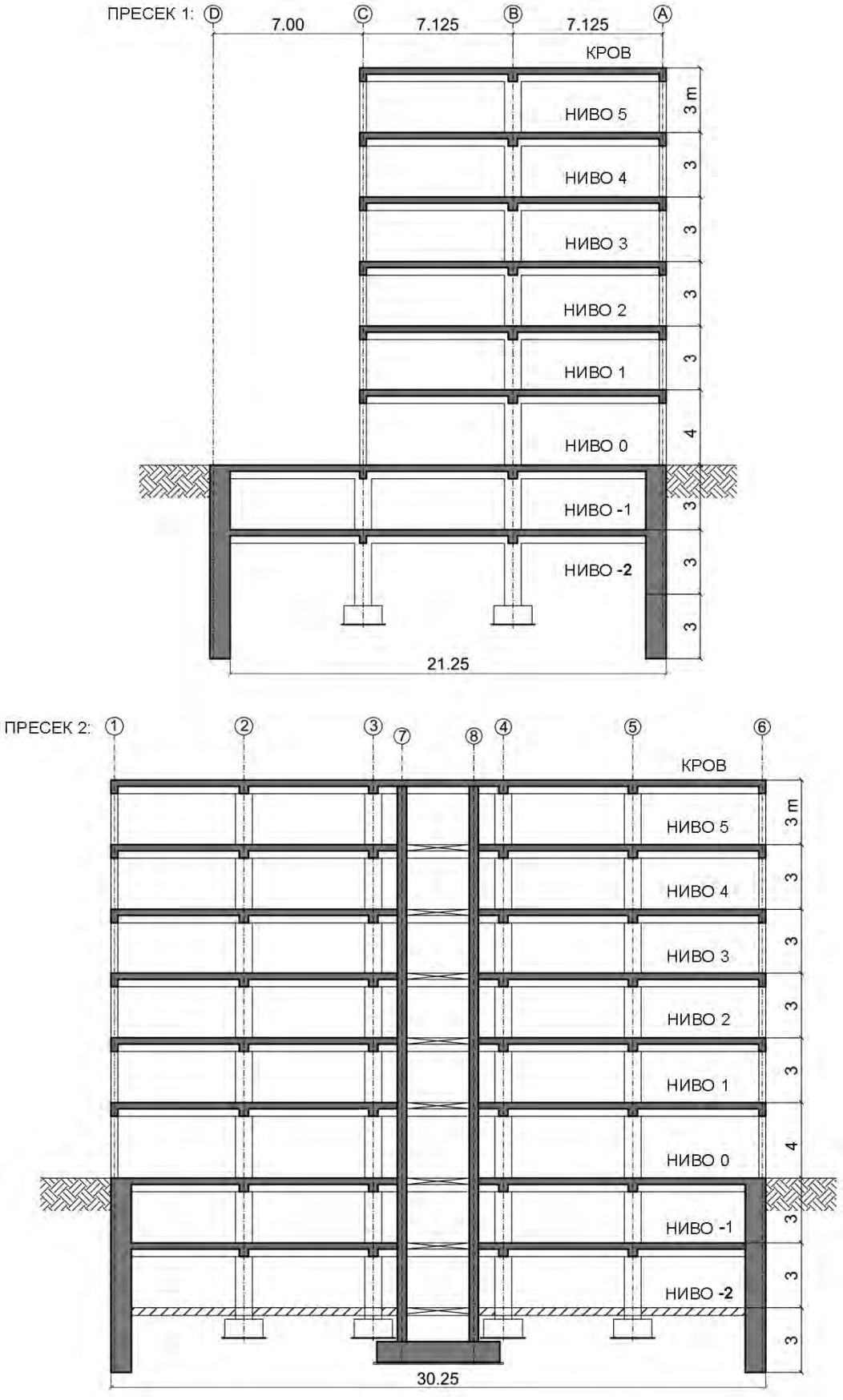
Слика 3.1.1 Изглед зграде у основи

На основу утицаја дејстава из анализе конструкције (Одељак 2), у наставку се разматрају гранично стање носивости за типичне случајеве савијања, смицања, аксијалог напрезања и пробијања у поступцима прорачуна. Да би се задовољио и критеријум граничног стања употребљивости, представљен је прорачун за ограничавање ширине прслина и угиба за критичне елементе.

Разматрају се три различита типа хоризонталних плоча:

- плоче на гредама (h_{slab} = 0,18 m, h_{beam} = 0,40 m),
- равне плоче (h = 0,21 m),
- плоче са уграђеним елементима за осветљење (h = 0,23 m, Т-греде: h = 0,40 m).

Поред тога се спроводи и верификација за стубове и зидове.



Слика 3.1.2 Пресеци зграде, S1 и S2

3.1.2. Материјали

У табели 3.1.1 су приказани претпостављени подаци о материјалима и коефицијенти сигурности за ULS.

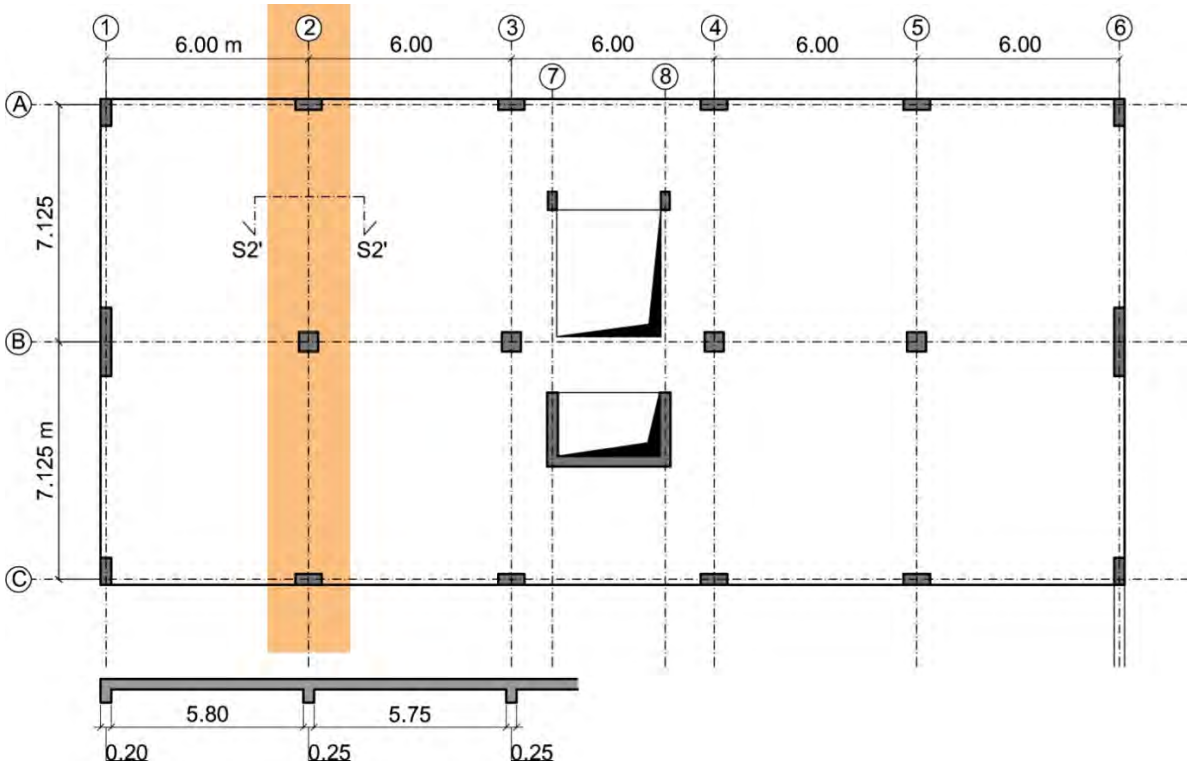
Табела 3.1.1 Подаци о материјалима

Класа бетона	**Класа челика**
o Греде и плоче: C25/30 o Стубови: C30/37 Класа средине XC2-XC3 c_{nom} = 30 mm γ_c = 1,5	o Разред 500 класа B γ_s = 1,15

3.2 Прорачун према граничном стању носивости

3.2.1. Плоча на гредама

На слици 3.2.1 је приказана разматрана греда (оса 2).



Слика 3.2.1 Изглед плоче на гредама у оси 2, у основи

3.2.1.1 Статички модел и попречни пресек плоче на гредама

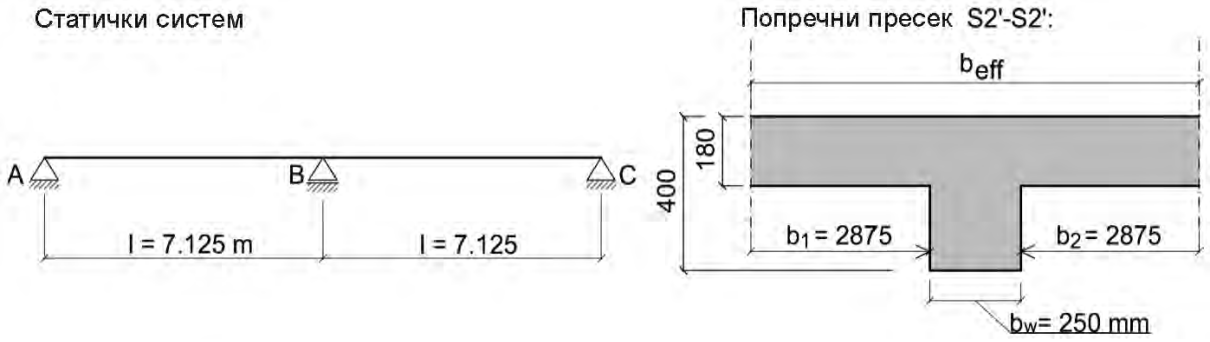
Статички модел за главну носећу греду и попречни пресек S2’ дати су на слици 3.2.2: континуална греда са T-пресеком где се мора дефинисати ефективна ширина.

Према *тачки 5.3.2.1 (*у *EC 2)* ефективна ширина b_{eff} је

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \le b \,, \tag{3.1}$$

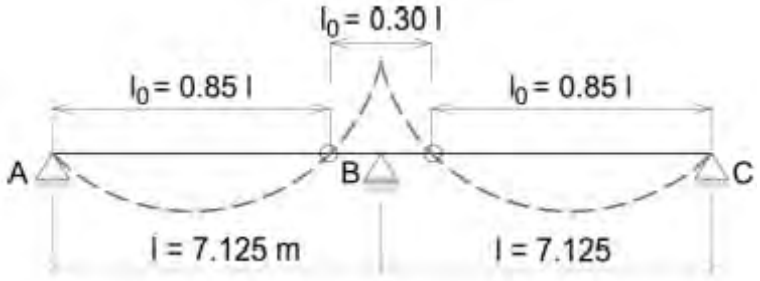
где је:

$$b_{eff,i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \le 0,2l_0 \;\text{ и }\; b_{eff,i} \le b_i \,. \tag{3.2}$$



Слика 3.2.2 Статички систем у оси 2 и попречни пресек

Уношење нултих тачака момената савијања (видети слику 3.2.3) у једначине (3.1) и (3.2) доводи до:



Слика 3.2.3 Нулте тачке дијаграма момента савијања

Попречни пресек Т-греде у средњем распону

$$b_{eff,1} = 0,2b_1 + 0,1(0,85l) = 0,2{\cdot}2875 + 0,1{\cdot}(0,85{\cdot}7125) = 1181\,\text{mm} < b_1 = 2875\,\text{mm}$$

$$b_{eff,1} = b_{eff,2} = 1181\,\text{mm}$$

$$b_{eff} = 2{\cdot}1181 + 250 = 2611\,\text{mm}$$

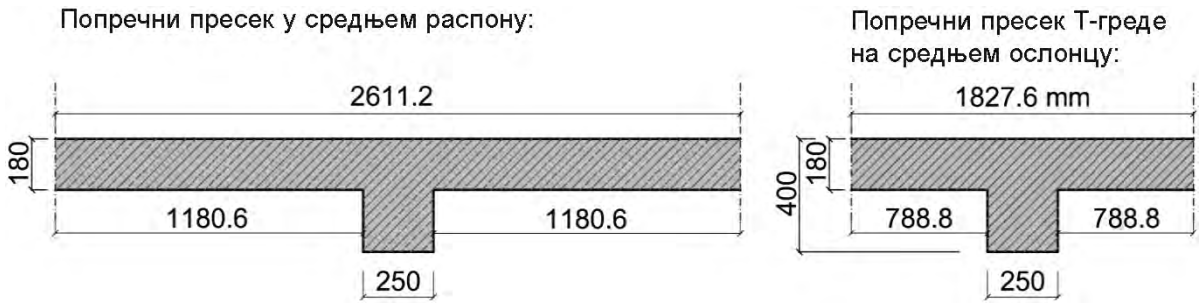
Попречни пресек Т-греде на средњем ослонцу

$$b_{eff,1} = 0,2{\cdot}b_1 + 0,1{\cdot}(0,30{\cdot}l) = 0,2{\cdot}2875 + 0,1{\cdot}(0,30{\cdot}7125) = 789\,\text{mm} < b_1 = 2875\,\text{mm}$$

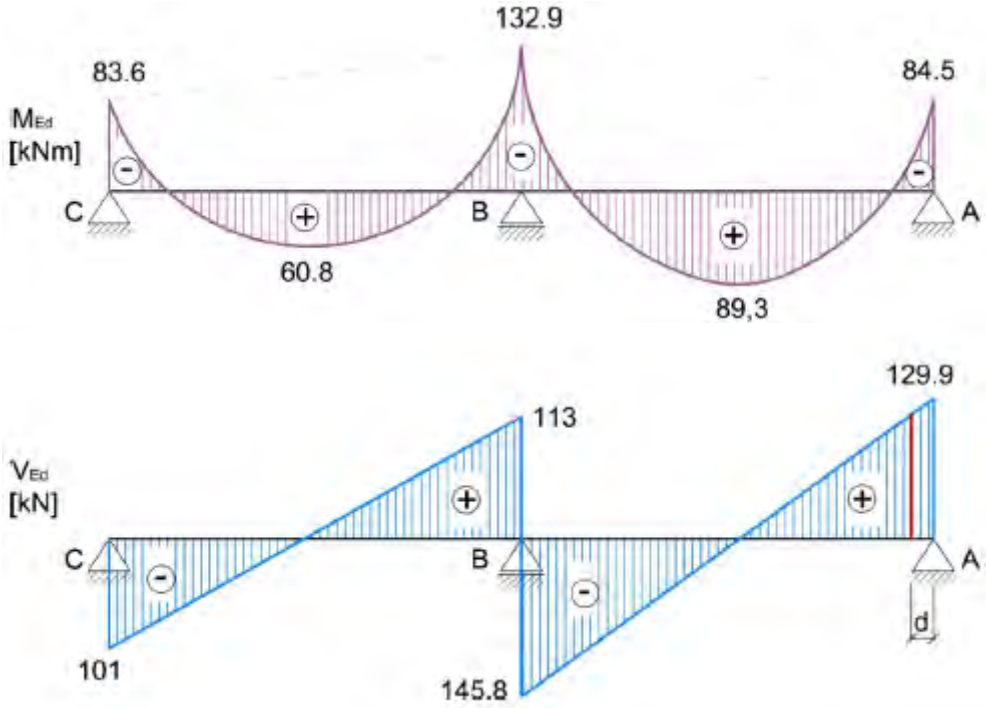
$$b_{eff,1} = b_{eff,2} = 789\,\text{mm}$$

$$b_{eff} = 2{\cdot}788,8 + 250 = 1828\,\text{mm}$$

Силе у пресеку за греду осе 2 представљене су на слици 3.2.5. Максимални прорачунски момент M_{Ed} и сила смицања V_{Ed} су максималне вредности за различите случајеве оптерећења у Поглављу 2.



Слика 3.2.4 Плоча на гредама са њиховим ефективним ширинама

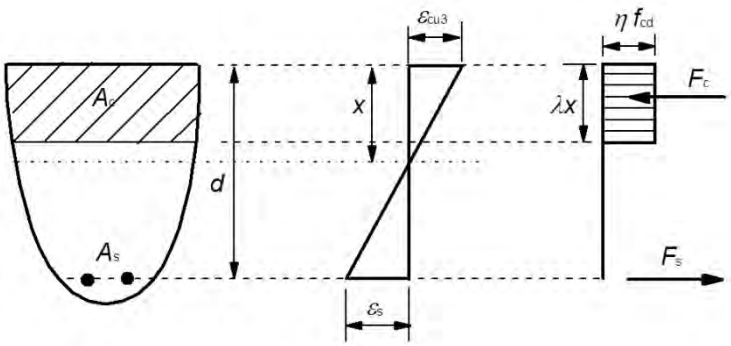


Слика 3.2.5 Силе у пресеку осе 2, M_{Ed} и V_{Ed} (комбинација максималних вредности из различитих случајева оптерећења)

3.2.1.2 Одређивање арматуре за савијање, уопштено

Одређивање арматуре за савијање се заснива на методи са упрошћеним прорачуном правоугаоног дијаграма напона у бетону (*тачка 3.1.7 – EC 2),* приказано је на слици 3.2.6, уз претпоставку

$$\lambda = 0{,}8 \qquad \eta = 1{,}0 \qquad \textit{за}\ \ f_{ck} \le 50\text{MPa}$$



Слика 3.2.6 Правоугаони дијаграм напона према *EC 2*

За израчунавање арматуре за савијање може се извести прорачунски дијаграм (видети слику 3.2.7) који се генерално може користити за правоугаону притиснуту зону.

Савијање пресека (у складу са сликом 3.2.6) изазваће резултујућу силу затезања F_s у челику за армирање и резултујућу силу притиска у бетону F_c које делује кроз тежиште ефективне притиснуте површине.

За равнотежу, прорачунски момент према ULS, M_{Ed}, мора да буде уравнотежен са резултујућим моментом M_{Rd} тако да је:

$$M_{Ed} = F_c z = F_s z \tag{3.3}$$

где је z крак резултујућих сила F_c и F_s.

У једначини (3.3) се примењују следећи изрази:

$$F_c = f_{cd} b x \tag{3.4}$$

$$z = d - \frac{x}{2} \tag{3.5}$$

Уношењем једначина (3.4) и (3.5) у једначину (3.3):

$$M_{Ed} = f_{cd} b d^2 (1 - \frac{z}{d}) \frac{z}{d} \cdot 2 \tag{3.6}$$

или

$$\frac{M_{Ed}}{b d^2 f_{cd}} = (1 - \frac{z}{d}) \frac{z}{d} \cdot 2 \tag{3.7}$$

Ово се може записати као

$$\frac{M_{Ed}}{b d^2 f_{cd}} = K \tag{3.8}$$

где је:

$$K = (1 - \frac{z}{d}) \frac{z}{d} \cdot 2 \tag{3.9}$$

Из једначине 3.9 следи да је

$$\frac{z}{d} = 0{,}5 + \sqrt{0{,}25 - 0{,}5K}, \tag{3.10}$$

или записано на другачији начин:

$$\frac{z}{d} = 0{,}5(1 + \sqrt{1 - 2K}). \tag{3.11}$$

Ове једначине су валидне под претпоставком да челик за армирање достиже границу развлачења пре лома бетона.

Да би се дефинисала граница валидности, разматра се „уравнотежени” пресек. Углавном се претпоставља да је уравнотежена ситуација достигнута за висину притиснуте површине која је једнака x = 0,45d.

Одговарајућа сила притиска је

$$F_{c,bal} = f_{cd} bx = f_{cd} \cdot b \cdot 0,8 \cdot 0,45 \cdot d = 0,36 bdf_{cd} \tag{3.12}$$

где је крак унутрашњих сила:

$$z_{bal} = d - \frac{0,8 \cdot 0,45d}{2} = 0,82d \tag{3.13}$$

Комбиновањем једначина (3.11) и (3.12) добије се:

$$M_{bal} = 0,295 bd^2 f_{cd} \tag{3.14}$$

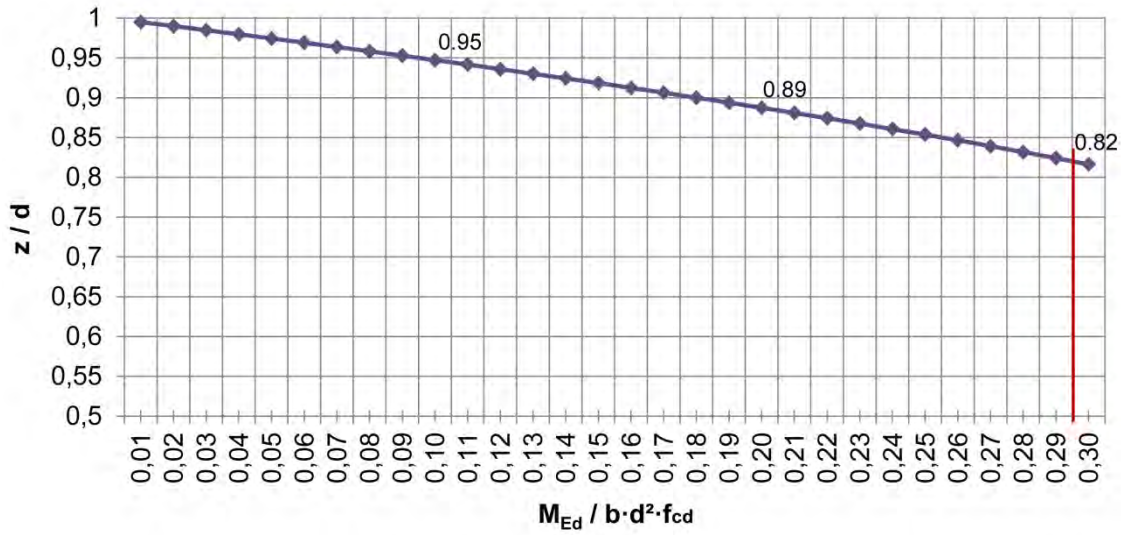
а онда

$$\frac{M_{bal}}{bd^2 f_{cd}} = 0,295 = K' \tag{3.15}$$

Из једначине (3.10) за ову вредност *K*':

$$\frac{z}{d} = 0,82 \tag{3.16}$$

Узимајући ово као граничну вредност, добијени прорачунски дијаграм је на слици 3.2.7.



Слика 3.2.7 Однос *z/d* као функција од *K* до граничне вредности *K'* = 0,295

3.2.1.3 Одређивање арматуре за савијање за Т-греде

Попречни пресек у средњем распону

Прво је урађено израчунавање арматуре за савијање за попречни пресек у средњем распону (видети слику 3.2.8). Максимални момент савијања према ULS у распону AB је M_{Ed} = 89,3 kNm. Статичка висина *d* је 372 mm (видети Поглавље 2).

$$K = \frac{M_{Ed}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{89{,}3 \cdot 10^6}{2611{,}2 \cdot 372^2 \cdot \frac{25}{1{,}5}} = 0{,}0148 < 0{,}295 \quad \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \frac{z}{d} = 0{,}5(1+\sqrt{1-2K}) = 0{,}5 \cdot (1+\sqrt{1-2 \cdot 0{,}0148}) = 0{,}9925$$

$$A_{sl} = \frac{1}{f_{yd}}(\frac{M_{Ed}}{z} + N_{Ed}) \qquad (3.17)$$

$$A_{sl} = \frac{1}{435} \cdot (\frac{89{,}3 \cdot 10^6}{372 \cdot 0{,}9925}) = 556 \text{ mm}^2$$

Ово значи 4ϕ14 = 616 mm² или 5ϕ12 = 565 mm².

Слика 3.2.8 Попречни пресек Т-греде у средњем распону

Попречни пресек на средњем ослонцу

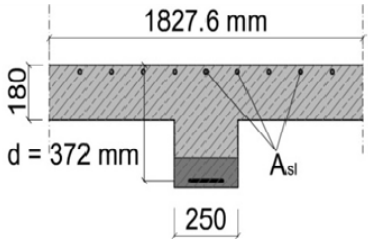
Попречни пресек на средњем ослонцу B дат је на слици 3.2.9. Максимални момент савијања према ULS на ивици ослонца је M_{Ed} = 132,9 kNm.

$$K = \frac{M_{Ed}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{132{,}9 \cdot 10^6}{250 \cdot 372^2 \cdot \frac{25}{1{,}5}} = 0{,}230 < 0{,}295 \quad \Rightarrow$$

$$\frac{z}{d} = 0{,}5(1+\sqrt{1-2K}) = 0{,}5 \cdot (1+\sqrt{1-2 \cdot 0{,}230}) = 0{,}867$$

$$A_{sl} = \frac{1}{435} \cdot (\frac{132{,}9 \cdot 10^6}{372 \cdot 0{,}867}) = 947 \text{ mm}^2$$

Тако се 7ϕ14 = 1 078 mm² или 9ϕ12 = 1 018 mm² може распоредити преко ефективне ширине; *EC2* сугерише да је део арматуре концентрисан око зоне ребра.



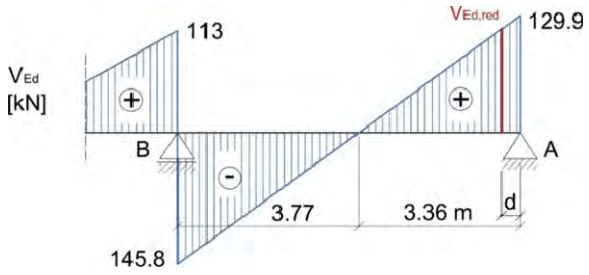
Слика 3.2.9 Попречни пресек Т-греде – средњи ослонац B

3.2.1.4 Прорачун греда на смицање

Контрола носивости греда на смицање

Сила смицања може да буде одређена на растојању *d* од ослонца, где је $V_{Ed,red}$ (видети слику 3.2.10):

$$\frac{129,9}{3,36} = \frac{V_{Ed,red}}{(3,36-0,372)} \Rightarrow V_{Ed,red} = 115,52\text{kN}.$$



Слика 3.2.10 Редукована сила смицања – ослонац А

Прва провера у складу са тачком *6.2.2 (EC 2)* јесте верификација $V_{Ed} \le V_{Rd,c,}$ уз претпоставку да је пресек без арматуре за смицање. Ако ова неједнакост није испуњена, захтева се арматура за смицање.

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c}k(100\rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}}]b_w d \qquad (3.12)$$

где је:

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

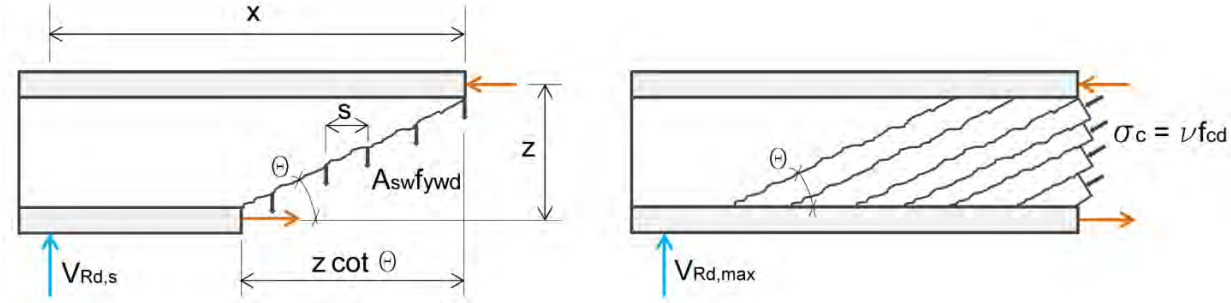
$$k = 1+\sqrt{\frac{200}{d}} \le 2,0 \qquad k = 1+\sqrt{\frac{200}{372}} = 1,73 < 2,0$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl,prov}}{b_w d} \le 0,02 \qquad \rho_l = \frac{565}{250\cdot 372} = 0,0061 = 0,61\%$$

$$V_{Rd,c} = [0,12\cdot 1,73\cdot(100\cdot 0,0061\cdot 25)^{\frac{1}{3}}]\cdot 250\cdot 372 = 47902\text{N} = 47,90\text{kN}$$

$$V_{Rd,c} = 47,90\text{kN} < V_{Ed,red} = 115,52\text{kN} \quad \Rightarrow$$

Захтева се арматура за смицање. На слици 3.2.11 приказан је модел носивости на смицање за узенгије на граници развлачења ($V_{Rd,s}$) и лом ребра ($V_{Rd,max}$).



Слика 3.2.11 Носивост на смицање за узенгије на граници развлачења и лом ребра

Формуле за арматуре за смицање на граници развлачења и лом ребра јесу следеће:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot\Theta \tag{3.18}$$

$$V_{Rd,\max} = b_w z v f_{cd} \frac{1}{\cot\Theta + \tan\Theta} \tag{3.19}$$

где је:

f_{ywd} прорачунска вредност за узенгије од челика на граници развлачења;

v коефицијент редукције чврстоће бетона при притиску за штапове у стању напрезања, слика 3.2.11 десно;

Θ угао притиснутог штапа, који се бира између 45° и 21,8° ($1 \le \cot\Theta \le 2{,}5$).

Како је геометрија попречног пресека дата, минимална арматура за смицање за Т-греду на ослонцу А одређује се према следећем:

$$V_{Rd,s} = V_{Ed} \quad \Rightarrow \quad \frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{z f_{ywd} \cot\Theta}$$

$$a_{sw} = \frac{A_{sw}}{s} = \frac{115{,}52 \cdot 1000}{0{,}9 \cdot 0{,}372 \cdot 435 \cdot 2{,}5} = 317\,\text{mm}^2/\text{m}$$

Узимајући двоструке узенгије за смицање: ϕ6/175 mm = 339 > 317 mm²/m

Минимална арматура за смицање (*поглавље 9.2.2.(5) – EC 2*):

$$a_{sw,\min} = 0{,}08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} b_w = 0{,}08 \cdot \frac{\sqrt{25}}{500} \cdot 0{,}25 = 0.002\,\text{m}^2 = 200\,\text{mm}^2$$

максимално подужно растојање узенгија (*поглавље 9.3.2.(4) – EC 2*):

$$s_{l,\max} = 0{,}75 d (1 + \cot\alpha) \quad \text{за } \alpha = 90° \quad s_{l,\max} = 0{,}75 \cdot 372 = 279 > 175\ \text{mm}$$

Критеријум за лом ребра проверава се горња вредност носивости на смицање помоћу:

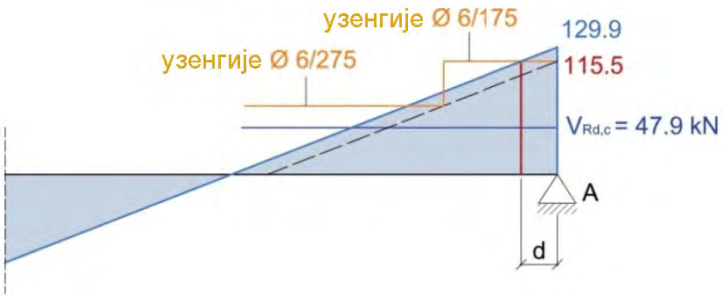
$$v = 0{,}6\left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0{,}6 \cdot \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0{,}54$$

Резултат тога је:

$$V_{Rd,\max} = 0{,}25 \cdot 0{,}9 \cdot 0{,}372 \cdot 0{,}54 \cdot \frac{25}{1{,}5} \cdot \frac{1}{2{,}5 + 0{,}4} = 0{,}25976\,\text{MN} = 259{,}8\,\text{kN} > V_{Ed,red} = 115{,}5\,\text{kN}$$

На слици 3.2.12 означен је распоред узенгија у области близу ослонца А.

Насупрот прорачуну арматуре за савијање, где се „правилом померања” („shift rule”) захтева померање линије дијаграма M_{Ed} у неповољнијем правцу, за смицање се примењује супротно. Као што је приказано на слици 3.2.11, силу смицања на растојању x од ослонца, носе узенгије на растојању $z\cot\Theta$ са леве стране од x. Практични присуп представља померање линије дијаграма V_{Ed} на растојању $z\cot\Theta$ у „повољнијем” правцу (према ослонцу) и „обухватање” преосталог смицања због арматуре.



Слика 3.2.12 Конфигурација узингија – ослонац А

Смицање између ребра и фланши Т-пресека

Провера смицања на контактној површини у Т-греди треба да буде спроведена у складу са поглављем *6.2.4 (EC 2),* видети слику 3.2.13.

Угао штапа Θ_f дефинисан је помоћу:

- 1,0 ≤ cot Θ_f ≤ 2,0 за притиснуте фланше (45° ≥ Θ_f ≥ 26,5°)
- 1,0 ≤ cot Θ_f ≤ 1,25 за затегнуте фланше (45° ≥ Θ_f ≥ 38,6°).

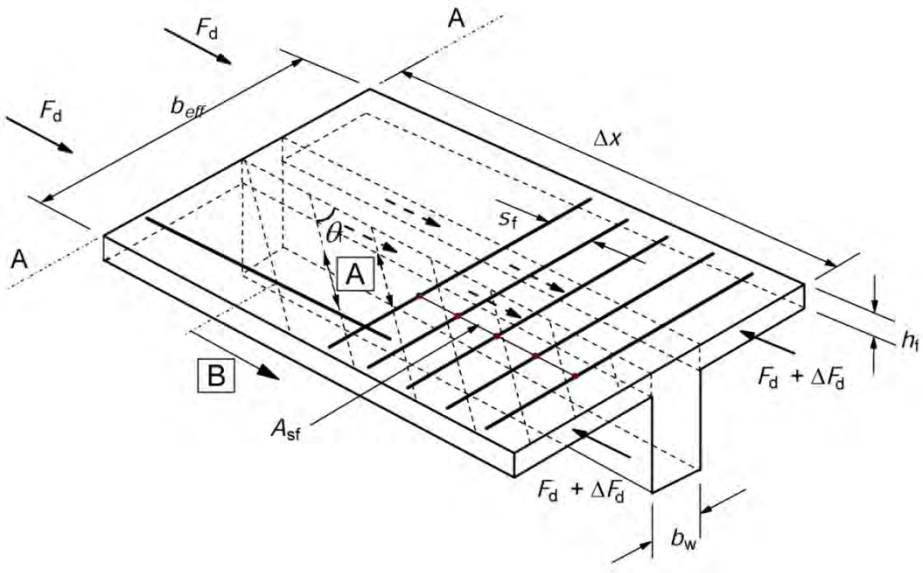
Попречне затеге се не захтевају ако напон смицања на контактној површини испуњава услов:

$$v_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{(h_f \Delta x)} \le k f_{ctd} \qquad (3.20)$$

где је:

ΔF_d промена нормалне силе у фланши, и

f_{ctd} прорачунска вредност чврстоће бетона при затезању.



Слика 3.2.13 Смицање између ребра и фланши Т-пресека према *EC 2*

Препоручена вредност је k = 0,4.

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} \qquad (3.21)$$

где је:

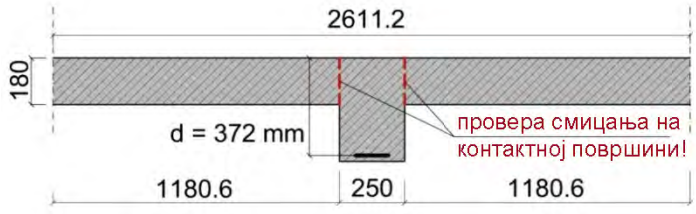
α_{ct} коефицијент којим се узимају у обзир прихваћена оптерећења која утичу на чврстоћу бетона при затезању и неповољни утицаји услед типа оптерећења. Препоручено је да се претпостави $\alpha_{ct} = 1,0$.

За C25/30:

$$f_{ctk,0,05} = 1,8\,\text{N/mm}^2 \quad \Rightarrow \quad f_{ctd} = \frac{1,0 \cdot 1,8}{1,5} = 1,2\,\text{N/mm}^2$$

Ако је $v_{Ed} \le 0,4 f_{ctd}$ $\Rightarrow$ не захтева се попречна арматура.

Неопходна је провера смицања на контактној површини T-греде у оси 2 (видети слику 3.2.1) за ослонце A и C и на средњем ослонцу B. Разматрани попречни пресеци дати су на сликама 3.2.14 и 3.2.15.



Слика 3.2.14 Провера попречне арматуре за смицање за T-греду – ослонци A и C

$$v_{Ed,A} = \frac{\frac{1}{2}(b_{eff} - b_w)}{b_{eff}} \frac{V_{Ed,red}}{z h_f} = \frac{\frac{1}{2} \cdot (2611,2 - 250)}{2611,2} \cdot \frac{115520}{0,9 \cdot 372 \cdot 180} = 0,87\,\text{N/mm}^2$$

$$v_{Ed,A} = 0,87\,\text{N/mm}^2 > 0,4 f_{ctd} = 0,4 \cdot 1,2 = 0,48\,\text{N/mm}^2 \quad \Rightarrow$$

Захтева се попречна арматура за смицање на ослонцу A!

Осим тога, потребно је проверити да ли је неопходна попречна арматура за смицање на ослонцу C и средњим ослонцима. Одређују се смањене силе смицања на растојању d од ослонача и уносе се у следеће једначине.

$$v_{Ed,C} = \frac{\frac{1}{2}(b_{eff} - b_w)}{b_{eff}} \frac{V_{Ed,red,C}}{z h_f} = \frac{\frac{1}{2} \cdot (2611,2 - 250)}{2611,2} \cdot \frac{89830}{0,9 \cdot 372 \cdot 180} = 0,67\,\text{N/mm}^2$$

$$v_{Ed,C} = 0,67\,\text{kN/cm}^2 > 0,4 f_{ctd} = 0,4 \cdot 1,2 = 0,48\,\text{N/mm}^2 \quad \Rightarrow$$

Захтева се попречна арматура за смицање на ослонцу C.

Слика 3.2.15 Провера попречне арматуре за смицање за T-греду – ослонац B

$$v_{Ed,B,left} = \frac{\frac{1}{2}(b_{eff} - b_w)}{b_{eff}} \frac{V_{Ed,red,B,left}}{zh_f} = \frac{\frac{1}{2} \cdot (1827,6 - 250)}{1827,6} \cdot \frac{101830}{0,9 \cdot 372 \cdot 180} = 0,73 \text{N/mm}^2$$

$$v_{Ed,B,left} = 0,73 \text{N/mm}^2 > 0,4 f_{ctd} = 0,4 \cdot 1,2 = 0,48 \text{N/mm}^2 \quad \Rightarrow$$

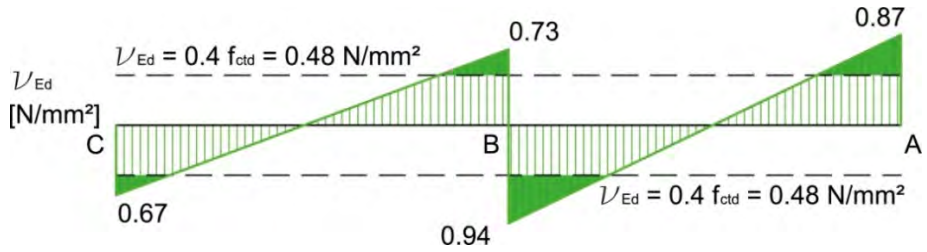
Захтева се попречна арматура за смицање на ослонцу B_{left}.

$$v_{Ed,B,right} = \frac{\frac{1}{2}(b_{eff} - b_w)}{b_{eff}} \frac{V_{Ed,red,B,right}}{zh_f} = \frac{\frac{1}{2} \cdot (1827,6 - 250)}{1827,6} \cdot \frac{131410}{0,9 \cdot 372 \cdot 180} = 0,94 \text{N/mm}^2$$

$$v_{Ed,B,left} = 0,94 \text{N/mm}^2 > 0,4 f_{ctd} = 0,4 \cdot 1,2 = 0,48 \text{N/mm}^2 \quad \Rightarrow$$

Захтева се попречна арматура за смицање на ослонцу B_{right}.

На сликама 3.2.16 и 3.2.17 приказане су зоне греде осе 2 у којима се захтева попречна арматура.



Слика 3.2.16 Зоне греде осе 2 у којима се захтева попречна арматура

Попречна арматура

У близини ослонца A:

$$\frac{A_{st}}{s} = \frac{\frac{1}{2}(b_{eff} - b_w)}{b_{eff}} \frac{V_{Ed,red}}{zf_{yd}} \frac{1}{\cot \Theta_f} \tag{3.22}$$

$$\frac{A_{st}}{s} = \frac{\frac{1}{2} \cdot (2611,2 - 250)}{2611,2} \cdot \frac{115520}{0,9 \cdot 372 \cdot 435} \cdot \frac{1}{2,0} = 0,18 \text{mm}^2/\text{mm}$$

→ нпр. шипке: ϕ8/250 mm = 0,20 mm²/mm

У близини ослонца C:

$$\frac{A_{st}}{s} = \frac{\frac{1}{2} \cdot (2611,2 - 250)}{2611,2} \cdot \frac{89830}{0,9 \cdot 372 \cdot 435} \cdot \frac{1}{2,0} = 0,14 \text{mm}^2/\text{mm}$$

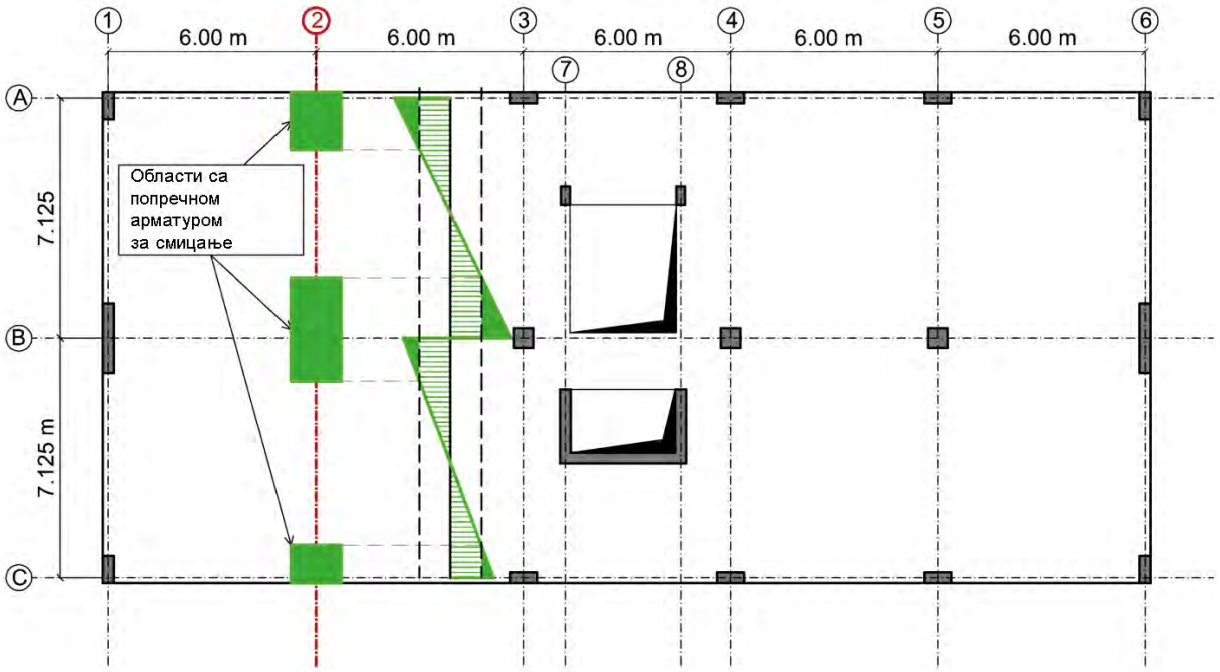
→ нпр. шипке: ϕ8/250 mm = 0,20 mm²/mm

У близини ослонца B:

$$\frac{A_{st}}{s} = \frac{\frac{1}{2} \cdot (1827,6 - 250)}{1827,6} \cdot \frac{101830}{0,9 \cdot 372 \cdot 435} \cdot \frac{1}{2,0} = 0,15 \text{mm}^2/\text{mm}$$

$$\frac{A_{st}}{s} = \frac{\frac{1}{2}\cdot(1827{,}6-250)}{1827{,}6}\cdot\frac{131410}{0{,}9\cdot 372\cdot 435}\cdot\frac{1}{2{,}0} = 0{,}19\,\text{mm}^2/\text{mm}$$

→ нпр. шипке: ϕ8/250 mm = 0,20 mm²/mm



Слика 3.2.17 Греда осе 2 – зоне у којима се захтева попречна арматура

3.2.1.5 Прорачун плоча ослоњених на греде

На слици 3.2.18 приказана је прорачунска претпоставка за преношење оптерећења са плоча на греде. Поред тога, приказани су статички системи за траку плоче у оба правца. Оптерећења на плочи распоређена су по подручјима. Под којим углом се оптерећења преносе на греде и носеће зидове зависи од услова ослањања ивица плоче. Претпостављени углови су

- 45° за конзистентне ивице;
- 60° за различите ивице (круто повезане), и
- 45° за различите ивице (слободно ослоњене).

„Мртво оптерећење" G_1 за плочу дебљине 180 mm износи до 4,5 kN/m². Оптерећења G_2 = 3,0 kN/m² и Q = 2,0 kN/m² разматрана су у Поглављу 1. Уз претпоставку предложених коефицијената сигурности за G и Q

$$G_{Ed} = 1{,}3\cdot(4{,}5+3{,}0) = 9{,}75\ \text{kN/m}^2$$
$$Q_{Ed} = 1{,}5\cdot 2{,}0 = 3{,}0\,\text{kN/m}^2$$
$$L_{Ed} = 9{,}75+3{,}0 = 12{,}75\ \text{kN/m}^2$$

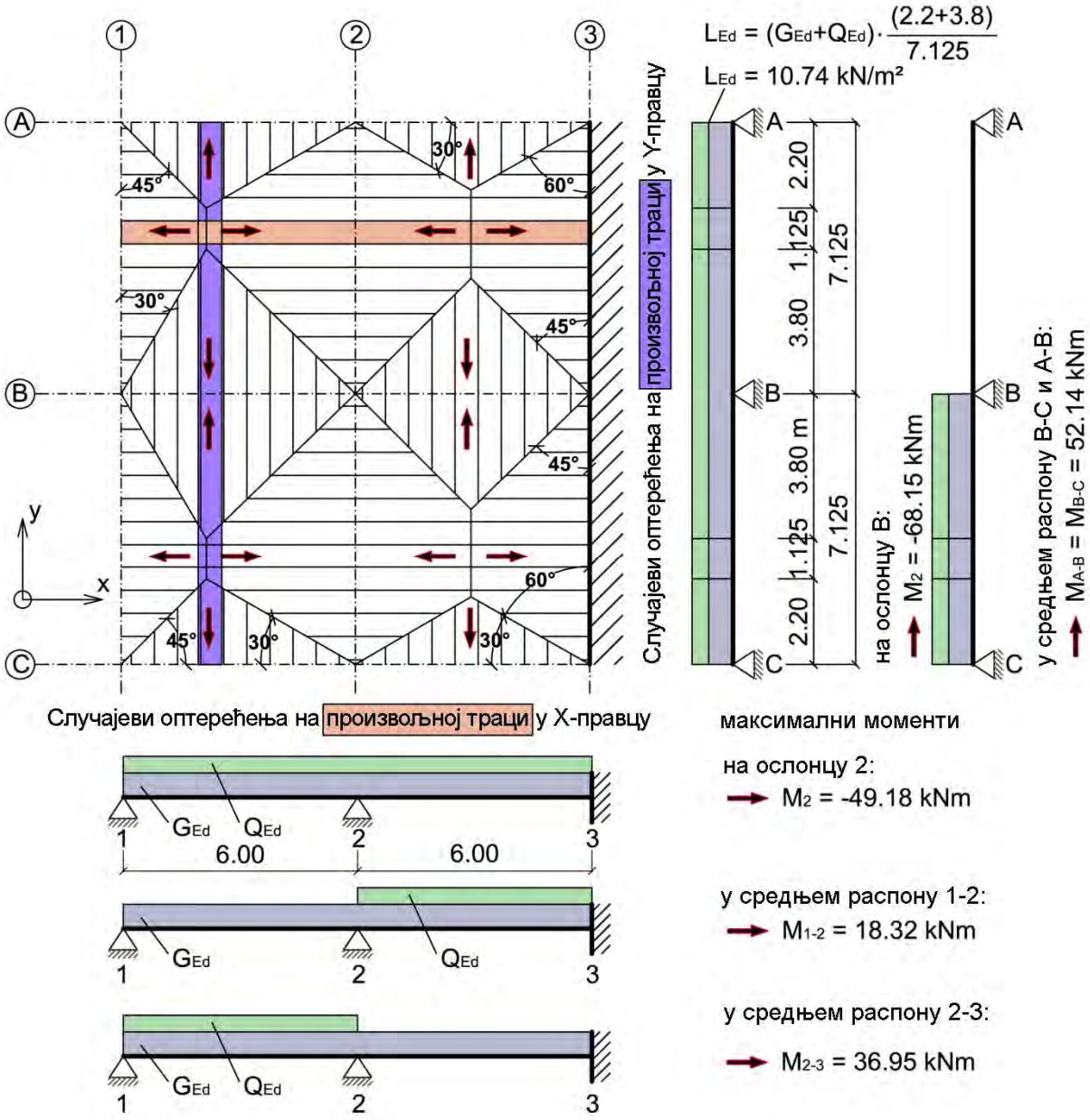
Подужна арматура у плочама

Минимални коефицијент армирања добија се из следећег израза:

$$\rho_{l,\min} = 0{,}26\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \qquad (3.23)$$

За бетон C25/3 и челик B500 $\rho_{l,\min} = 0{,}26 \cdot \frac{2{,}6}{500} = 0{,}14\,\%$.

Одређена је статичка висина *d* плоче на гредама (Поглавље 1) и износи *d* = 143 mm.



Слика 3.2.18 Преношење оптерећења са плоча на греде и статички системи

Подужна арматура у X-правцу на средњем ослонцу – оса 2:

$$K = \frac{M_{Ed}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{49{,}18 \cdot 10^6}{10^3 \cdot 143^2 \cdot \frac{25}{1{,}5}} = 0{,}144 < 0{,}295 \quad \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \frac{z}{d} = 0,5(1+\sqrt{1-2K}) = 0,5\cdot(1+\sqrt{1-2\cdot 0,144}) = 0,922$$

$$A_{sl} = \frac{1}{435}\cdot(\frac{49,1\cdot 10^6}{143\cdot 0,922}) = 856 \text{ mm}^2$$

Тако да коефицијент армирања ρ може да се одреди (из једначине 3.24).

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \qquad (3.24)$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{856,36}{1000\cdot 1,43} = 0,60\,\%$$

Подужна арматура у X-правцу у средњем распону 1-2:

$$K = \frac{M_{Ed}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{18,32\cdot 10^6}{10^3\cdot 143^2\cdot\frac{25}{1,5}} = 0,0538 < 0,295 \quad \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \frac{z}{d} = 0,5(1+\sqrt{1-2K}) = 0,5\cdot(1+\sqrt{1-2\cdot 0,0538}) = 0,972$$

$$A_{sl} = \frac{1}{435}\cdot(\frac{18,32\cdot 10^6}{143\cdot 0,972}) = 303 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{303}{1000\cdot 1,43} = 0,21\%$$

Подужна арматура у X-правцу у средњем распону 2-3 и на ослонцу у оси 3:

$$K = \frac{M_{Ed}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{36,95\cdot 10^6}{10^3\cdot 143^2\cdot\frac{25}{1,5}} = 0,108 < 0,295 \quad \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \frac{z}{d} = 0,5\cdot(1+\sqrt{1-2\cdot K}) = 0,5\cdot(1+\sqrt{1-2\cdot 0,108}) = 0,942$$

$$A_{sl} = \frac{1}{435}\cdot(\frac{36,95\cdot 10^6}{143\cdot 0,942}) = 630 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b\cdot d} = \frac{630}{1000\cdot 1,43} = 0,44\%$$

Подужна арматура у Y-правцу на средњем ослонцу у оси B:

$$K = \frac{M_{Ed}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{68,15\cdot 10^6}{10^3\cdot 143^2\cdot\frac{25}{1,5}} = 0,200 < 0,295 \quad \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \frac{z}{d} = 0{,}5(1+\sqrt{1-2K}) = 0{,}5\cdot(1+\sqrt{1-2\cdot 0{,}200}) = 0{,}887$$

$$A_{sl} = \frac{1}{435}\cdot\left(\frac{68{,}15\cdot 10^6}{143\cdot 0{,}887}\right) = 1235 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{1235}{1000\cdot 1{,}43} = 0{,}86\,\%$$

Подужна арматура у Y-правцу у средњем распону:

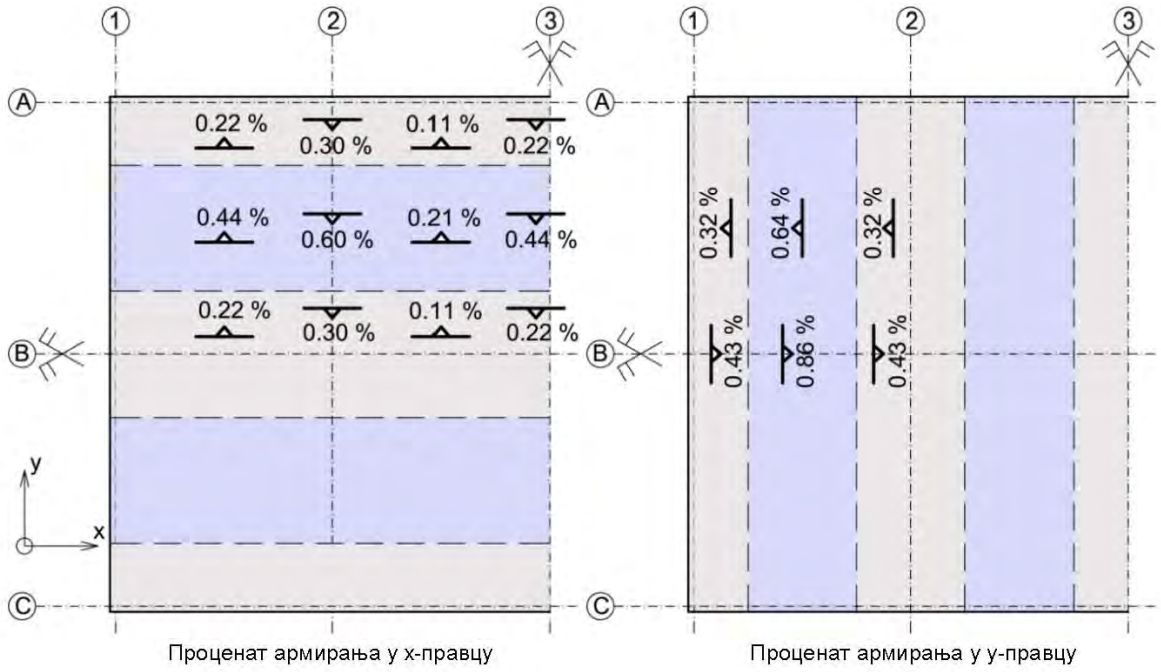
$$K = \frac{M_{Ed}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{52{,}14\cdot 10^6}{10^3\cdot 143^2\cdot\frac{25}{1{,}5}} = 0{,}153 < 0{,}295 \;\Rightarrow$$

$$\Rightarrow \frac{z}{d} = 0{,}5(1+\sqrt{1-2K}) = 0{,}5\cdot(1+\sqrt{1-2\cdot 0{,}153}) = 0{,}917$$

$$A_{sl} = \frac{1}{435}\cdot\left(\frac{52{,}14\cdot 10^6}{143\cdot 0{,}917}\right) = 915 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{914}{1000\cdot 1{,}43} = 0{,}64\,\%$$

На слици 3.2.19 приказани су теоријски коефицијенти армирања плоче, при чему су сви већи од минималног.



Слика 3.2.19 Поглед на основу симетричног дела плоче са коефицијентима армирања

3.2.2. Равна плоча

На слици 3.2.20 приказана је равна плоча висине 210 mm. Пожељно је одабрати идеалну малу ширину за траке које пролазе преко потпорног стуба, тако да се локално примењују већи коефицијенти подужне арматуре.

Слика 3.2.20 Равна плоча са скривеним јаким тракама

3.2.2.1 Оптерећења и унутрашње силе за израчунавање равне плоче

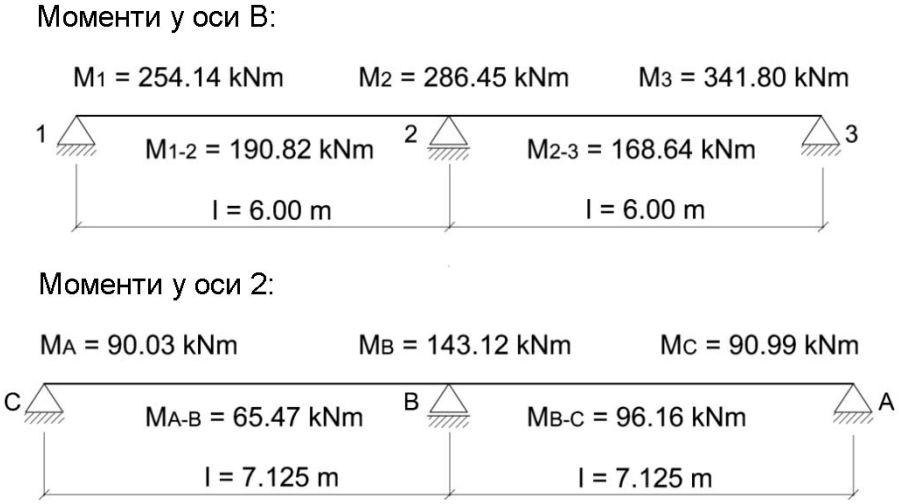
$$G_{Ed} = 1{,}3 \cdot (5{,}25 + 3{,}0) = 10{,}73\,\text{kN/m}^2$$

$$Q_{Ed} = 1{,}5 \cdot 2{,}0 = 3{,}0\,\text{kN/m}^2$$

$$L_{Ed} = G_{Ed} + Q_{Ed} = 13{,}73\,\text{kN/m}^2$$

Моменти за равну плочу могу да се добију простим множењем фактором 13,73/12,75 = 1,077 момената израчунатих за плочу на гредама у претходној анализи.

Моменти оса B и 2 у греди приказани су на слици 3.2.21.



Слика 3.2.21 Максимални моменти за израчунавање равне плоче

3.2.2.2 Одређивање арматуре за савијање

Подужна арматура у равној плочи

Статичка висина *d* равне плоче претпоставља се да је (Поглавље 1) *d* = 172 mm.

Подужна арматура у X-правцу на средњем ослонцу у оси 2:

$$K = \frac{M_{Ed}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{286,45 \cdot 10^6}{3000 \cdot 172^2 \cdot \frac{25}{1,5}} = 0,194 < 0,295 \quad \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \frac{z}{d} = 0,5(1+\sqrt{1-2K}) = 0,5 \cdot (1+\sqrt{1-2 \cdot 0,194}) = 0,891$$

$$A_{sl} = \frac{1}{435} \cdot (\frac{286,45 \cdot 10^6}{172 \cdot 0,891}) = 4295 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{4295}{3000 \cdot 1,72} = 0,83\%$$

Подужна арматура у X-правцу на ослонцу у оси 3:

$$\frac{342}{286} = 1,19; \qquad \rho = 1,19 \cdot 0,83\% = 0,99\%$$

Подужна арматура у X-правцу на ослонцу у оси 1:

$$\frac{254}{286} = 0,89; \qquad \rho = 0,89 \cdot 0,83\% = 0,74\%$$

Подужна арматура у X-правцу у средњем распону 1-2:

$$\frac{191}{286} = 0,67; \qquad \rho = 0,67 \cdot 0,83\% = 0,56\%$$

Подужна арматура у X-правцу у средњем распону 2-3:

$$\frac{169}{286} = 0,59; \qquad \rho = 0,59 \cdot 0,83\% = 0,49\%$$

Подужна арматура у Y-правцу на средњем ослонцу у оси B:

$$K = \frac{M_{Ed}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{143,12 \cdot 10^6}{1500 \cdot 172^2 \cdot \frac{25}{1,5}} = 0,194 < 0,295 \quad \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \frac{z}{d} = 0,5 \cdot (1+\sqrt{1-2 \cdot K}) = 0,5 \cdot (1+\sqrt{1-2 \cdot 0,194}) = 0,891$$

$$A_{sl} = \frac{1}{435} \cdot (\frac{143,12 \cdot 10^6}{172 \cdot 0,891}) = 2147 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{2147}{1500 \cdot 1,72} = 0,83\%$$

Подужна арматура у Y-правцу на ослонцу у осама A и C:

$$\frac{91}{143} = 0,64; \qquad \rho = 0,64 \cdot 0,83\% = 0,53\%$$

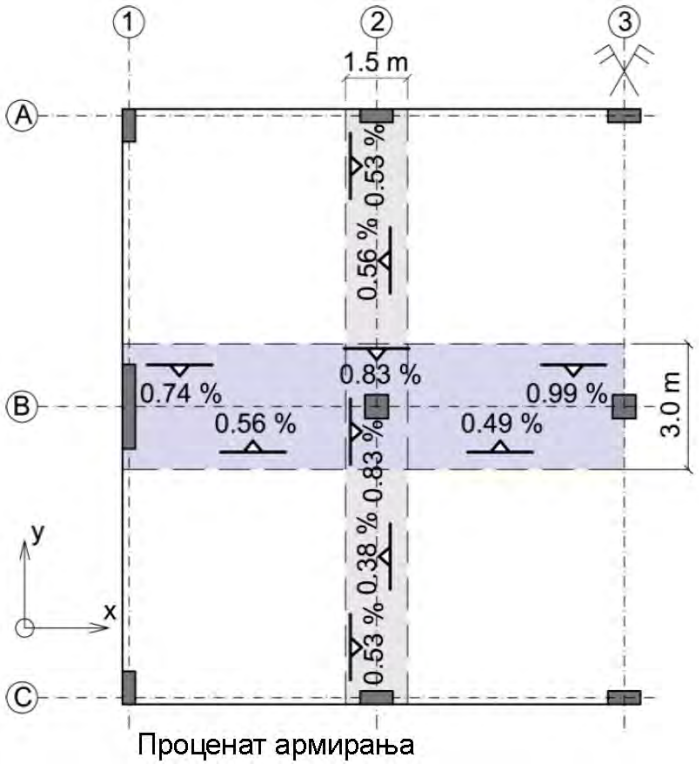
Подужна арматура у Y-правцу у средњем распону A-B:

$$\frac{96}{143} = 0,67; \qquad \rho = 0,67 \cdot 0,83\% = 0,56\%$$

Подужна арматура у Y-правцу у средњем распону B-C:

$$\frac{65}{143} = 0,46; \qquad \rho = 0,46 \cdot 0,83\% = 0,38\%$$

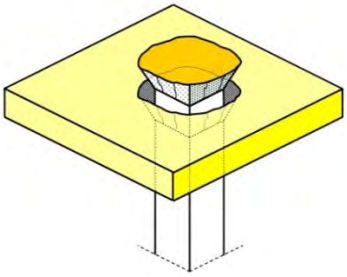
На слици 3.2.22 приказан је коефицијент армирања за скривене греде у равној плочи.



Слика 3.2.22 Симетрични део равне плоче са коефицијентима армирања равне плоче „скривених греда”

3.2.2.3 Смицање услед пробијања – стуб B2

На слици 3.2.23 уопштено је приказан феномен смицања услед пробијања.



Слика 3.2.23 Смицање услед пробијања цилиндром

На споју стуба са плочом, ULS вертикално оптерећење од стране плоче на стуб, израчунава се као V_{Ed} = 705 kN.

Да би се ексцентрицитет узео у обзир, коефицијент β може да се одреди помоћу упрошћених претпоставки у складу са поглављем *6.4.3 (EC 2)*. Упрошћени случај може да се користи само за конструкције код којих бочна стабилност не зависи од дејства рама и где се дужине суседних распона не разликују за више од 25%. Приближна вредност за β може да се узме са слике 3.2.24. Као конкретни пример примењује се β = 1,15 (унутрашњи стуб).

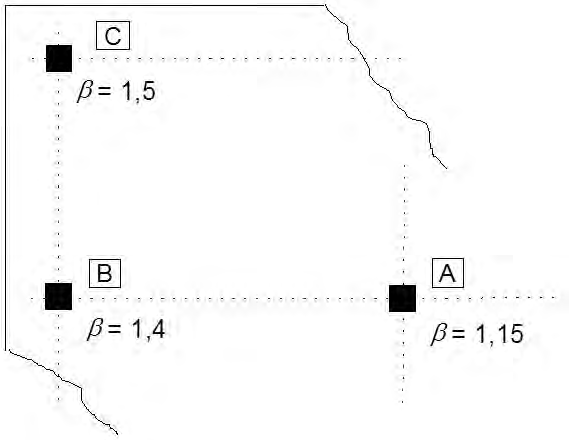
Горња гранична вредност за прорачунски напон смицања услед пробијања

На обиму оптерећене површине максимални напон смицања услед пробијања мора да задовољи следећи критеријум *(EC 2, поглавље 6.4.5)*:

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d} \le v_{Rd,\max} = 0,4 v f_{cd} \tag{3.25}$$

где је:

u_0 обим оптерећене површине.



Слика 3.2.24 Препоручене вредности за β у складу са *EC 2*

Пре свега, захтева се провера горње граничне вредности носивости на смицање услед пробијања.

Остали подаци

Димензије стуба B2: 500/500 mm

Статичка висина слојева арматуре у два правца:

$$d_y = 210 - 30 - \frac{16}{2} = 172\,\text{mm}$$

$$d_z = 210 - 30 - 16 - \frac{16}{2} = 156\,\text{mm}$$

Средња статичка висина:

$$d = \frac{(172 + 156)}{2} = 164\,\text{mm}$$

$$v = 0,6(1-\frac{f_{ck}}{250}) = 0,6\cdot(1-\frac{25}{250}) = 0,54$$

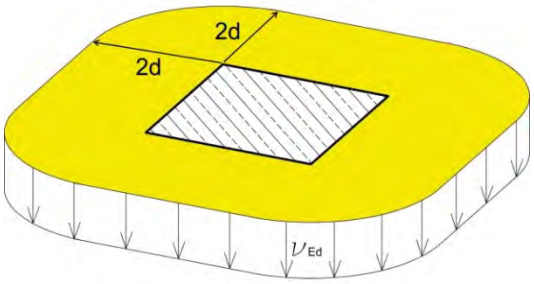
Максимални дозвољени напон смицања услед пробијања

$$v_{Rd,\max} = 0,4vf_{cd} = 0,4\cdot 0,54\cdot\frac{25}{1,5} = 3,6\,\text{N/mm}^2$$

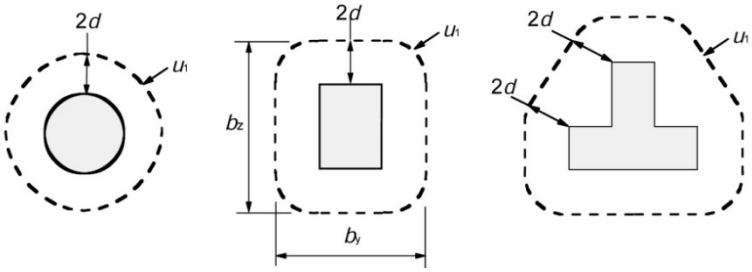
$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d} = \frac{1,15\cdot 705000}{4\cdot 500\cdot 164} = 2,47\,\text{N/mm}^2 < v_{Rd,\max} = 3,6\,\text{N/mm}^2$$

Друга верификација је на обиму u_1 *где је* $v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_1 d}$ (3.26)

Основни контролни обим u_1 узет је на растојању од 2,0d од оптерећене површине и треба да буде конструисан тако да минимизира своју дужину (видети слику 3.2.25). Дефиниција контролних обима различитих попречних пресека дата је на слици 3.2.26 *(поглавље 6.4.2 – EC 2)*.



Слика 3.2.25 Напон смицања услед пробијања на обиму



Слика 3.2.26 Дефиниција контролних обима у складу са *EC 2*

Дужина контролног обима стуба ивица 500/500 mm јесте:

$$u_1 = 4\cdot 500 + 2\cdot\pi\cdot 2\cdot 164 = 4061\,\text{mm}$$

$$v_{Ed} = \frac{1,15\cdot 705000}{4061\cdot 164} = 1,22\,\text{N/mm}^2$$

Арматура за смицање услед пробијања не захтева се ако је:

$$v_{Ed} \le v_{Rd,c}$$

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} \geq v_{\min} \qquad (3.27)$$

где је:

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

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \qquad k = 1 + \sqrt{\frac{200}{164}} = 2,10 > 2,0 \qquad \Rightarrow k = 2,0$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_x \rho_y} \leq 0,02 \qquad \rho_l = \sqrt{0,83 \cdot 0,83} = 0,83\%$$

$$v_{Rd,c} = 0,12 \cdot 2,0 \cdot (100 \cdot 0,0083 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} = 0,66 \text{N/mm}^2$$

$$v_{Rd,c} \geq v_{\min} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 2,0^{\frac{3}{2}} \cdot 25^{\frac{1}{2}} = 0,49 \text{N/mm}^2 \Rightarrow \text{ok!}$$

$v_{Ed} = 1,22 \text{ N/mm}^2 > v_{Rd,c} = 0,66 \text{N/mm}^2$ $\Rightarrow$ Захтева се арматура за смицање *услед* пробијања.

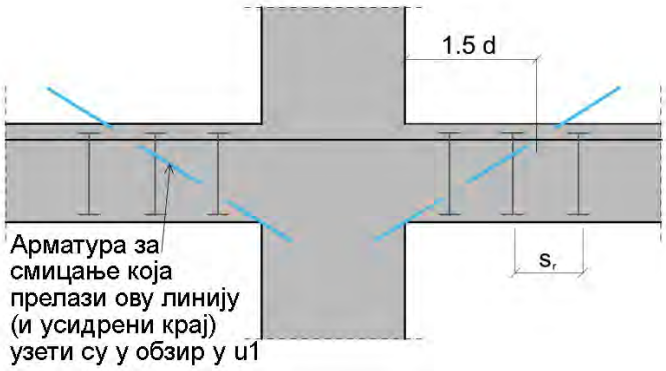
Носивост са арматуром за смицање услед пробијања

$$v_{Rd,s} = 0,75 v_{Rd,c} + 1,5 (\frac{d}{s_r}) A_{sw} f_{ywd,ef} (\frac{1}{u_1 d}) \sin\alpha \qquad (3.28)$$

Арматура за смицање на растојању од *1,5d* од стуба (видети слику 3.2.27) израчунава се на следећи начин:

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25d \leq f_{ywd}$$

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25d = 250 + 0,25 \cdot 164 = 291 \text{ N/mm}^2$$



Слика 3.2.27 Арматура за смицање услед пробијања

Допринос челика долази од арматуре за смицање унутар растојања од 1,5*d* од ивице оптерећене површине, како би се осигурало сидрење на горњем крају. Претпоставља се да бетон доприноси отпору 75% од пројектне чврстоће плоче без арматуре за смицање.

Растојање s_r између обима арматуре за смицање услед пробијања не треба да буде веће од 0,75*d,* као што је приказано на слици 3.2.28.

$$s_r = 0{,}75d = 0{,}75 \cdot 164 = 123\text{mm}$$

$$v_{Rd,s} = v_{Ed} \quad \Rightarrow \quad A_{sw} = \frac{(v_{Ed} - 0{,}75v_{Rd,c})u_1 s_r}{1{,}5 f_{ywd,ef}}$$

$$A_{sw} = \frac{(1{,}22 - 0{,}75 \cdot 0{,}66) \cdot 4060{,}88 \cdot 123}{1{,}5 \cdot 291} = 830 \text{ mm}^2$$

у сваком обиму арматуре.

Дужина спољашњег обима, означена као пресек B на слици 3.2.28, јесте следећа:

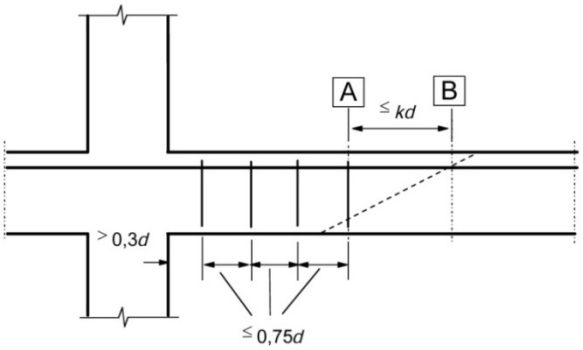
$$u_{out} = \frac{\beta V_{Ed}}{v_{Rd,c} d} \tag{3.29}$$

$$u_{out} = \frac{1{,}15 \cdot 705000}{0{,}66 \cdot 164} = 7490 \text{ mm}$$

Растојање од овог обима до ивице стуба следи из:

$$a = \frac{(u_{out} - 4h)}{2\pi} = \frac{7490{,}30 - 4 \cdot 500}{2\pi} = 874 \text{ mm} = 5{,}33d$$

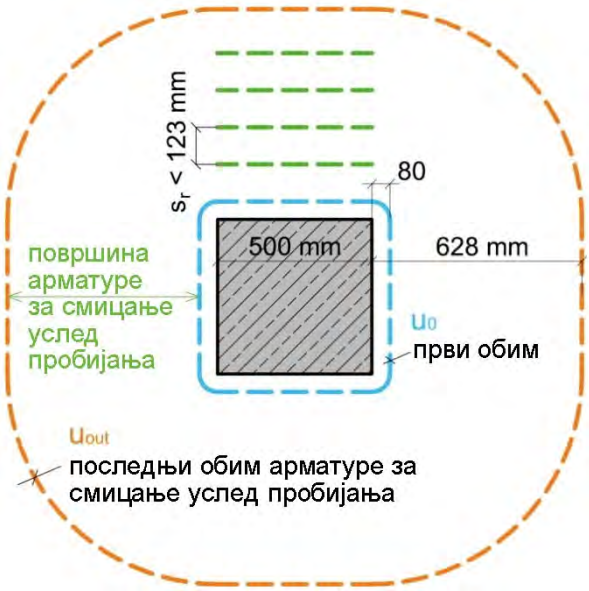
Спољашња арматура за смицање услед пробијања, означена као пресек A на слици 3.2.28, мора да буде на растојању које није веће од *kd* од спољашњег обима. При препорученом коефицијенту *k* који је *k* = 1,5, спољашња арматура за смицање услед пробијања је на растојању од: 5,33*d* – 1,5*d* = 3,83*d.*



Слика 3.2.28 Обими арматуре за смицање услед пробијања у складу са *EC 2*

Растојање између обима арматуре за смицање услед пробијања не треба да буду веће од:

0,75*d* = 0,75·164 = 123 mm.



Слика 3.2.29 Прорачун смицања услед пробијања плоче на стубу B2

3.2.2.4 Стуб B2

Утицаји другог реда под аксијалним оптерећењем

Општа основа у складу са поглављима 5.8.2, 5.8.3.1, 5.8.3.2 и 5.8.3.3 (EC 2):

- Утицаји другог реда могу бити занемарени ако су мањи од 10% од одговарајућих утицаја првог реда.
- „Виткост" се дефинише као:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{l_0}{\sqrt{(\frac{I}{A})}} \tag{3.30}$$

где је:

l_0 ефективна висина стуба;

i полупречник инерције за бетонски пресек без прслина;

I момент инерције око разматране осе, и

A површина попречног пресека стуба.

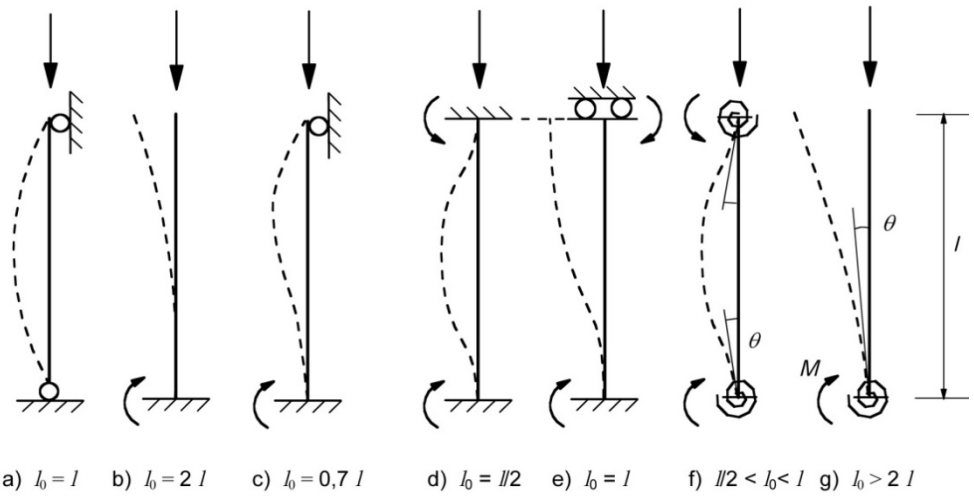
За правоугаони попречни пресек, λ вредност је:

$$\lambda = 3{,}46\frac{l_0}{h}$$

док је за кружни попречни пресек је:

$$\lambda = 4\frac{l_0}{h}.$$

На слици 3.2.30 приказани су основни случајеви за l_0 у складу са *EC 2*.



Слика 3.2.30 Примери различитих ефективних висина стубова у складу са *EC 2*

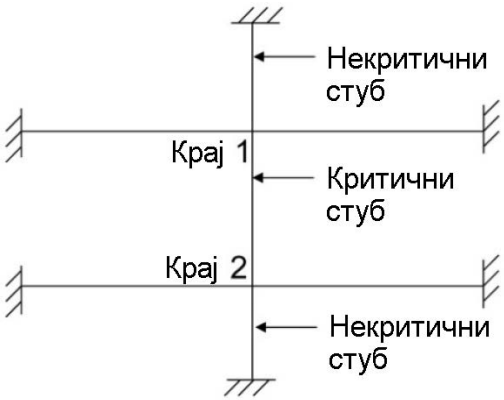
Релативне флексибилности ротационих „опруга" на крајевима стуба (као на слици 3.2.30, случајеви f) и g)) могу бити израчунате као:

$$k = \frac{\theta}{M}\frac{EI}{l} \tag{3.31}$$

где је:

- θ ротација еластичног уклештења услед момента савијања M;
- EI крутост на савијање притиснутог елемента, и
- l чиста висина стуба притиснутог елемента између уклештених крајева.

Ефективна висина стуба у раму (видети слику 3.2.31) различита је за рамове са укруђењем или без њега.



Слика 3.2.31 Одређивање ефективне висине стуба

За рамове са укруђењем:

$$l_0 = 0{,}5l\sqrt{(1+\frac{k_1}{0{,}45+k_1})(1+\frac{k_2}{0{,}45+k_2})} \tag{3.32}$$

За рамове без укруђења, веће од:

$$l_0 = l\sqrt{(1+10\frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2})} \quad \text{и} \quad l_0 = l(1+\frac{k_1}{1+k_1})(1+\frac{k_2}{1+k_2}) \tag{3.33}$$

Вредности k_1 и k_2 јесу релативне крутости опруга на крајевима стубова, док је l чиста висина стуба између укрућења на крају.

Упрошћена претпоставка у складу са *поглављима 5.8 и 5.8.3.2 (EC 2)* јесте да се допринос суседних „некритичних" стубова крутости опруге занемари (ако је тај допринос позитиван, тј. повећава ограничење). Осим тога, за греде за (θ / M) може се претпоставити вредност $(l/2EI)$, узимајући у обзир губитак крутости греде услед прслина.

Под претпоставком да су греде симетричне у односу на стуб и да су њихове димензије исте за два спрата, успостављени су следећи односи:

$$k_1 = k_2 = \frac{(\frac{EI}{l})\text{стуб}}{(\sum\frac{EI}{l})\text{греда}} = \frac{(\frac{EI}{l})\text{стуб}}{(\frac{2 \cdot 2 \cdot EI}{l})\text{греда}} = 0{,}25\chi$$

где је:

$$\chi = \frac{(\frac{EI}{l})\text{стуб}}{(\frac{EI}{l})\text{греда}}.$$

Ефективна дужина стуба l_0 за ову ситуацију може бити дата у табели 3.2.1 као функција од χ.

- Утицаји другог реда могу да се занемаре ако је виткост мања од граничне вредности λ_{lim}.
- У случају двоосног савијања, виткост треба израчунати за Y-правац. Ефекте другог реда треба разматрати само у правцу (или правцима) у којима је λ_{lim} прекорачен.

Табела 3.2.1 Ефективне висине стубова у складу са EC 2

χ или	0 (фиксирани крај)	0,25	0,50	1,00	2,00	∞ (крајња тачка)
$k_1 = k_2$	0	0,0625	0,125	0,25	0,50	1,00
l_0 за стуб са укрућењем	0,50 *l*	0,56 *l*	0,61 *l*	0,68 *l*	0,76 *l*	1,00 *l*
l_0 за стуб без укрућења (веће вредности у два реда)	1,00 *l*	1,14 *l*	1,27 *l*	1,50 *l*	1,87 *l*	∞
	1,00 *l*	1,12 *l*	1,13 *l*	1,44 *l*	1,78 *l*	∞

Стуб је квалификован као „витак", што указује да се ефекти другог реда морају узети у обзир, ако је $\lambda \geq \lambda_{lim}$. Гранична вредност према тачки *5.8.3.1 (EC 2)* јесте следеће:

$$\lambda_{\text{lim}} = \frac{20ABC}{\sqrt{n}} \tag{3.34}$$

где је:

$$A = \frac{1}{(1+0,2\varphi_{ef})},$$

$$B = \sqrt{1+2\omega},$$

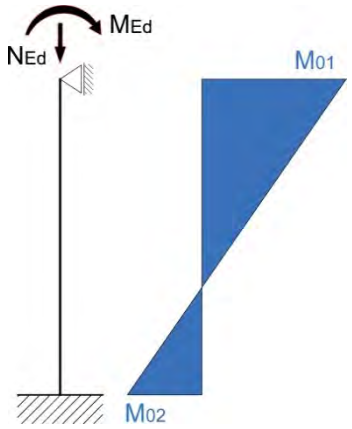
$$C = 1,7 - r_m,$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}},$$

φ_{ef} коефицијент ефективног течења. Ако је непознат, може се претпоставити да је A = 0,7;

$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}}$ механички коефицијент армирања. Ако је непознат, може се усвојити B = 1,1;

$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}}$ однос крајњих момената у разматраном стубу са $|M_{02}| \geq |M_{01}|$ (видети слику 3.2.32). У посебним случајевима може се претпоставити да r_m износи 1,0. Тада је C = 0,7.



Слика 3.2.32 Однос крајњих момената у стубу

Одређивање виткости λ – стуб B2

За дати пример (видети слику 3.2.33) први корак представља одређивање ротационе крутости опруге на крају стуба.

Модули еластичности E_{cm} јесу следећи: за стубове – класа бетона C30/37 E_{cm} = 33 000 MN/m²; за греде – класа бетона C25/30 E_{cm} = 31 000 MN/m².

Момент инерције за 4 m висок стуб B2 јесте:

$$I_{стуб,B2} = \frac{1}{12} \cdot 0,5^4 = 0,0052 \text{m}^4$$

Крутости опруга су:

стуб: $\frac{EI}{l} = \frac{33000 \cdot 0,0052}{4} = 43,0 \text{MNm}$

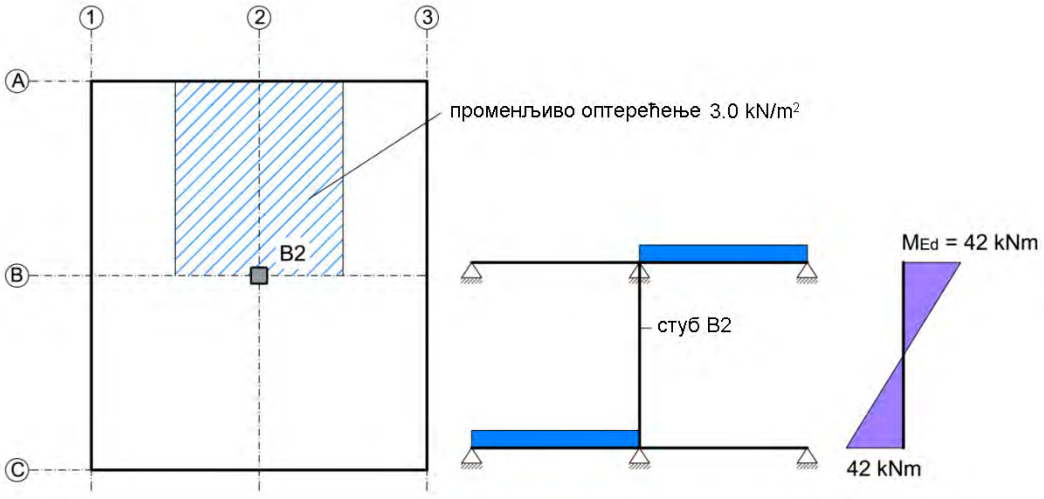
греда: $$\frac{EI}{l} = \frac{31000 \cdot \frac{1}{12} \cdot 6 \cdot 0,21^3}{7,125} = 20,15\,\text{MNm}$$

$$k_1 = k_2 = \frac{(\frac{EI}{l})\text{стуб}}{(\frac{2 \cdot 2 \cdot EI}{l})\text{греда}} = \frac{43,0}{2 \cdot 2 \cdot 20,15} = 0,53$$

$$l_0 = 0,5l\sqrt{(1+\frac{k_1}{0,45+k_1})(1+\frac{k_2}{0,45+k_2})} = 0,5 \cdot 4 \cdot \sqrt{(1+\frac{0,53}{0,98})^2} = 3,1\,\text{m}$$

Стварна виткост стуба

$$\lambda = \frac{3,46 l_0}{h} = \frac{3,46 \cdot 3,1}{0,5} = 22,5$$



Слика 3.2.33 Конфигурација променљивог оптерећења плоче

Гранична виткост стуба

У једначини (3.35) користе се различите вредности A = 0,7, B = 1,1 и C = 0,7. Нормална сила N_{Ed} јесте N_{Ed} = 4384 kN и M_{Ed} = 42 kNm (Поглавље 2).

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} = \frac{4384000}{500^2 \cdot \frac{30}{1,5}} = 0,88$$

Стога:

$$\lambda_{\text{lim}} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7}{\sqrt{0,88}} = 11,5 \quad \Rightarrow \lambda = 22,5 > \lambda_{\text{lim}} = 11,5$$

Како је стварна виткост стуба већа од граничне виткости, утицаји другог реда морају се узети у обзир.

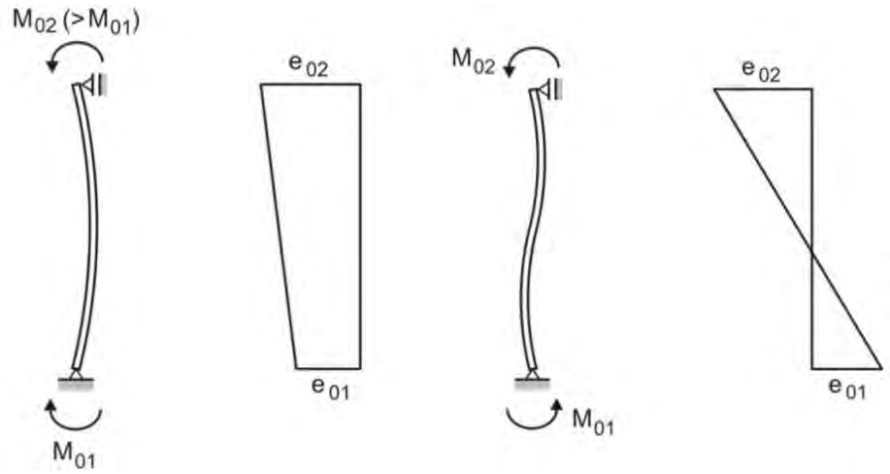
Опште – Метода заснована на називној закривљености

$$M_{tot} = N_{Ed}(e_0 + e_i + e_2) \tag{3.35}$$

Ексцентрицитети првог реда e_{01} и e_{02} јесу различити (слика 3.2.34). На крају стуба може да се користи еквивалентни ексцентрицитет e_0, дефинисан као:

$$e_0 = 0,6e_{02} + 0,4e_{01} \geq 0,4e_{02}\,. \tag{3.36}$$

Ако e_{01} и e_{02} имају исти знак (слика 3.2.34 лево), закривљеност се повећава. У супротном, имали би различите знакове. Ипак, претпоставља се да је $|e_{02}| \geq |e_{01}|$.



Слика 3.2.34 Утицаји ексцентрицитета првог реда e_{01} и e_{02}

Ексцентрицитет e_i услед имперфекције следи из поглавља *5.2 (7) – EC 2.*

$$e_i = \theta_i \frac{l_0}{2} \tag{3.37}$$

где је:

l_0 ефективна висина стуба за разматрану осу;

$\theta_i = \theta_0 \alpha_h \alpha_m$ у складу са *EC 2;*

$\theta_0 = \frac{1}{200}$ [rad] основна вредност;

$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}}; \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1$ смањена вредност за висину;

$\alpha_m = \sqrt{0,5(1+\frac{1}{m})}$ редукциона вредност за број елемената зграде, и

m број вертикалних елемената који се захтевају за укупни утицај.

Ексцентрицитет другог реда e_2 следи из израза:

$$e_2 = K_\varphi K_r \frac{l_0^{\,2}}{\pi^2} \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45d} \tag{3.38}$$

где је:

$$K_\varphi = 1 + (0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150})\varphi_{ef} \geq 1,0 \quad \text{и} \quad K_r = \frac{n_{ud} - n_{Ed}}{n_{ud} - n_{bal}} \leq 1,0.$$

и

$$\varphi_{ef} = (\frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}})\varphi_{\infty,t}.$$

где је:

$\varphi_{\infty,t} = 2$ or 3 крајњи коефицијент течења;

$\frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}}$ однос сталног оптерећења и прорачунског оптерећења.

Момент савијања који обухвата утицаје другог реда

$$e_0 = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{42}{4384} = 0,010\,\text{m} = 10\,\text{mm}$$

За e_0 треба да буде узето барем максимално од {l_0 / 20, b / 20 или 20 mm}. Тако да максимална вредност e_0 износи:

$$e_0 = \frac{b}{20} = \frac{500}{20} = 25\text{mm}.$$

$$\theta_0 = \frac{1}{200}; \quad \alpha_h = \frac{2}{\sqrt{4}} = 1; \quad \alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot (1 + \frac{1}{1})} = 1 \quad \Rightarrow \quad \theta_0 = \frac{1}{200} \cdot 1 \cdot 1 = 0,005$$

$$e_i = 0,005 \cdot \frac{4000}{2} = 10\text{mm}$$

$$\varphi_{ef} = \frac{0,3 \cdot 2}{1,5 \cdot 2} \cdot 2 = 0,4$$

$$K_\varphi = 1 + (0,35 + \frac{30}{200} - \frac{22,1}{150}) \cdot 0,4 = 1,14$$

$$n_{ud} = 1 + \frac{\rho f_{yd}}{f_{cd}} = 1 + \frac{0,03 \cdot 435}{20} = 1,65$$

Процењена вредност коефицијента армирања износи ρ = 0,03.

$$n_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} = \frac{4384000}{500^2 \cdot 20} = 0,88$$

n_{bal} = 0,4 за бетон класа до C50/60

$$K_r = \frac{1,65 - 0,88}{1,65 - 0,4} = 0,62$$

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{\frac{500}{1{,}15}}{200000} = 2{,}17 \cdot 10^{-3}$$

$$e_2 = 1{,}14 \cdot 0{,}62 \cdot \frac{3200^2}{\pi^2} \cdot \frac{2{,}17 \cdot 10^{-3}}{0{,}25 \cdot 454} = 14\,\text{mm}$$

$$M_{tot} = 4384 \cdot (25 + 10 + 14) \cdot 10^{-3} = 214{,}82\,\text{kNm}$$

Арматура стуба

За арматуру стуба, користи се интеракциони дијаграм за симетрични армирани правоугаони попречни пресек. Дијаграм важи за челик за армирање са f_{ck} = 500 N/mm².

$$\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{bh^2 f_{cd}} \tag{3.39}$$

$$v_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{bhf_{cd}} \tag{3.40}$$

$$\mu_{Ed}\,; v_{Ed} \Rightarrow \omega_{tot} \Rightarrow A_{s,tot} = A_{s1} + A_{s2} = \omega_{tot} \frac{bh}{\frac{f_{yd}}{f_{cd}}} \tag{3.41}$$

$$\mu_{Ed} = \frac{214{,}82 \cdot 10^6}{500^3 \cdot \frac{30}{1{,}5}} = 0{,}086; \quad v_{Ed} = \frac{-4384 \cdot 10^3}{500^2 \cdot \frac{30}{1{,}5}} = -0{,}877$$

За силу притиска $N_{Ed,}$ конвенционално се користи "-".

$$\frac{d_1}{h} = \frac{46}{500} = 0{,}092 \approx 0{,}10 \Rightarrow \omega_{tot} = 0{,}20$$

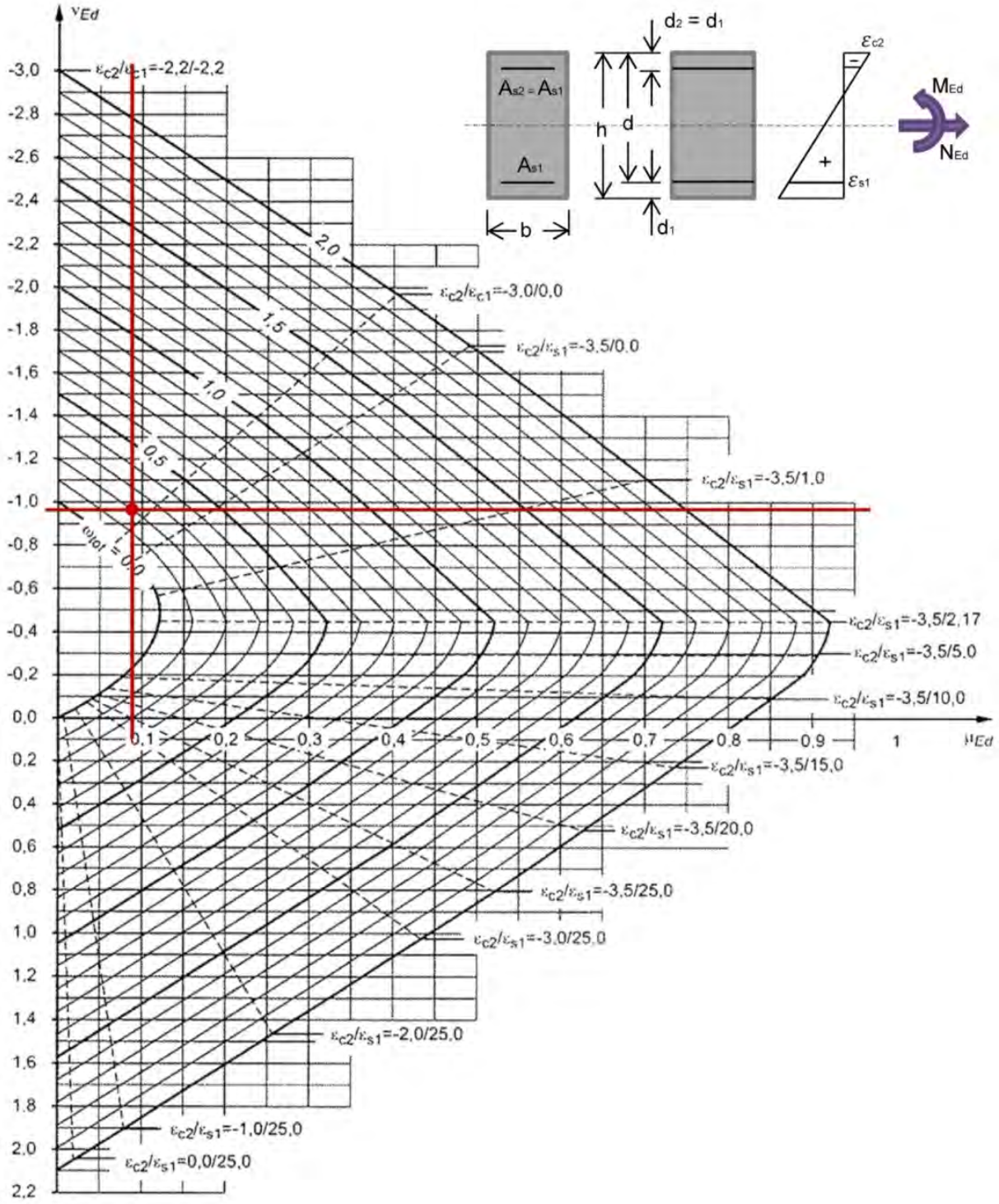
Тако да дијаграм (слика 3.2.35) са односом d_1 / h = 0,10 може да се користи.

$$A_{s,tot} = A_{s1} + A_{s2} = 0{,}20 \cdot \frac{500^2}{\frac{435}{20}} = 2299\ \text{mm}^2 \rightarrow \text{нпр. } 8\phi20 = 2513\ \text{mm}^2$$

Максималне и минималне површине су следеће:

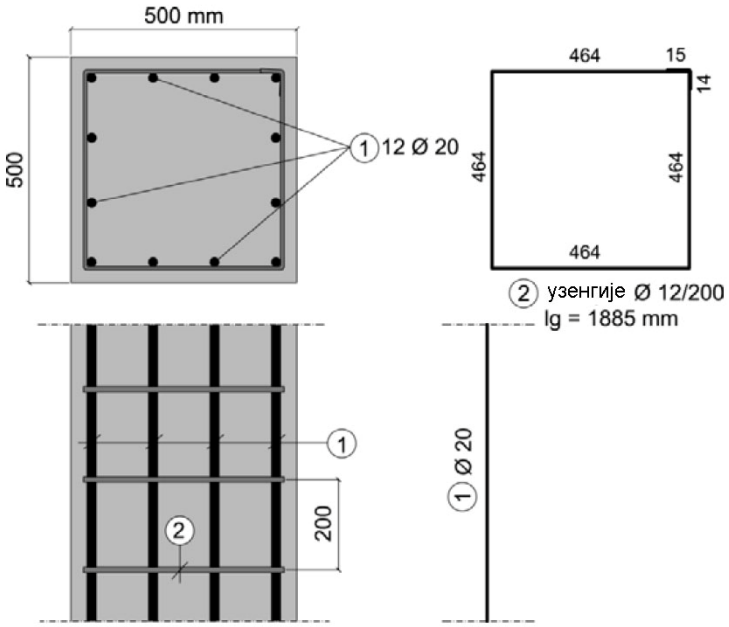
$$A_{s,\min} = \frac{0{,}10 N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0{,}10 \cdot 4384000}{\frac{500}{1{,}15}} = 1008\ \text{mm}^2 \qquad A_{s,\max} = 0{,}04 A_c = 0{,}04 \cdot 500^2 = 10000\,\text{mm}^2$$

Прорачун арматуре стуба спроведен је за најнеповољнији правац. Момент савијања у другом правцу само је незнатно мањи (слика 3.2.32). Према томе, без даљег израчунавања, у другом правцу се такође користи 8ϕ20, што доводи до конфигурације арматуре на слици 3.2.36.



Слика 3.2.35 Интеракциони дијаграм – двоструко симетрични армирани правоугаони попречни пресек *(Zilch and Zehetmaier, 2010)*

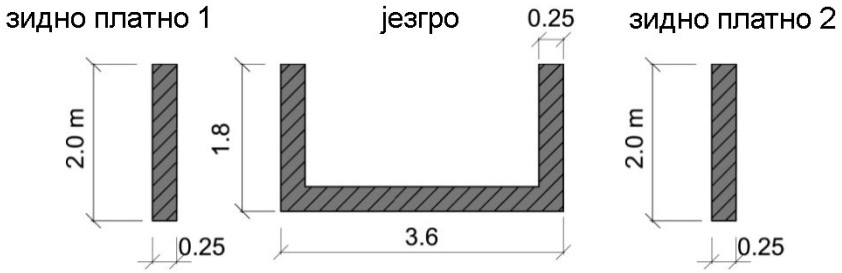
На слици 3.2.36 приказан је попречни пресек стуба са арматуром.



Слика 3.2.36 Изглед армираног стуба B2

3.2.2.5 Прорачун зидних платна

Стабилност зграде обезбеђена је са два зидна платна (по једно на сваком крају зграде у осама B1 и B6) и централним језгром између оса B7 и B8 (видети слику 3.2.1). Димензије зидних платна дате су на слици 3.2.37.



Слика 3.2.37 Димензије зидних платна и језгра

Моменти инерције око тежишне осе паралелне X-оси јесу следећи:

$I_x = (0{,}25 \cdot 2{,}03)/12 = 0{,}167\ \text{m}^4$ за зидна платна 1 и 2;

$I = 0{,}497\ \text{m}^4$ за централно језгро.

Допринос зидног платна 1 укупној вредности је следећи:

$$\frac{0{,}167}{(2 \cdot 0{,}167 + 0{,}497)} = 0{,}20 \quad (20\%)$$

Утицаји другог реда

Ако су утицаји другог реда мањи од 10% од момената првог реда, они се могу занемарити (*поглавље 5.8.2(6) EC2*). Алтернативно,у складу са поглављем *5.8.3.3*, за системе укрућења без значајне деформације услед смицања утицаји другог реда могу да се занемаре ако је:

$$F_{V,Ed} \le k_1 \frac{n_s}{n_s + 1{,}6} \frac{\sum E_{cd} I_c}{L^2} \tag{3.42}$$

где је:

$F_{V,Ed}$ укупно вертикално оптерећење (за укрућене елементе и елементе за укрућење);

n_s број спратова;

L укупна висина згаде изнад њеног уклештења у темељ;

E_{cd} прорачунски E-модул за бетон, $E_{cd} = E_{cm} / \lambda_{cE}$, $\lambda_{cE} = 1{,}2$, и

I_c момент инерције елемената за укрућење.

Предложена вредност коефицијента k_1 јесте k_1 =0,31 ако је пресек са прслинама, а дупло већи ако је без прслина. За зидна платна примењују се следећа оптерећења (видети Поглавље 2): максимални момент M_y = 66,59 kNm са одговарајућом нормалном силом N = –2392,6 kN.

$$\sigma_N = \frac{N}{A} = \frac{-2{,}392}{(2 \cdot 0{,}25)} = 4{,}78 \text{MN/m}^2$$

$$\sigma_M = \frac{M}{W} = \frac{-0{,}06659}{0{,}1667} = 0{,}40 < 4{,}78 \text{ MN/m}^2$$

где је $W = bh^2/6 = (0{,}25 \cdot 2{,}0^2)/6 = 0{,}166\,7$ m^3. Зидно платно остаје у потпуности без прслина тако да се за коефицијент k_1 може узети $k_1 = 2 \cdot 0{,}31 = 0{,}62$ у складу са *тачком 5.8.3.3 (2) – EC 2.*

Глобални утицаји другог реда целе зграде

Под претпоставком да се разматра зграда која има приземље и пет спратова, укупна инерција зидних платна је $I_c = (2 \cdot 0{,}167 + 0{,}497) = 0{,}83$ m^4. Применом *тачке 5.8.3.3 – EC 2*

$$F_{V,Ed} \le 0{,}62 \cdot \frac{6}{6 + 1{,}6} \cdot \frac{\frac{33 \cdot 10^6}{1{,}2} \cdot 0{,}83}{19^2} = 30961 \text{ kN}$$

Под претпоставком да је 30% променљивог оптерећења стално, јединично оптерећење по спрату је q_{Ed} = 9,75 + 0,3·2·1,5 = 10,65 kN/m². Укупна површина за оптерећење по спрату је 30·14,25 = 427,5 m² тако да се укупно оптерећење по спрату може проценити на 10,65·427,5 = 4553 kN. За зграду која има приземље и пет спратова $F_{V,Ed}$ може приближно да се израчуна као:

$$F_{V,Ed} = 6553 \cdot 6 = 27318 \text{ kN} < 30961 \text{ kN}$$

Уколико је услов испуњен, утицаји другог реда могу да се занемаре.

За укупно извијање у X-правцу допринос спољашњих зидних платна може да се занемари, а централно C језгро се разматра. Пресек централног C језгра има момент инерције око Y-осе $I_y = (1{,}8 \cdot 3{,}6^3 - 1{,}55 \cdot 3{,}10^3)/12 = 3{,}15$ m^4. Под претпоставком строже вредности k_1 = 0,31 добија се (0,31·3,15)=0,98 > (0,62·0,83) = 0,51: услов је тада задовољен и у X-правцу.

Верификиција помоћу коефицијента повећања момента

Друга могућност провере да ли треба узети у обзир утицаје другог реда јесте да се одреди коефицијент повећања момента (*тачка 5.8.7.3 EC 2).* Упрошћени израз (5.30) може се дати као:

$$M_{Ed} = \frac{M_{0Ed}}{1-\frac{N_{Ed}}{N_B}} = f\,M_{0Ed} \tag{3.43}$$

где је:

$f = \frac{1}{1-\frac{N_{Ed}}{N_B}}$ коефицијент повећања момента;

$N_B = \frac{\pi^2 EI}{(1{,}12l)^2}$ Ојлерова аксијална сила извијања.

N_{Ed} је укупна аксијална сила $F_{V,Ed}$ = 27318 kN. За $f \leq 1{,}1$ добија се:

$$\frac{N_{Ed}}{N_B} \leq 0{,}091 \tag{3.44}$$

Заменом у претходним односима, добија се:

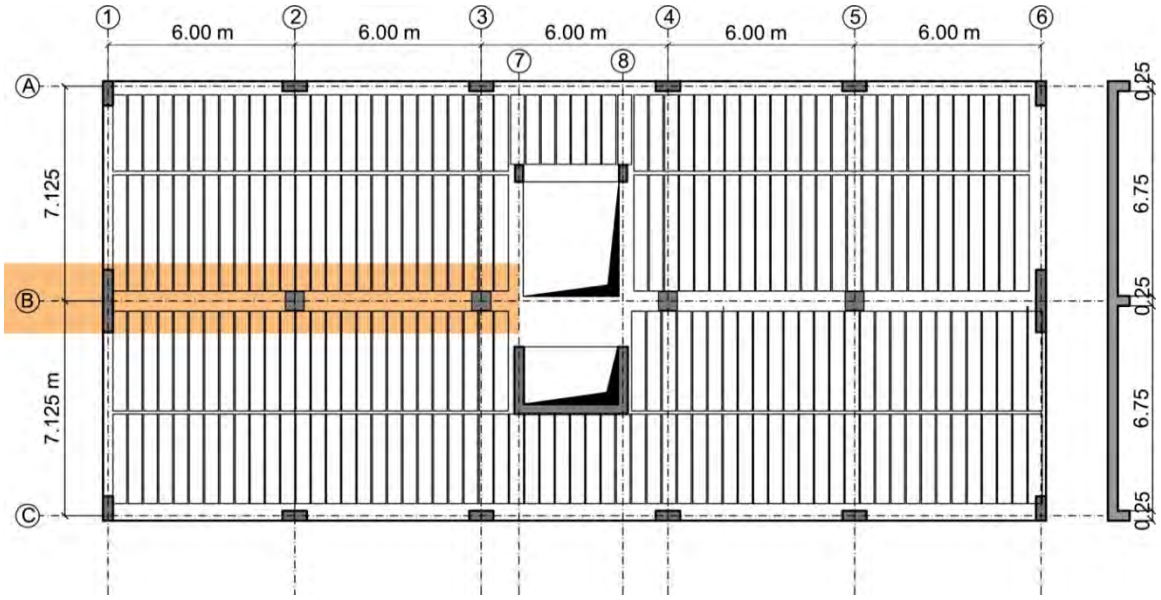
$$l\sqrt{\frac{F_{V,Ed}}{EI}} \leq 0{,}85 \qquad \frac{19}{10^3}\cdot\sqrt{\frac{27318}{\frac{33}{1{,}2}\cdot 0{,}83}} = 0{,}66 < 0{,}85 \tag{3.45}$$

Претпоставка да је попречни пресек без прслина тачна је зато што је задовољен услов у једначини (3.44). Треба да буде обезбеђена минимална арматура $A_{S,v,min}$.

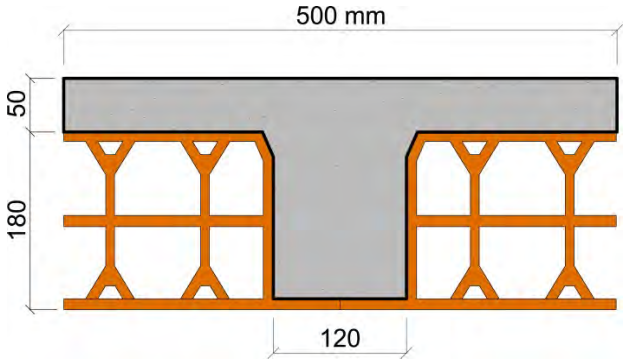
3.2.3. Плоче са уграђеним елементима

Поглед одозго на плочу са уграђеним елементима за осветљење приказан је на слици 3.2.38. Носеће греде леже на осама A, B и C, а плоча се простире у попречном правцу између њих. Пресек глинених елемената за осветљење приказан је на слици 3.2.39. Глинени елементи се користе као трајна оплата.

Горња бетонска плоча у попречном пресеку има дебљину 50 mm. Лака арматура се примењује у попречном правцу на средњој дубини. Са горње стране бетонске плоче углавном се наноси пенасти или полистиренски бетон, у који су уграђене цеви за грејање и електричну енергију, а са доње стране се пројектује завршни слој глине (такође видети слику 3.2.39). Због тих заштитних слојева, заштитни слој бетона може бити мали (при чему је углавном регулисан критеријумима приањања), а класе средине X2-X3, које се иначе користе као општа основа за пројектовање, не примењују се.



Слика 3.2.38 Изглед основе плоче са уграђеним елементима



Слика 3.2.39 Попречни пресек плоче са елементима за осветљење

3.2.3.1 Арматура за савијање – греда осе B

Средњи распон

Прорачунски моменти савијања у средњем распону и на унутрашњим ослонцима (тачка пресека оса B и 2) јесу M_{Ed} = 177,2 kNm и M_{Ed} = 266 kNm, респективно.

У средњем распону ефективна ширина b_{eff} износи (*тачка 5.3.2.1 EC2*):

$$b_{eff} = \Sigma b_{eff,i} + b_w \quad \text{где је } b_{eff,i} = 0{,}2b_i + 0{,}1l_0$$

Са $l_0 = 0{,}85l_1 = 0{,}85 \cdot 6\,000 = 5\,100$ mm, $b_w = 250$ mm и $b_i = 7125/2 = 3\,562$ mm добија се $b_{eff} = 2\,695$ mm.

За максимални момент савијања у средњем распону M_{Ed} = 177,2 kNm

$$\frac{M_{Ed}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{177{,}2 \cdot 10^6}{2695 \cdot 375^2 \cdot 16{,}7} = 0{,}0287$$

Са дијаграма на слици 3.2.7, $z = 0{,}98d = 367$ mm. Површина затегнуте арматуре износи:

$$A_{sl} = \frac{M_{Ed}}{zf_{yd}} = \frac{177,2 \cdot 10^6}{0,98 \cdot 375 \cdot 435} = 1108\,\text{mm}^2$$

Одговарајуће су четири шипке ϕ20 = 1 256 > 1 108 mm².

На слици 3.2.40 приказан је попречни пресек ребрасте плоче са уграђеним елементима у средњем распону.

Унутрашњи ослонац

На средњем ослонцу B-2 ефективна ширина се поново израчунава на следећи начин:

$b_{eff} = \Sigma b_{eff,i} + b_w$ са $b_{eff,i} = 0,2b_i + 0,1l_{0.}$

Овде је:

$l_0 = 0,15(l_1 + l_2) = 0,15(6\,000 + 6\,000) = 1\,800$ mm

тако да:

$b_{eff} = 0,2 \cdot 3\,562 + 0,1 \cdot 1\,800 = 892$ mm.

Ово резултира ефективном ширином:

$b_{eff} = 2 \cdot 892 + 250 = 2\,035$ mm.

Прво се проверава да ли се захтева притиснута арматура. Вредност K је следећа:

$$K = \frac{M_{Ed}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{266 \cdot 10^6}{250 \cdot 375^2 \cdot 16,7} = 0,45 > 0,295$$

Дакле, притиснута арматура је заиста неопходна. Параметар *(d-d')* представља растојање између притиснуте и затегнуте арматуре. Арматура A_{sc} добија се из:

$$A_{sc} = \frac{(K - K_{bal}) f_{cd} bd^2}{f_{yd}(d - d')} \tag{3.46}$$

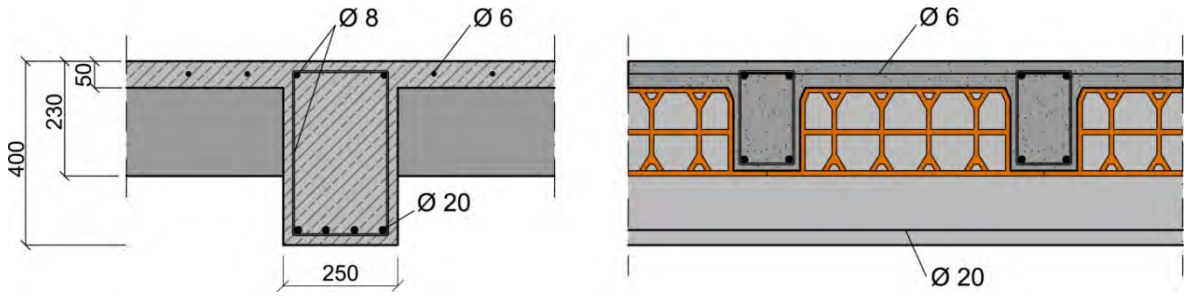
$$A_{sc} = \frac{(0,45 - 0,295) \cdot 16,7 \cdot 250 \cdot 375^2}{435 \cdot (375 - 30)} = 605\,\text{mm}^2$$

Тада је затегнута арматура:

$$A_{st} = \frac{K_{bal} f_{cd} bd^2}{f_{yd} z_{bal}} + A_{cs} \tag{3.47}$$

$$A_{st} = \frac{0,295 \cdot 16,7 \cdot 250 \cdot 375^2}{435 \cdot 0,82 \cdot 375} + 605 = 1899\,\text{mm}^2$$

Ова арматура може бити распоређена преко ефективне ширине b_{eff} = 2035 mm. То значи да је одговарајуће следеће: 10 шипки ϕ16 = 10·201 = 2 010 mm². Шипке могу бити распоређене преко ефективне ширине.



Слика 3.2.40 Попречни пресек носеће греде, оса B, у средњем распону 2 (слика лево) и плоче са уграђеним елементима поред носеће греде B (слика десно)

3.2.3.2 Арматура за савијање за плоче са уграђеним елементима

Попречни пресек пода приказан је на слици 3.2.39. Равномерно распоређено оптерећење на плочи састоји се од компонената „мртвог оптерећења" G_1 = 2,33 kN/m² и G_2 = 3,0 kN/m². Променљиво оптерећење износи 2,0 kN/m². Прорачунско оптерећење је:

$$Q_{Ed} = 1{,}3\cdot(2{,}33 + 3{,}0) + 1{,}5\cdot 2{,}0 = 9{,}93 \text{ kN/m}^2.$$

За јединичну ширину плоче, момент савијања на унутрашњем ослонцу (B) јесте M_{Ed} = 63,0 kNm/m, и у средњем распону M_{Ed} = 39,2 kNm/m (слика 3.2.41).

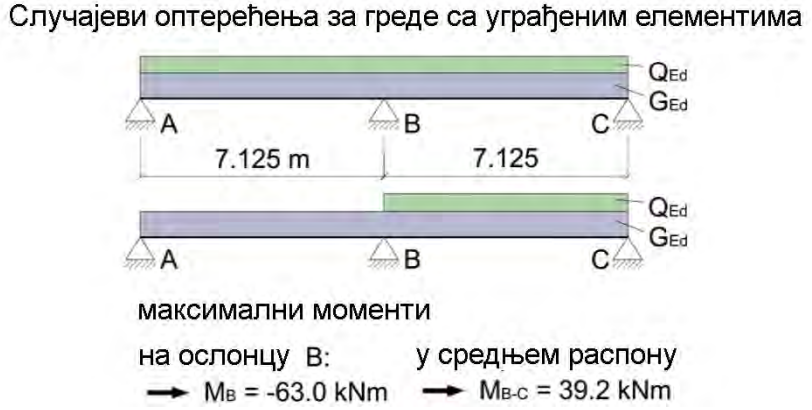
Средњи распон

$$K = \frac{M_{Ed}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{39{,}2\cdot 10^6}{1000\cdot 197^2\cdot 16{,}7} = 0{,}065 < 0{,}295$$

Крак унутрашњих сила је 0,97d = 0,97·197=191 mm, а површина затегнуте арматуре за савијање јесте следећа:

$$A_{sl} = \frac{M_{Ed}}{z f_{yd}} = \frac{39{,}2\cdot 10^6}{191\cdot 435} = 472 \text{mm}^2/\text{m}$$

Ово значи, по ребру 472/2= 235 mm² илу 2 шипке ϕ12 mm = 226 mm² (прихватљива је 4% нижа вредност зато што није примењена прерасподела момента).



Слика 3.2.41 Прорачунски момент савијања на унутрашњем ослонцу и средњем распону – равномерно оптерећена греда са уграђеним елементима за осветљење

Унутрашњи ослонац

Пошто се може сматрати да ослонац омогућава ограничено спречавање ротације, у складу са *тачком 5.3.2.2(4) – EC2* теоријски момент се може смањити да би се узела у обзир расподела реакције преко ширине ослонца.

Прорачунска реакција ослонца је $F_{Ed,sup}$ = 1,25 x 9,93 x 7,125 = 88,5 kN/m

Смањење момента је $\Delta M_{Ed} = F_{Ed,sup} t /8 = 88,5 \cdot 0,25/8 = 2,76$ kN/m, тако да је момент M_{Ed} = 63,0 – 2,76 = 60,2 kNm/m.

Прво се проверава да ли је притиснута арматура неопходна:

$$K = \frac{M_{Ed}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{60,2 \cdot 10^6}{240 \cdot 190^2 \cdot 16.7} = 0,417 > 0,295$$

Значи, притиснута арматура се захтева:

$$A_{sc} = \frac{(K - K_{bal}) f_{cd} bd^2}{f_{yd}(d - d')} = \frac{(0,417 - 0,295) \cdot 16.7 \cdot 240 \cdot 190^2}{435 \cdot (190 - 30)} = 253 \text{ mm}^2$$

То је по ребру 253/2 = 127 mm² или 2 шипке ϕ10mm = 156 mm².

Затегнута арматура износи:

$$A_{st} = \frac{K_{bal} f_{cd} bd^2}{f_{yd} z_{bal}} + A_{sc} = \frac{0,295 \cdot 16,7 \cdot 240 \cdot 190^2}{435 \cdot 0,82 \cdot 190} + 253 = 882 \text{ mm}^2$$

То је по ребру 882/2 = 441 mm² или 2 шипке ϕ18 = 508 mm². Примена ове арматуре ограничена је на ширину ребра, јер се не може сместити у горњу танку плочу (50 mm) због присуства попречне арматуре (видети даљи текст).

Арматура за савијање за плоче са уграђеним елементима

На слици 3.2.39 чист распон горње плоче од 50 mm између ребара износи 380 mm. Прорачунско оптерећење по квадратном метру износи:

Q_{Ed} = 1,3·(1,2 + 3) + 1,5·2=8,5 kN/m².

Прорачунски момент савијања на уклештеном крајњем ослонцу је следећи:

$$M_{Ed} = (1/12) l^2 Q_{Ed} = (1/12) \cdot 0,38^2 \cdot 8,5 = 0,10 \text{ kNm/m}$$

$$K = \frac{M_{Ed}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{0,10 \cdot 10^6}{1000 \cdot 25^2 \cdot 16,7} = 0,01$$

Крак унутрашњих сила је z = 0,99d = 0,99·25 = 24,7 mm, док је захтевана подужна арматура дата изразом:

$$A_{sl} = \frac{M_{Ed}}{z f_{yd}} = \frac{0,1 \cdot 10^6}{24,7 \cdot 435} = 9 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Практична арматура направљена од ортогоналне мреже шипки ϕ6-200 mm, која се примењује на средњој висини плоче, више је него довољна.

3.2.3.3 Носивост на смицање

Носећа греда у оси B

У оси носеће греде, поред средњег ослонца (оса 2) максимална сила смицања јесте V_{Ed} = 270,73 kN (видети поглавље 2). У главном пресеку на растојању d од ослонца ова вредност се смањује на $V_{Ed,red}$ = 240 kN. Ако је то веће од $V_{Rd,c}$ (видети једначину 3.18) захтева се арматура за смицање. Овде је:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{360}} = 1{,}74$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{bd} = \frac{2010}{250 \cdot 360} = 0{,}022 \le 0{,}02$$

$$V_{Rd,c} = 0{,}12 \cdot 1{,}74 \cdot (100 \cdot 0{,}02 \cdot 16{,}7)^{1/3} 250 \cdot 360 \cdot 10^{-3} = 69\,\text{kN}$$

мање од прорачунске силе смицања која је 270,73 kN: мора се обезбедити арматура за смицање. Под претпоставком да је угао нагиба $\cot\theta$ = 2.5, захтевана арматура за смицање добија се из једначине 3.19.

$$V_{Rd,s} = V_{Ed} \quad \Rightarrow \quad \frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{z f_{ywd} \cot\Theta}$$

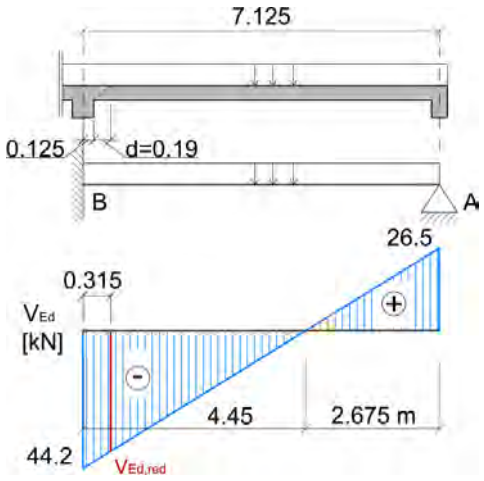
$$a_{sw} = \frac{A_{sw}}{s} = \frac{240 \cdot 1000}{0{,}82 \cdot 375 \cdot 435 \cdot 2{,}5} = 0{,}72\,\text{mm}^2/\text{mm}$$

Одговарајуће узенгије су ϕ10/175 mm (0,89 mm² / mm).

Носећа ребра са уграђеним елементима

Максимална сила смицања у ребрима следи са слике 3.2.42. $V_{Ed,red}$ на растојању d (=190 mm) од ивице ослоначке греде (такође видети слику 3.2.42) јесте:

$$\frac{44{,}2}{4{,}45} = \frac{V_{Ed,red}}{(4{,}45 - 0{,}19 - 0{,}125)} \Rightarrow V_{Ed,red} = 41{,}1\,\text{kN}.$$



Слика 3.2.42 Расподела сила смицања дуж ребра плоче са уграђеним елементима за осветљење

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}}] b_w d$$

где је:

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

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \le 2,0 \qquad k = 1 + \sqrt{\frac{200}{190}} = 2,02 > 2,0 \rightarrow k = 2,0$$

$$V_{Rd,c} = [0,12 \cdot 2,0 \cdot (100 \cdot 0,02 \cdot 25)^{\frac{1}{3}}] \cdot 240 \cdot 190 \cdot 10^{-3} = 40,2 \text{kN}$$

$$V_{Rd,c} = 40,2 \text{kN} < V_{Ed,red} \approx 41,1 \text{kN} \quad \Rightarrow$$

Ова вредност која је за 2% мања од прорачунске вредности смицања може се свесно занемарити. Да би се плоча са уграђеним елементима за осветљење формално сматрала плочом, правило у *тачки 5.3.1(6)* (*„Обезбеђена су попречна ребра на чистом растојању које није веће од десетоструке укупне дебљине плоче")* прописује растојање од 10·230 = 2 300 mm. Једно попречно ребро је, заправо, обезбеђено на растојању од 7,125/2 = 3,56 > 2,30 m, тако да је пожељно да се обезбеде два ребра на удаљености од 7,125/3 = 2,38 ≅ 2,30 m.

Плоча са уграђеним елементима

Прорачунски напон смицања на уклештеним крајевима износи

v_{Ed} = (0,190·8 460)/(1 000·25) = 0,06 N/mm², далеко испод $v_{Rd,c}$.

3.3 Гранична стања употребљивости

3.3.1. Угиб према SLS – опште

Провера угиба може да се спроведе:

- прорачуном, или
- помоћу табеларних вредности.

3.3.1.1 Провера угиба прорачуном

За однос распон–статичка висина који је мањи од 7,5 m потребна су следећа ограничења без даљих провера у складу са *поглављем 7.4.2 (EC 2)*.

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \quad \text{ако је } \rho \le \rho_0 \tag{3.48}$$

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \quad \text{ако је } \rho > \rho_0 \tag{3.49}$$

где је:

l/d гранични однос распон/статичка висина;

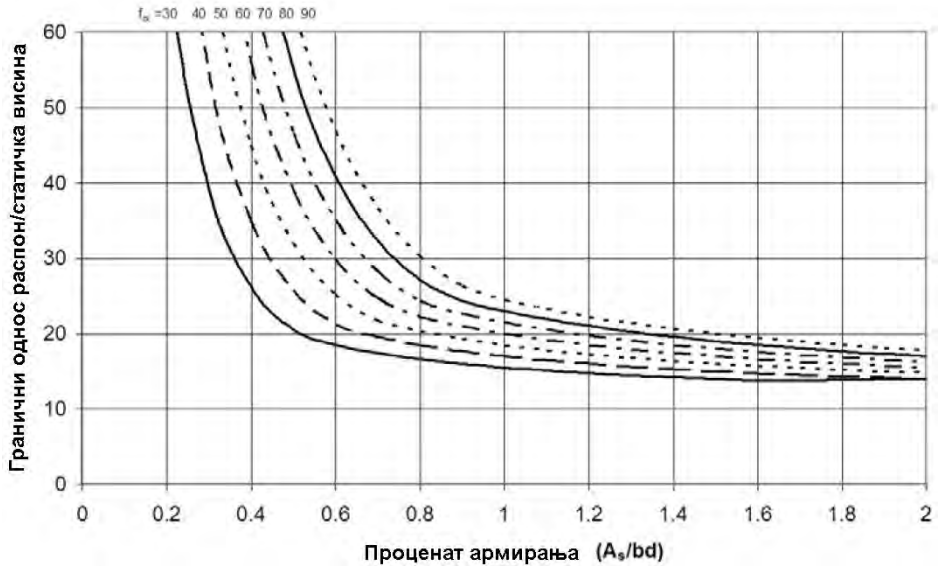
K коефицијент којим се узимају у обзир различити конструкцијски системи;

ρ_0 референтни коефицијент армирања $= \sqrt{f_{ck}} \cdot 10^{-3}$,

ρ захтевани коефицијент армирања затегнутом арматуром у средини распона за момент услед прорачунских оптерећења (за конзоле у ослонцу), и

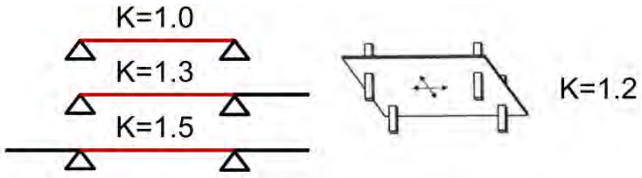
ρ' захтевани коефицијент армирања притиснутом арматуром у средини распона за момент услед прорачунских оптерећења (за конзоле у ослонцу).

На слици 3.3.2 приказани су претходни изрази у графичком облику, уз претпоставку да је K = 1.



Слика 3.3.1 Израз 7.16a/b у *EC 2*

Изрази (3.49) и (3.50) заснивају се на више различитих претпоставки (период оптерећења, време уклањања оплате, температура, влажност, утицаји течења) и представљају конзервативни приступ. Коефицијент K зависи од статичког система конструкције – слика 3.3.1.



Слика 3.3.2 Коефицијент *K* који зависи од статичког система

Изрази су изведени за претпостављени напон у челику за армирање за напон средњег распона σ_s = 310 N/mm². σ_s се мора вредновати за комбинацију квазисталног оптерећења. Ако се примени други ниво напона или ако је обезбеђено више арматуре од захтеване минималне, вредности добијене из израза (3.49) и (3.50) могу се помножити следећим фактором:

$$\frac{310}{\sigma_s} = \frac{500}{\dfrac{f_{yk} A_{s,req}}{A_{s,prov}}} \qquad (3.50)$$

Постоје правила за распоне веће од 7,5 m у поглављу *7.4.2 (EC 2):*

- За греде и плоче (осим равне плоче) са распонима већим од 7 *m*, које носе преградне зидове подложне оштећењу услед превеликих угиба, вредности *l/d* дате у изразу *(7.16) у EC 2* треба да се помноже са $7/l_{eff}$ (l_{eff} у метрима).
- За равне плоче без капитела чији већи распон не прелази 8,5 *m*, које носе преградне зидове подложне оштећењу услед превеликих угиба, вредности *l/d* дате у изразу *(7.16) у EC 2* треба да се помноже са $8,5/l_{eff}$.

3.3.1.2 Табеларне *K* вредности и основни односи (*l/d*)

У табели 3.3.1 дате су *K* вредности (*израз 7.16 – EC 2*), које одговарају другачијем конструкцијском систему и граничним вредностима виткости (*l/d)* за релативно висок (ρ = 1,5%) и низак (ρ = 0,5%) коефицијент армирања подужном арматуром у средњем распону. Ове вредности, израчунате су за бетон квалитета C30/37 и σ_s = 310 N/mm², и задовољавају граничне вредности угиба дате у поглављу *7.4.1 (4) и (5) у EC 2.*

Табела 3.3.1 Табеларне вредности за *l/d*

Конструкцијски систем	Коефицијент *K*	*l/d*	
		ρ = 1,5%	**ρ = 0,5%**
Слободно ослоњена плоча/греда	1,0	14	20
Крајње поље	1,3	18	26
Унутрашње поље	1,5	20	30
Равна плоча	1,2	17	24
Конзола	0,4	6	8

3.3.1.3 Плоча на гредама

За прорачун према ULS преношење оптерећења на носеће греде претпостављено је на приближан начин који је приказан на слици 3.2.18. То води расподели арматуре за савијање као што је приказано на слици 3.2.19. Ради контроле угиба трака се протеже између средњих греда на осама 1 и 2, са захтеваном арматуром од 0,44% (на левој страни слике 3.2.19 која се протеже слева надесно). У случају плоче која је носећа у два правца, провера се мора извршити на основу краћег распона (*l* = 6,00 m) и одговарајуће арматуре.

У складу са *EC 2, поглавље 7.4.2,* однос распон/статичка висина *l/d* треба да задовољи израз *7.16a (*видети и израз 3.49 у овом извештају).

Под претпоставком да је $A_{s,req} = A_{s,prov,}$ f_{ck} = 25 MPa, $\rho_0 = 10^{-3}\sqrt{f_{ck}} = 0{,}005$ ρ = 0,0044 и *K* = 1,3 (крајњи распон):

$$\frac{l}{d} = 1{,}3 \cdot [11 + 1{,}5 \cdot \sqrt{25} \cdot \frac{0{,}5}{0{,}44} + 3{,}2 \cdot \sqrt{25} \cdot (\frac{0{,}5}{0{,}44} - 1)^{3/2}] = 1{,}3 \cdot [11 + 8{,}5 + 0{,}80] = 26{,}4$$

Овај однос важи за задати напон у челику σ_s = 310 MPa. Контрола угиба се врши за услове квазисталног оптерећења када је укупно оптерећење ($G_1 + G_2 + \psi_2 Q_k$) = 4,5 + 3,0 + 0,3·2 = 8,1 kN/m^2. За разлику од ULS услова, у SLS условима променљиво оптерећење присутно је на оба распона, тако да је момент савијања M_{Ek} = 8,1·6,0^2/14,2 = 20,5 kNm/m, док је M_{Ed} = 36,95 kNm. Будући да се дубина неутралне осе не разликује толико у ULS и SLS условима, напон у челику за квазистално оптерећење) може се претпоставити као:

$$\sigma_s = \frac{M_{Ek}}{M_{Ed}} f_{yd} = \frac{20{,}5}{36{,}95} \cdot 435 = 241\,\text{MPa}$$

Стога се дозвољени однос *l/d* може повећати до:

$$\frac{l}{d} = \frac{310}{241} \cdot 26{,}4 = 33{,}9$$

Стварни однос распон/статичка висина је следећи:

$$\frac{l}{d} = \frac{6000 - 100 - 125}{144} = 40{,}1 > 33{,}9.$$

Ефективна површина арматуре стога треба да буде најмање (40,1/33,9) – 1 = 18% већа од оне теоријске 0,44%, тј. 44·1,18 = 0,52% и коефицијент $A_{s,req}/A_{s,prov}$ = 1,18 треба да се размотри. Повећање количине челика наизменично смањује напон у челику и гарантује да је провера угиба задовољена.

Као алтернатива, може се користити побољшана прорачунска метода (*поглавље 7.4.3 EC2*).

3.3.1.4 Равна плоча

За ULS, арматура је прорачуната уз претпоставку да је укупна дебљина плоче 210 mm, за 30 mm виша него у претходном случају.

За равне плоче са релативно ниским коефицијентом армирања (ρ = 0,5%) у табели 3.3.1 дат је однос распон/статичка висина *l/d* = 24. У *поглављу* 3.2.2, ULS израчуната арматура за савијање у Y-правцу у средњем распону A-B била је 0,56%. Ово значи да поменута вредност *l/d* = 24 треба да буде скоро OK. Може се претпоставити да се, чак и када су модели различити (плоче на гредама у односу на равне плоче), напон у челику под условима квазисталног оптерећења не разликује од претходног, тако да се може претпоставити да је дозвољени однос *l/d:*

$$\frac{l}{d} = \frac{310}{241} \cdot 24 = 30{,}9$$

За равне плоче се мора размотрити дужи распон l_y = 7125 – 125 – 100 = 6 900 mm, тако да је стварни однос *l/d*:

$$\frac{l}{d} = \frac{6900}{172} = 40{,}1$$

То значи да се, као у претходном случају, захтева (40,1/30,9) – 1 = 30% пораст подужне арматуре, тј. ефективна арматура треба да буде 0,5·1,30 = 0,65 > 0,56%. Као алтернатива, може се користити побољшана прорачунска метода.

3.3.1.5 Плоча са уграђеним елементима

Коефицијент армирања у средњем распону јесте следећи:

$$\rho = \frac{A_{sl}}{bd} = \frac{226}{500 \cdot 197} = 0{,}23 \cdot 10^{-2}$$

Ребраста плоча има T-пресек са b = 500 mm и b_w = 120 mm, тако да је b/b_w = 4,16 > 3, што уводи фактор смањења 0,80 у формулу. У складу са *поглављем 7.4.2 (2) – EC 2* није неопходан детаљни прорачун ако је однос *l/d* плоче мањи од граничне вредности:

$$\frac{l}{d} = 0{,}80 \cdot 1{,}3 \cdot \left[11 + 1{,}5 \cdot \sqrt{25} \cdot \frac{0{,}5}{0{,}23} + 3{,}2 \cdot \sqrt{25} \cdot \left(\frac{0{,}5}{0{,}23} - 1 \right)^{3/2} \right] = 0{,}80 \cdot 1{,}3 \cdot \left[11 + 16{,}3 + 20{,}4 \right] = 49{,}6$$

У овом случају није неопходно разматрати напон у челику/310, нити $A_{s,req}$ /$A_{s,prov}$ коефицијенте јер је стварна вредност *l*/*d*:

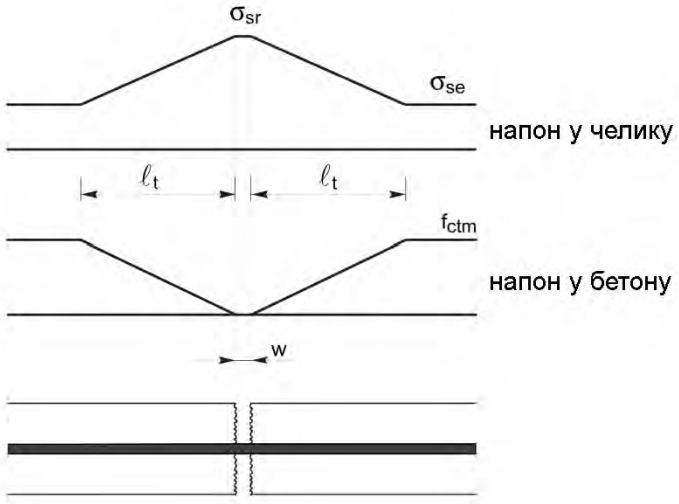
$$\frac{l}{d} = \frac{7125}{197} = 36,2 < 49,6$$

3.3.2. Ширина прслине према SLS – опште

Ширина прслине представља разлику између издужења челика и бетона по дужини ($2l_t$), где је l_t „дужина преноса" неопходна за повећање чврстоће бетона од 0 до чврстоће при затезању f_{ctm} (слика 3.3.3): максимално растојање између две прслине мора бити $2l_t$, иначе би се могла појавити нова прслина (видети слику 3.3.3).

Може се представити да је дужина преноса l_t једнака:

$$l_t = \frac{1}{4}\frac{f_{ctm}}{\tau_{bm}}\frac{\Theta}{\rho} \tag{3.51}$$



Слика 3.3.3 Дефиниција ширине прслина

За израчунавање максималне (или карактеристичне) ширине прслине, разлика између издужења челика и бетона мора да се израчуна за највеће растојање прслине $s_{r,max} = 2l_t$. Израз за проверу ширине прслине у складу са *тачком 7.3.4 израз (7.8) – EC 2* јесте следећи:

$$w_k = s_{r,\max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \tag{3.52}$$

где је:

$s_{r,max}$ максимално растојање прслина;

$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$ разлика у дилатацији између челика и бетона преко максималног растојања прслина.

Формулације за $s_{r,max}$ и $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$ дате су у тачки *7.3.4, израз. (7.9) – EC 2*:

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}}(1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0{,}6\frac{\sigma_s}{E_s} \tag{3.53}$$

где је:

σ_s напон у челику; уз претпоставку пресека са прслинама;

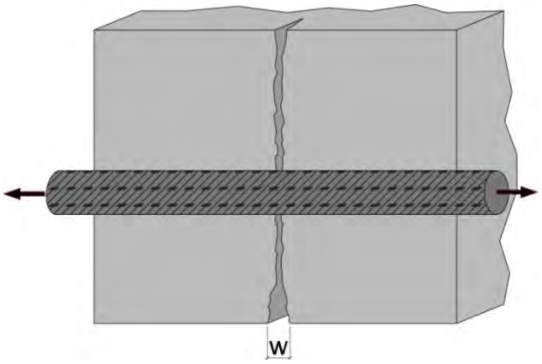
α_e однос модула E_s / E_{cm};

$\rho_{p,eff} = \frac{(A_s + \xi A_p)}{A_p}$ ефективни коефицијент армирања (укључујући челик за претходно напрезање A_p);

ξ однос модула $E_s/E_{cm;}$

k_t коефицијент који зависи од трајања оптерећења (0,6 за краткотрајна и 0,4 за дуготрајна оптерећења).

За растојање прслина $s_{r,max}$ изведен је модификовани израз, који обухвата заштитни слој бетона. Према експерименталним посматрањима, прслина на спољашњој површини бетона шира је од оне на нивоу челичне арматуре. Осим тога, прслине се увек мере на површини конструкције (видети слику 3.3.4).



Слика 3.3.4 Измерена ширина прслине w

Максимално коначно растојање прслине $s_{r,max}$ према *тачки 7.3.4, једначина (7.11) – EC 2* дато је изразом:

$$s_{r,\max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} \tag{3.54}$$

где је:

c заштитни слој бетона;

ϕ пречник шипке;

k_1 коефицијент приањања (0,8 за шипке са високим приањањем, 1,6 за шипке које имају практично глатку површину, нпр. каблови за претходно напрезање);

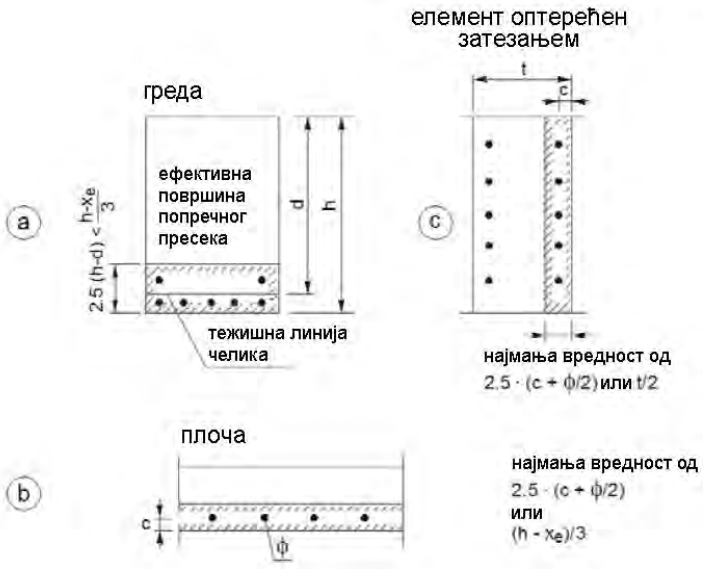
k_2 коефицијент расподеле дилатације (1,0 за каблове и 0,5 за савијање: међувредности могу да се користе);

k_3 препоручено је да буде 3,4, и

k_4 препоручено је да буде 0,425.

Да би се применио израз за ширину прслине, који је у основи успостављен за затегнуте шипке у бетону, за конструкције изложене савијању, неопходна је дефиниција „ефективне висине затегните шипке". Ефективна висина $h_{c,ef}$ представља најмању вредност од:

2,5 (h-d) или (h-x)/3 или h/2.



Слика 3.3.5 Ефективна висина затегнуте шипке према EC 2

У табели 3.3.2 приказани су захтеви за контролу ширине прслина према *EC 2* (препоручене вредности).

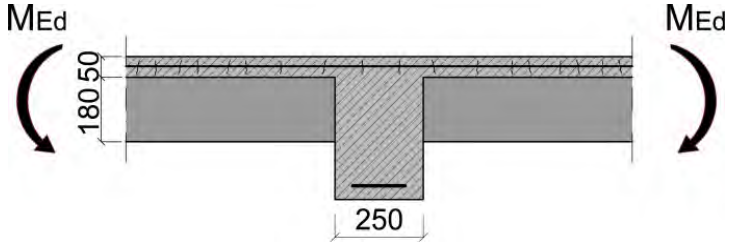
Табела 3.3.2 Препоручене вредности за контролу ширине прслина

	Класа изложености	**Претходно напрегнути елементи са кабловима који приањају**
	Квазистална комбинација оптерећења	**Честа комбинација оптерећења**
X0,XC1	0,3	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Декомпресија

3.3.2.1 Контрола ширине прслине – плоча са уграђеним елементима

Унутрашњи ослонац

Претпостављајући концентрично затезање у горњој плочи дебљине 50 mm (видети слику 3.3.7) долази се до следећег прорачуна.



Слика 3.3.7 Геометрија и моменти савијања

Напон у челику $\sigma_{s,qp}$ под квазисталним оптерећењем и коефицијент армирања износе:

$$\sigma_{s,qp} = \frac{Q_{qp}}{Q_{Ed}} \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} f_{yd} = 0,597 \cdot 0,73 \cdot 435 = 190,2 \text{N/mm}^2$$

$$\rho_{s,eff} = \frac{A_{sl}}{bd} = \frac{1256}{1000 \cdot 50} = 2,51\%$$

Растојање прслина према једначини (3.55) јесте:

$$s_{r,\max} = 3,4 \cdot 19 + 0,8 \cdot 1,0 \cdot 0,425 \cdot \frac{20}{0,0251} = 335,3 \text{mm}$$

Средња вредност дилатације (према једначини (3.54)) износи:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{190,2 - 0,4 \cdot \frac{2,6}{0,0251} \cdot (1 + 7 \cdot 0,0251)}{200000} = 0,71 \cdot 10^{-3} > 0,57 \cdot 10^{-3}$$

Карактеристична ширина прслине (према једначини (3.53)) јесте:

$$w_k = s_{r,\max} \left(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} \right) = 335,3 \cdot 0,71 \cdot 10^{-3} = 0,24 < 0,30 \text{ mm}$$

Средњи распон

Напон у челику $\sigma_{s,qp}$ под квазисталним оптерећењем и коефицијент армирања износе:

$$\sigma_{s,qp} = \frac{Q_{qp}}{Q_{Ed}} \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} f_{yd} = 0,597 \cdot 1,04 \cdot 435 = 270 \text{N/mm}^2$$

$$\rho_{s,eff} = \frac{A_{sl}}{bh_{eff}}.$$

За h_{eff}, треба изабрати најмању вредност од 2,5*(h-d), (h-x)* / 3 или *h* / 2. Критична вредност за h_{eff} јесте следећа: 2,5(*h-d)*=2,5·33=82,5 mm.

$$\rho_{s,eff} = \frac{226}{120 \cdot 82,5} = 2,28\%$$

Растојање прслина према једначини (3.55) јесте:

$$s_{r,\max} = 3,4 \cdot 29 + 0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,425 \cdot \frac{12}{0,0228} = 188,1 \text{mm}$$

Средња вредност дилатације (према једначини (3.54)) износи:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{270 - 0,4 \cdot \frac{2,6}{0,0228} \cdot (1 + 7 \cdot 0,0228)}{200000} = 1,09 \cdot 10^{-3} > 0,81 \cdot 10^{-3} \Rightarrow \text{ok!}$$

Карактеристична ширина прслина према једначини (3.53) јесте следећа:

$$w_k = s_{r,\max}\left(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}\right) = 188{,}1 \cdot 1{,}09 \cdot 10^{-3} = 0{,}20\,\text{mm} < 0{,}30\,\text{mm}.$$

Референце

Zilch, K., and G. Zehetmaier. 2010. Bemessung im konstruktiven Betonbau, nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2). Springer Verlag.

ПОГЛАВЉЕ 4

КОНСТРУИСАЊЕ АРМАТУРЕ

Jose ARRIETA

PROES S.A., Spain

4.1 Конструисање – опште

Одељак 8 у *EN 1992-1-1* посвећен је правилима конструисања ребрасте арматуре, арматурне мреже и каблови за претходно напрезање који су изложени претежно статичком оптерећењу. Правила различита од оних у *Еврокоду 2* примењују се на арматуру зграда у сеизмички активним зонама.

Одељком 8.2 дефинише се минимално растојање шипки које се захтева како би било гарантовано добро постављање и збијање бетона, и да би се обезбедило одговарајуће приањање. У табели су приказана минимална растојања $s_{min} = (d_g + 5)$ mm за сваки пречник шипке, уз претпостављање максималне величине агрегата $d_g = 20$ mm.

У *одељку* 8.3 захтева се минимални пречник ваљка $\phi_{m,min}$, како би се избегле прслине у шипци услед савијања и/или да би се избегао лом бетона унутар кривине савијене шипке. За сваки пречник шипке у табели 4.1.1 дат је пречник ваљка $\phi_{m,min}$, под претпоставком да су испуњене одредбе из *одељка* 8.3 (3).

Табела 4.1.1. Минимално растојање и пречник ваљка

ϕ (mm)	s_{min} (mm)	$\phi_{mand,min}$ (mm)
8	25	32
10	25	40
12	25	48
14	25	56
16	25	64
20	25	140
25	25	175

4.1.1. Дужина сидрења

Сидрење подужне арматуре мора да испуни услове дате у *одељку* 8.4 да би се избегле подужне прслине и одламање бетона. Применом ових одредаба добијају се дужине сидрења у табелама 4.1.2, 4.1.3 и 4.1.4 за конструкцијске елементе зграде који су изложени следећим условима:

- затезању или притиску;
- добром или слабом приањању (односи се на бетонирање);
- сидрењу праве шипке или стандардне правоугаоне куке, полукружне куке или петље.

Прорачунска дужина сидрења l_{bd} израчуната је за праве шипке; за стандардне правоугаоне куке, полукружне куке или петље коришћен је упрошћени поступак описан у *тачки 8.4.4 (2)*, који се заснива на еквивалентној дужини сидрења $l_{b,eq}$.

За стандардне правоугаоне куке или полукружне куке, табеларни подаци заснивају се на претпоставци да је $s_{min} \geq 2c_{nom}$. При томе су занемарени утезање бетона попречном арматуром или притисак управан на раван цепања.

Табела 4.1.2. Дужина сидрења за ТЕМЕЉНЕ СТОПЕ (C25/30 $c_{пот}$ = 40 mm)

ϕ	$l_{b,d}$ сидрење праве шипке (mm)				$l_{b,eq}$ стандардна правоугаона кука, полукружна кука или петља (mm)			
	Затезање		Притисак		Затезање		Притисак	
(mm)	Добро	Слабо	Добро	Слабо	Добро	Слабо	Добро	Слабо
8	226	323	323	461	226	323	226	323
10	283	404	404	577	283	404	283	404
12	339	484	484	692	339	484	339	484
14	408	582	565	807	565	807	565	807
16	500	715	646	922	646	922	646	922
20	686	980	807	1 153	807	1 153	807	1 153
25	918	1 312	1 009	1 441	1 009	1 441	1 009	1 441

Табела 4.1.3. Дужина сидрења за ГРЕДЕ И ПЛОЧЕ (C25/30 $c_{пот}$ = 30 mm)

ϕ	$l_{b,d}$ сидрење праве шипке (mm)				$l_{b,eq}$ стандардна правоугаона кука, полукружна кука или петља (mm)			
	Затезање		Притисак		Затезање		Притисак	
(mm)	Добро	Слабо	Добро	Слабо	Добро	Слабо	Добро	Слабо
8	226	323	323	461	226	323	226	323
10	283	404	404	577	404	577	404	577
12	375	536	484	692	484	692	484	692
14	468	669	565	807	565	807	565	807
16	561	801	646	922	646	922	646	922
20	747	1 067	807	1 153	807	1 153	807	1 153
25	979	1 398	1 009	1 441	1 009	1 441	1 009	1 441

Табела 4.1.4. Дужина сидрења за СТУБОВЕ (C30/37 $c_{пот}$ = 30 mm)

ϕ	$l_{b,d}$ сидрење праве шипке (mm)				$l_{b,eq}$ стандардна правоугаона кука, полукружна кука или петља (mm)			
	Затезање		Притисак		Затезање		Притисак	
(mm)	Добро	Слабо	Добро	Слабо	Добро	Слабо	Добро	Слабо
8	200	286	286	408	200	286	200	286
10	250	357	357	511	357	511	357	511
12	332	475	429	613	429	613	429	613
14	415	592	500	715	500	715	500	715
16	497	710	572	817	572	817	572	817
20	661	945	715	1 021	715	1 021	715	1 021
25	867	1 238	893	1 276	893	1 276	893	1 276

У вези са сидрењем попречне арматуре и арматуре за смицање коришћењем правоугаоних или полукружних кука, одредбе из *тачке 8.5* дају дужину после закривљеног дела l_{link} у табели 4.1.5.

Табела 4.1.5. Дужина после закривљеног дела за попречну арматуру

ϕ (mm)	l_{link} (mm)	
	Правоугаона кука	Полукружна кука
6	70	50
8	80	50
10	100	50
12	120	60

4.1.2. Дужина преклапања

Преношење сила са једне на другу шипку може се добити помоћу настављања преклапањем. Да би се избегло одламање бетона и/или прслине велике ширине, настављање преклапањем треба да буде ван зона великих момената/сила и симетрично распоређено у било ком пресеку. Коришћењем одредаба из *тачке 8.7*, дужина преклапања l_0 за греде, плоче и стубове (табеле 4.1.6, 4.1.7, 4.1.8 и 4.1.9) одређена је за следеће услове:

- затезање или притисак;
- добри или слаби услови приањања који се односе на бетонирање;
- различити проценти ρ_1 преклопљених шипки у зони око изабраног преклопа шипке.

Табела 4.1.6 Дужина преклапања за ГРЕДЕ И ПЛОЧЕ (C25/30 c_{not} = 30 mm) – ЗАТЕЗАЊЕ

ϕ (mm)	Дужина преклапања l_o (mm)							
	Добри услови приањања				Слаби услови приањања			
	$\rho_1 < 25$	$\rho_1 = 33$	$\rho_1 = 50$	$\rho_1 > 50$	$\rho_1 < 25$	$\rho_1 = 33$	$P_1 = 50$	$\rho_1 > 50$
8	226	260	316	339	323	371	452	484
10	283	325	396	424	404	464	565	605
12	375	432	525	563	536	617	751	804
14	468	538	655	702	669	769	936	1 003
16	561	645	785	841	801	922	1 122	1 202
20	747	859	1 045	1 120	1 067	1 227	1 493	1 600
25	979	1 126	1 370	1 468	1 398	1 608	1 957	2 097

Табела 4.1.7 Дужина преклапања за ГРЕДЕ И ПЛОЧЕ (C25/30 $c_{пот}$ = 30mm) – ПРИТИСАК

ϕ	Дужина преклапања l_o (mm)							
(mm)	Добри услови приањања				Слаби услови приањања			
	$\rho_1 < 25$	$\rho_1 = 33$	$\rho_1 = 50$	$\rho_1 > 50$	$\rho_1 < 25$	$\rho_1 = 33$	$\rho_1 = 50$	$\rho_1 > 50$
8	323	371	452	484	461	530	646	692
10	404	464	565	605	577	663	807	865
12	484	557	678	726	692	796	969	1 038
14	565	650	791	848	807	928	1 130	1 211
16	646	743	904	969	922	1 061	1 291	1 384
20	807	928	1 130	1 211	1 153	1 326	1 614	1 730
25	1 009	1 160	1 413	1 513	1 441	1 658	2 018	2 162

Табела 4.1.8 Дужина преклапања за СТУБОВЕ (C30/37 $c_{пот}$ = 30mm) – ЗАТЕЗАЊЕ

ϕ	Дужина преклапања l_o (mm)							
(mm)	Добри услови приањања				Слаби услови приањања			
	$\rho_1 < 25$	$\rho_1 = 33$	$\rho_1 = 50$	$\rho_1 > 50$	$\rho_1 < 25$	$\rho_1 = 33$	$\rho_1 = 50$	$\rho_1 > 50$
8	200	230	280	300	286	329	400	429
10	250	288	350	375	357	411	500	536
12	332	382	465	499	475	546	665	712
14	415	477	580	622	592	681	829	888
16	497	571	695	745	710	816	994	1 065
20	661	760	926	992	945	1 086	1 322	1 417
25	867	997	1 213	1 300	1 238	1 424	1 733	1 857

Табела 4.1.9 Дужина преклапања за СТУБОВЕ (C30/37 $c_{пот}$ = 30mm) – ПРИТИСАК

ϕ	Дужина преклапања l_o (mm)							
(mm)	Добри услови приањања				Слаби услови приањања			
	$\rho_1 < 25$	$\rho_1 = 33$	$\rho_1 = 50$	$\rho_1 > 50$	$\rho_1 < 25$	$\rho_1 = 33$	$\rho_1 = 50$	$\rho_1 > 50$
8	286	329	400	429	408	470	572	613
10	357	411	500	536	511	587	715	766
12	429	493	600	643	613	705	858	919
14	500	575	701	751	715	822	1 001	1 072
16	572	658	801	858	817	939	1 144	1 225
20	715	822	1 001	1 072	1 021	1 174	1 430	1 532
25	893	1 028	1 251	1 340	1 276	1 468	1 787	1 915

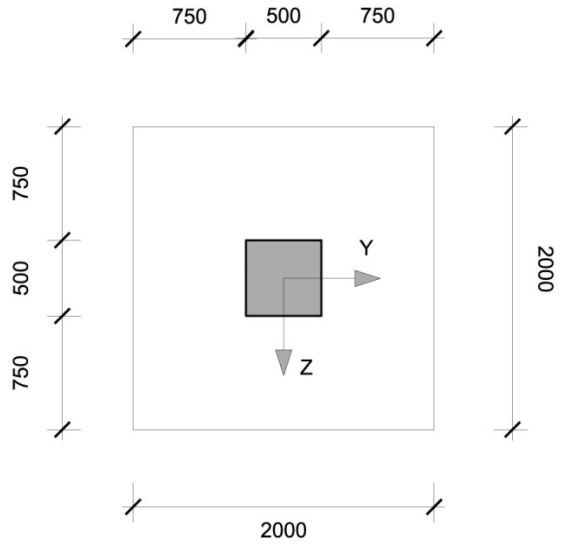
Ако је пречник шипки које се настављају преклапањем ≥ 20 mm и проценат ρ_1 шипки које се настављају преклапањем ≥ 25%, захтева се попречна арматура (*тачка 8.7.4).* У супротном, било која попречна арматура или узенгије које су неопходне из других разлога, довољне су за прихватање попречне силе затезања, без даљег доказивања.

4.2 Конструкцијски детаљи елемената

Одељак 9 у EN 1992-1-1 успоставља правила за испуњавање захтева у погледу сигурности, употребљивости и трајности. Дефинишу се минималне и максималне површине арматуре како би се избегао крти лом бетона и/или формирање прслина велике ширине, као и да би се прихватиле силе које настају услед спречавања дејстава.

4.2.1. Конструкцијски детаљи темељне стопе B-2

Стубови зграде имају директне бетонске темељне стопе са укупном дубином од 800 mm, чија је геометрија приказана на слици 4.2.1.



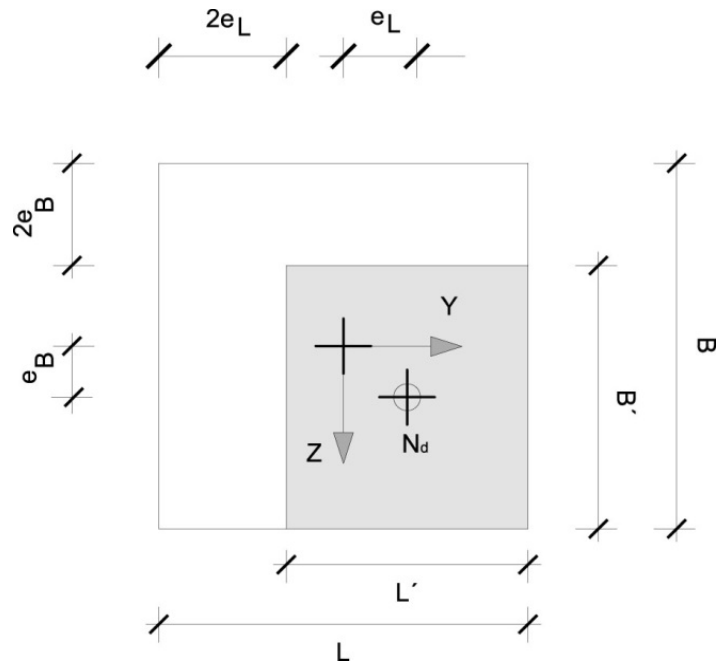
Слика 4.2.1 Дефиниција темељне стопе

4.2.1.1 Прорачун темељне стопе

За прорачун и проверу темељне стопе B-2 коришћени су притисци тла за ULS одређени у геотехничком делу за верификацију носивости тла. Ови притисци добијени су из аналитичке методе описане у *EN 1997-2, Прилог 1*.

На слици 4.2.2 и у следећим једначинама сумиран је поменути модел и дозвољено вредновање притиска тла на основи темеља за утицаје ULS дејстава N_{Ed}, $M_{Ed,y}$ и $M_{Ed,z}$.

$$\sigma_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{B' L'} \quad \begin{cases} L' = L - 2e_L \ u \ e_L = -\dfrac{M_{Ed,z}}{|N_{Ed}|} \\ B' = L - 2e_B \ u \ e_B = \dfrac{M_{Ed,y}}{|N_{Ed}|} \end{cases}$$



Слика 4.2.2 Модел за израчунавање носивости

Табела 4.2.1 обухвата поменуте унутрашње силе и ексцентрицитете у сваком правцу. Као што се може видети, ексцентрицитети су веома мали (мањи од 1 mm) и рачунаће се да су једнаки нули.

Табела 4.2.1 Унутрашње силе и ексцентрицитети за ULS

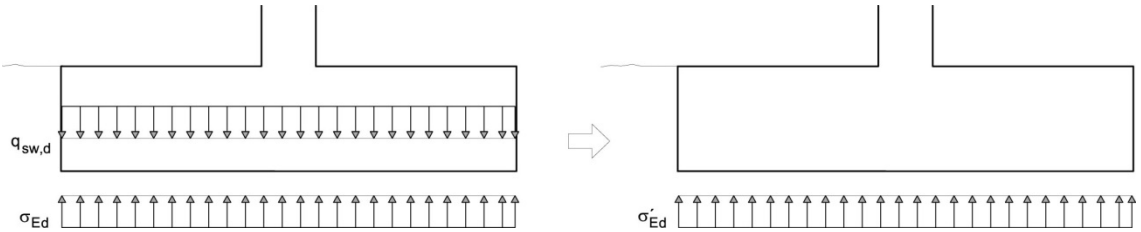
Комбинација	N_{Ed} (kN)	$M_{Ed,y}$ (kNm)	$M_{Ed,z}$ (kNm)	e_L (mm)	e_B (mm)
1	–4554,80	3,82	–3,78	0,8	0,8
2	–4837,96	–3,11	0,60	–0,1	–0,6
3	–4990,35	–2,71	0,66	–0,1	–0,5
4	–4985,91	–3,26	–2,31	0,5	–0,7
5	–4491,62	–2,73	–1,38	0,3	–0,6
6	–5435,54	–2,98	–3,46	0,6	–0,5
7	–5359,70	1,44	0,71	–0,1	0,3
8	–5359,70	1,44	0,71	–0,1	0,3
9	–4502,78	4,08	–3,50	0,8	0,9
10	–5780,18	–2,36	–4,49	0,8	–0,4

Највећи притисак тла износи:

$$\sigma_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{B'L'} = \frac{5780,18}{2,00 \cdot 2,00} = 1445 \text{ kN/m}^2$$

Да би се прорачунала површина доње арматуре у темељној стопи, приступ из т*ачке 9.8.2.2 стандарда EN 1992-1-1* за сидрење шипки обезбеђује максималну силу у арматури. Треба узети у обзир ефективни притисак σ'_{Ed} да би се израчунала арматура темељне стопе која је изложена притиску тла и сопственој тежини (слика 4.2.3).

$$\sigma'_{Ed} = \sigma_{Ed} - q_{sw,d} = 1445 - 1,35 \cdot 25 \cdot 0,80 = 1418 \text{ kN/m}^2$$

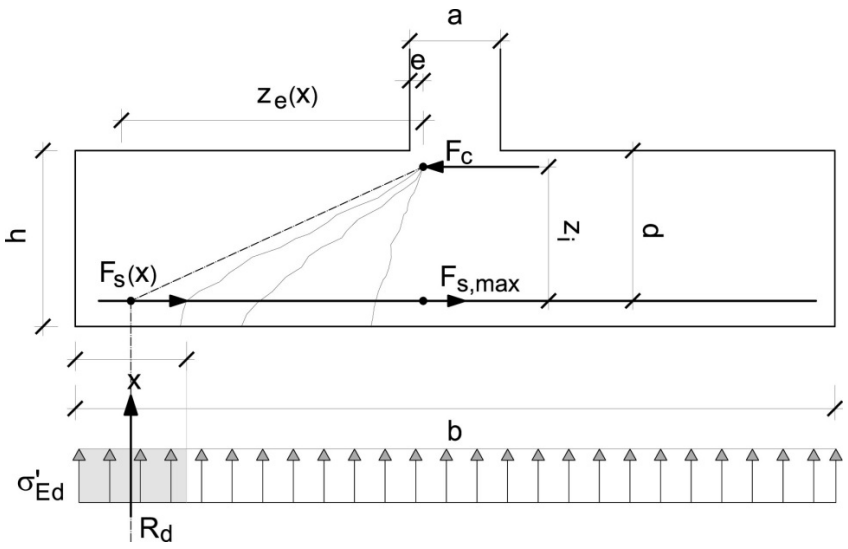


Слика 4.2.3 Ефективни притисак

На слици 4.2.4 и у следећим једначинама описано је како се дефинише сидрење шипки: уз претпоставку да је $x = b/2 - 0,35a$ добије се максимална сила затезања арматуре.

$$F_s(x) = R_d(x)\frac{z_e(x)}{z_i} \quad \text{биће} \quad \begin{cases} z_e(x) = \dfrac{b}{2} - 0,35a - \dfrac{x}{2} \\ R_d(x) = \sigma'_{Ed}\, b' x \end{cases}$$

$$F_{s,max} = F_s\left(\frac{b}{2} - 0,35a\right)$$



Слика 4.2.4 Модел за силе затезања у прслинама

Главне карактеристике темељне стопе су:

Бетон: C25/30 Челик: B500

a = 500 mm e = 0,15a = 75 mm *[9.8.2.2 (3)]*

$b = b'$ = 2000 mm h = 800 mm

c_{nom} = 40 mm $d = h - c_{nom} - 1{,}5\phi$ = 736 mm (уз претпоставку ϕ = 16 mm)

z_i = 0,90d = 662 mm (уз претпоставку ϕ = 16 mm) *[9.8.2.2 (3)]*

Уношењем карактеристика темељне стопе, израз за силу затезања у арматури постаје:

$$F_s(x) = 2836 \cdot x \cdot \frac{0{,}825 - 0{,}5x}{0{,}662}$$

Максимална вредност силе затезања $F_{s,max}$ и потребна површина арматуре A_s јесу:

$$F_{s,\max} = F_s(0{,}825) = 1457{,}9 \text{ mm}^2 \Rightarrow$$

$$A_s = \frac{F_{s,\max}}{f_{yk}/\gamma_s} = 3353 \text{ mm}^2 \Rightarrow 17\phi 16$$

4.2.1.2 Распоред арматуре

Минимални пречник шипке који се користи у темељној стопи износи 8 mm [*9.8.2.1 (1)*], и на тај начин је обезбеђена одговарајућа арматура. Чисто растојање између шипки од 98 mm (слика 4.2.5) веће је од s_{min} = 25 mm (видети табелу 4.1.1).

Да би се проверили услови за сидрење праве шипке, мора се проверити да је:

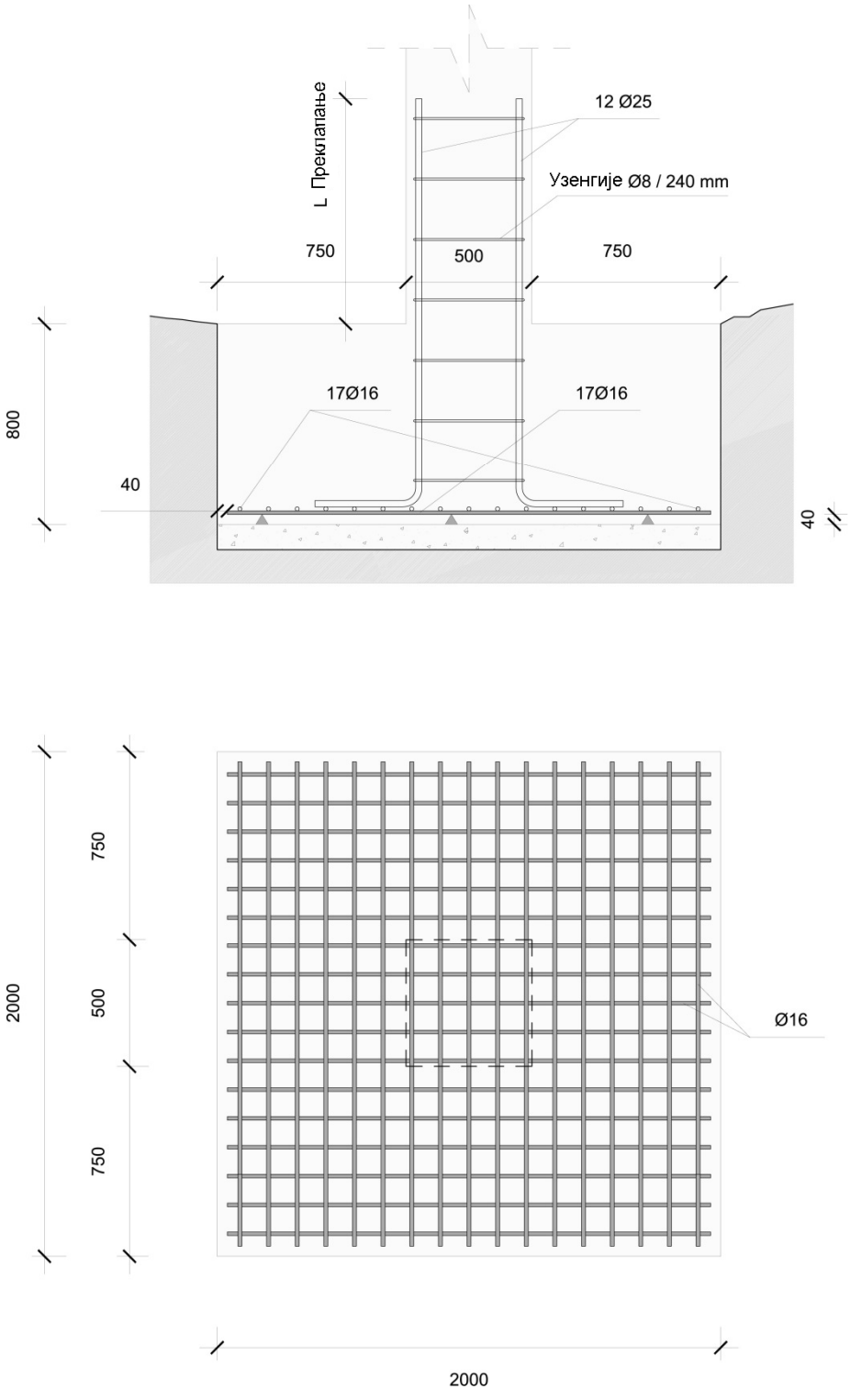
$$l_b + c_{nom} < x_{min}$$

где је x_{min} растојање прве прслине лоциране на растојању $x_{min} = h/2$ [*9.8.2.2 (5)*]. Из табеле 4.1.2, прорачунска дужина сидрења у случају силе затезања и добрих услова приањања јесте l_{bd} = 500 mm.

$$F_s(x_{\min}) = F_s(0{,}40) = 1071{,}0 \text{ kN} \Rightarrow$$

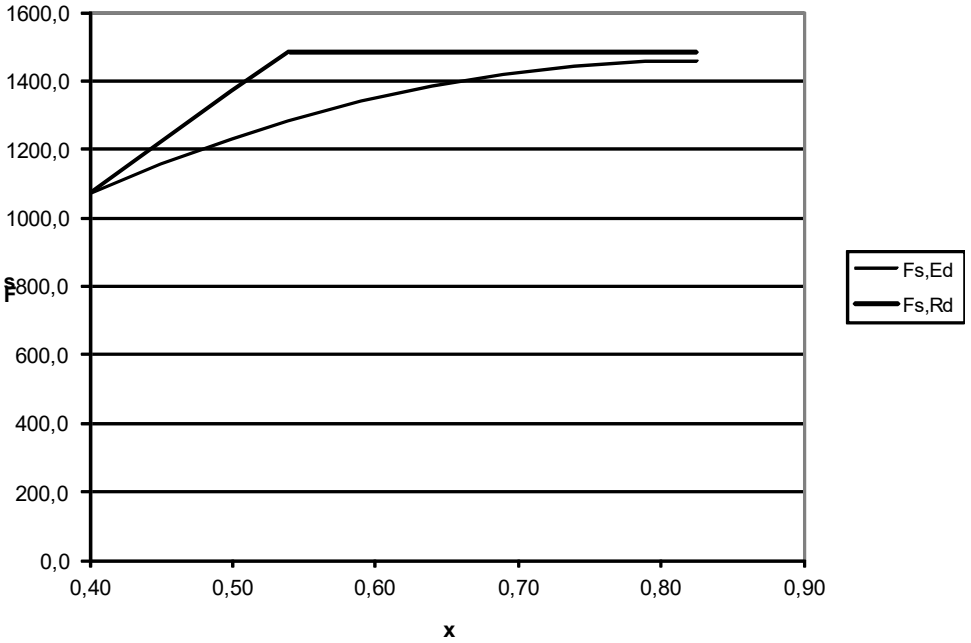
$$l_b = \frac{F_s(x_{\min})}{A_s f_{yd}} l_{bd} = \frac{1071{,}0}{1485{,}7} \cdot 500 = 360 \text{ mm}$$

$$l_b + c_{nom} = 400 \text{ mm} \le x_{\min} = 400 \text{ mm}$$



Слика 4.2.5 Арматура темељне стопе

На слици 4.2.6 приказана је стварна сила у арматури $F_{s,Ed}$ (дејство) у функцији од x и капацитет арматуре $F_{s,Rd}$ (носивост) узимајући у обзир сидрење. На растојању x_{min} од прве прслине увек је $F_{s,Rd} > F_{s,Ed}$.



Слика 4.2.6 Силе у арматури ф16

За шипке пречника ϕ = 20 mm:

$d = h - c_{nom} - 1{,}5\phi = 800 - 40 - 1{,}5 \cdot 20 = 730$ mm

$z_i = 0{,}90d = 657$ mm *[9.8.2.2 (3)]*

$$F_{s,\max} = F_s\left(0{,}825\right) = 1469{,}0 \text{ kN} \Rightarrow$$

$$A_s = \frac{F_{s,\max}}{f_{yk}/\gamma_s} = 33{,}79 \text{ cm}^2 \Rightarrow 11\phi 20$$

У овом случају, чисто растојање између шипки треба да буде 162 mm > s_{min} = 25 mm (видети табелу 4.2.11).

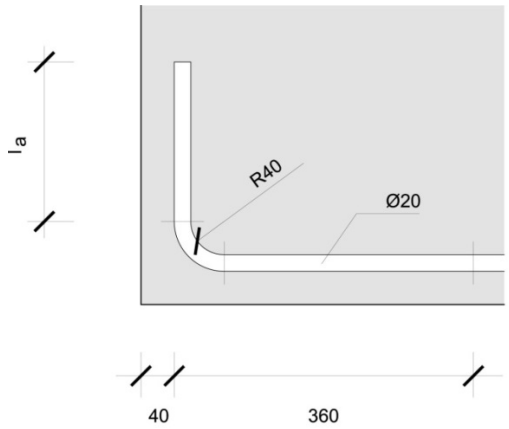
За сидрење правим шипкама, узима се у обзир да је за шипку ϕ = 20 mm l_{bd} = 686 mm (табела 4.2.2):

$$F_s\left(x_{\min}\right) = F_s\left(0{,}40\right) = 1079{,}1 \text{ kN} \Rightarrow$$

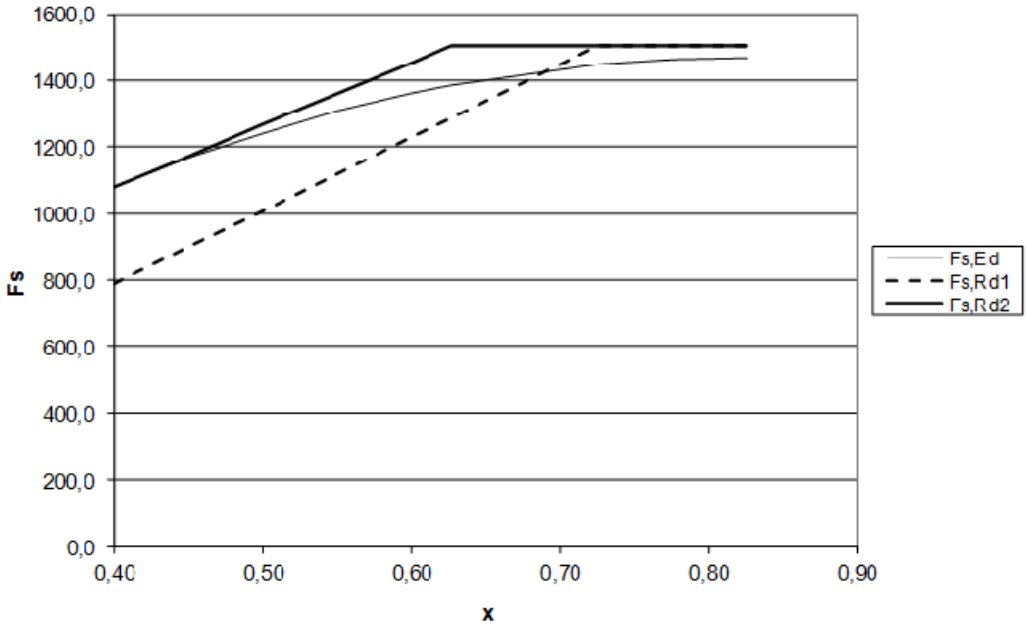
$$l_b = \frac{F_s\left(x_{\min}\right)}{A_s f_{yd}} l_{bd} = \frac{1079{,}1}{1501{,}7} \cdot 686 = 493 \text{ mm}$$

$$l_b + c_{nom} = 533 \text{ mm} > x_{\min} = 400 \text{ mm}$$

У овом случају, сидрење правим шипкама не може се користити и потребно је савијање као на слици 4.2.7, са l_a = 195 mm.



Слика 4.2.7 Сидрење савијене шипке ϕ20



Слика 4.2.8 Силе у арматури ϕ20

На слици 4.2.8 приказана је стварна сила $F_{s,Ed}$ и силе $F_{s,Rd1}$ и $F_{s,Rd1}$ које одговарају, респективно, чврстоћи и сидрењу савијене арматуре.

За верификацију пробијања *[6.4]*, у овом специфичном случају, основни контролни обим, који се може претпоставити на удаљености од 2,0*d* од оптерећене површине, налази се изван темељне стопе.

4.2.2. Конструкцијски детаљи греда

У *тачки 9.2* дата су правила за конструкцијске детаље греда. Својства материјала за греде у згради јесу следећа:

- бетон: f_{ck} = 25 N/mm^2; γ_c = 1,50; f_{ctm} = 0,30 $f_{ck}^{2/3}$ = 2,56 N/mm^2
- челик: f_{yk} = 500 N/mm^2; γ_s = 1,15

Минимална површина подужне затегнуте арматуре $A_{s,min}$ *[9.2.1.1 (1)]* јесте:

$$A_{s,\min} = 0,26\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \not< 0,0013 b_t d \quad \Rightarrow \quad A_{s,\min} = 0,00133 b_t d$$

b_t представља средњу ширину затегнуте зоне.

Максимална површина $A_{s,max}$ подужне затегнуте или притиснуте арматуре *[9.2.1.1 (3)]* јесте:

$$A_{s,\max} = 0,04 A_c$$

За прекидање подужне затегнуте арматуре, „правило померања" *[9.2.1.3 (2)]* даје следећу дужину померања a_l:

$$a_l = z\frac{\left(\cot\theta - \cot\alpha\right)}{2}$$

Уз претпоставку да су z = 0,9d и вертикална попречна арматура као арматура за смицање (α = 90º), дужина померања износи:

$$a_l = 0,45 d \cot\theta$$

cotθ има исту вредност као за прорачун арматуре за смицање.

За арматуру за смицање, минимални коефицијент армирања је *[9.2.2 (5)]:*

$$\rho_{w,\min} = \frac{A_{sw}}{s b_w \sin\alpha} = \frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad \Rightarrow \quad \rho_{w,\min} = 0,0008$$

када је α = 90º

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min} = 0,0008 b_w$$

Максимално подужно растојање између узенгија $s_{l,max}$ дато је следећим изразом:

$$s_{l,\max} = 0,75 d\left(1 + \cot\alpha\right) = 0,75 d$$

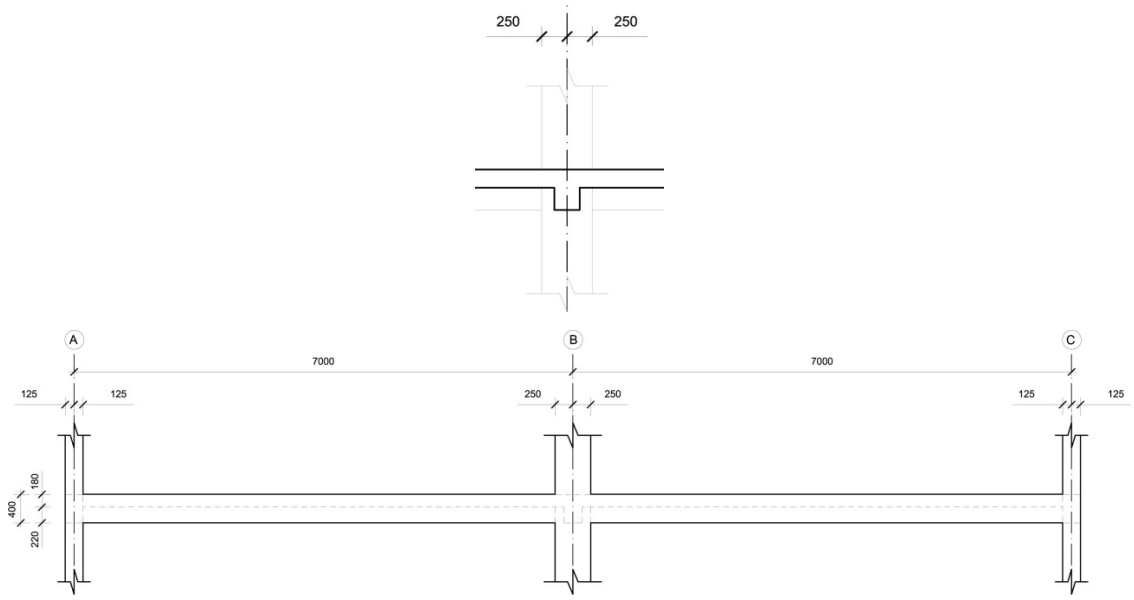
Максимална вредност за попречно растојање ножица арматуре за смицање по ширини попречног пресека $s_{t,max}$ дефинисана следећим изразом:

$$s_{t,\max} = 0,75 d \not> 600 \text{ mm}$$

4.2.2.1 Греда A2 – B2 – C2 за случај 1

Ова греда одговара случају 1: плоча на гредама која носи у два правца. Геометрија је дефинисана на слици 4.2.9:

Уз претпоставку да је ϕ_w = 8 mm за узенгије и ϕ = 16 mm за подужну арматуру, добијамо:



Слика 4.2.9 Геометријска дефиниција греде A2 – B2 – C2

$$d = h - c_{nom} - \phi_w - \frac{\phi}{2} = 400 - 30 - 8 - 8 = 354 \text{ mm}$$

$$b_t = \begin{cases} 250 \text{ mm} & \text{за позитивне моменте} \\ 1100 \text{ mm} & \text{за негативне моменте} \end{cases}$$

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

Уношењем ових вредности у претходне изразе добијамо:

$$A_{s,\min} = 0{,}00133 b_t d = \begin{cases} 118 \text{ mm}^2 & \text{за позитивне моменте} \\ 518 \text{ mm}^2 & \text{за негативне моменте} \end{cases}$$

$$A_{s,\max} = 0{,}04 A_c = 6520 \text{ mm}^2$$

$$a_l = 0{,}45 d \cot\theta = 400 \text{ mm} \quad \text{за } \cot\theta = 2{,}5$$

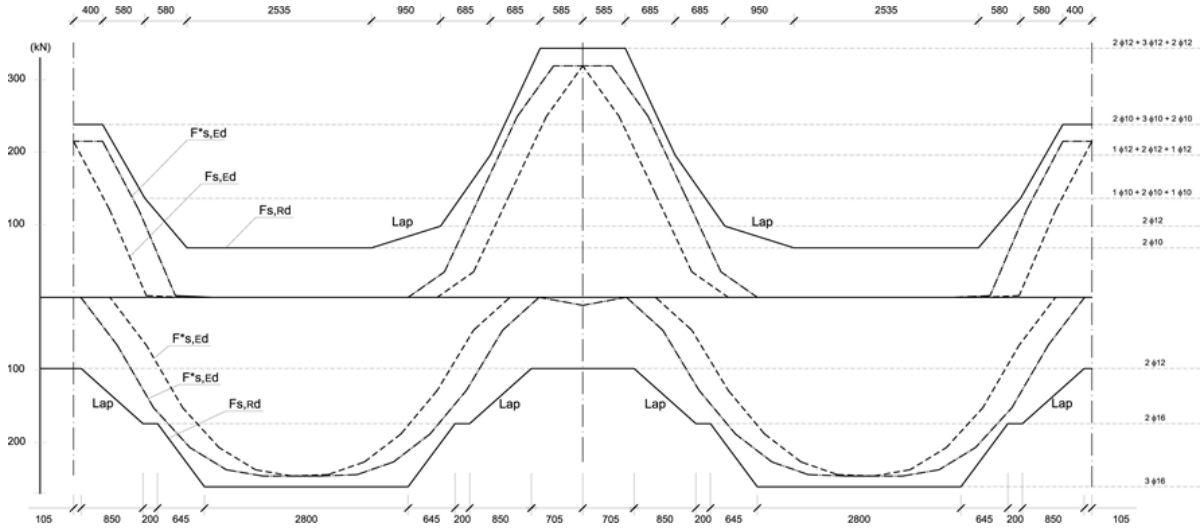
$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min} = 0{,}0008 b_w = 0{,}20 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$s_{l,\max} = 0{,}75 d = 266 \text{ mm}$$

$$s_{t,\max} = 0{,}75 d = 266 \text{ mm}$$

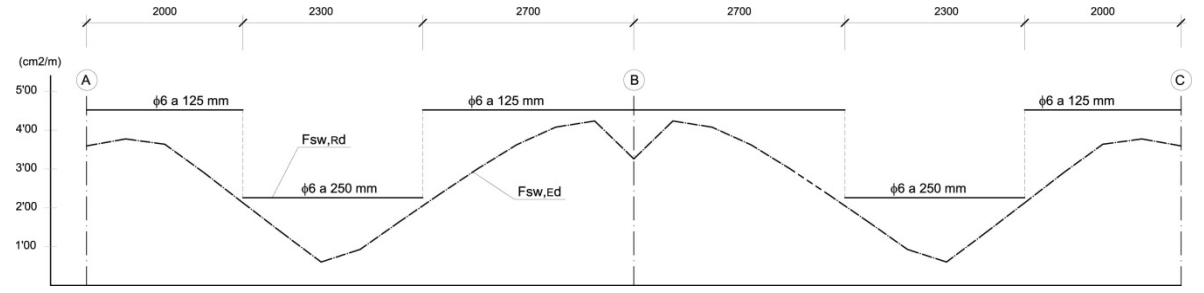
Из израчунавања добијамо анвелопу унутрашњих сила: позитивних и негативних момената и смицања, а затим анвелопу захтеваних подужних и попречних сила у арматури. На слици 4.2.10 можемо видети анвелопу захтеване силе $F_{s,Ed}$ за горњу и доњу подужну арматуру.

Због косих прслина, ове анвелопе се померају по дужини al и добија се $F^*_{s,Ed}$ што представља носивост захтеване арматуре. За одабрани број подужних шипки израчунава се и црта сила отпора $F_{s,Rd}$ узимајући у обзир дужине сидрења. У било ком пресеку мора бити: $F_{s,Rd} \geq F^*_{s,Ed}$.



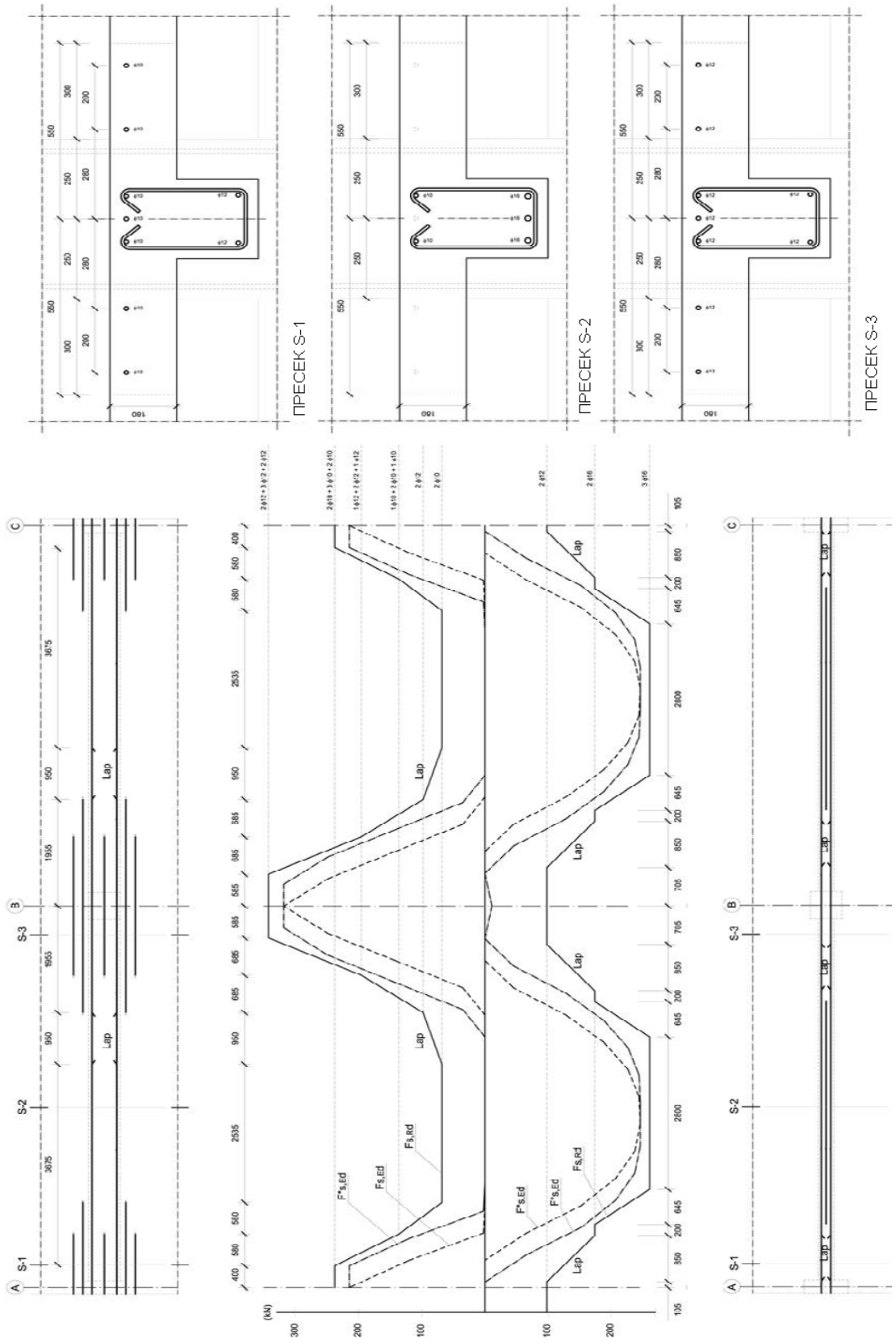
Слика 4.2.10 Прекидање подужне арматуре – Греда A2 – B2 – C2

За арматуру за смицање, добијамо захтевану силу у попречној арматури $F_{sw,Ed}$ из анвелопе смицања и распоређујемо попречну арматуру носивости $F_{sw,Rd}$ тако да је: $F_{sw,Rd} \geq F_{sw,Ed.}$ (слика 4.2.11).



Слика 4.2.11 Анвелопа попречне арматуре – Греда A2 – B2 – C2

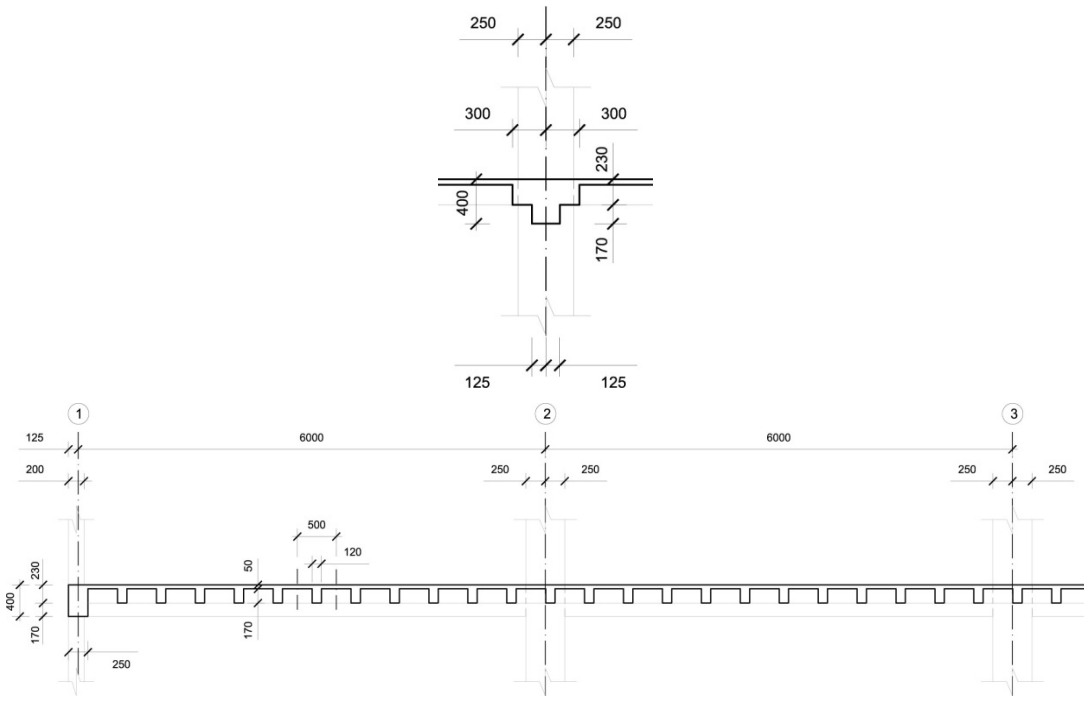
На слици 4.2.12 приказан је коначни распоред подужне и поречне арматуре за ову греду.



Слика 4.2.12 Арматура – Греда А2 – В2 – С2

4.2.2.2 Греда B1 – B2 – B3 за случај 3

Ово је случај плоче са уграђеним елементима за осветљење која носи у једном правцу. Геометријске димензије ове греде дате су на слици 4.2.13.



Слика 4.2.13 Геометријска дефиниција греде B1 – B2 – B3

Уз претпоставку као у претходном случају ϕ_w = 8 mm за узенгије и ϕ = 16 mm за подужну арматуру, добијамо:

$$d = h - c_{nom} - \phi_w - \frac{\phi}{2} = 400 - 30 - 8 - 8 = 354 \text{ mm}$$

$$b_t = \begin{cases} 250 \text{ mm} & \text{за позитивне моменте} \\ 600 \text{ mm} & \text{за негативне моменте} \end{cases}$$

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

$$A_{s,\min} = 0{,}00133 b_t d = \begin{cases} 118 \text{ mm}^2 & \text{за позитивне моменте} \\ 282 \text{ mm}^2 & \text{за негативне моменте} \end{cases}$$

$$A_{s,\max} = 0{,}04 A_c = 722 \text{ mm}^2$$

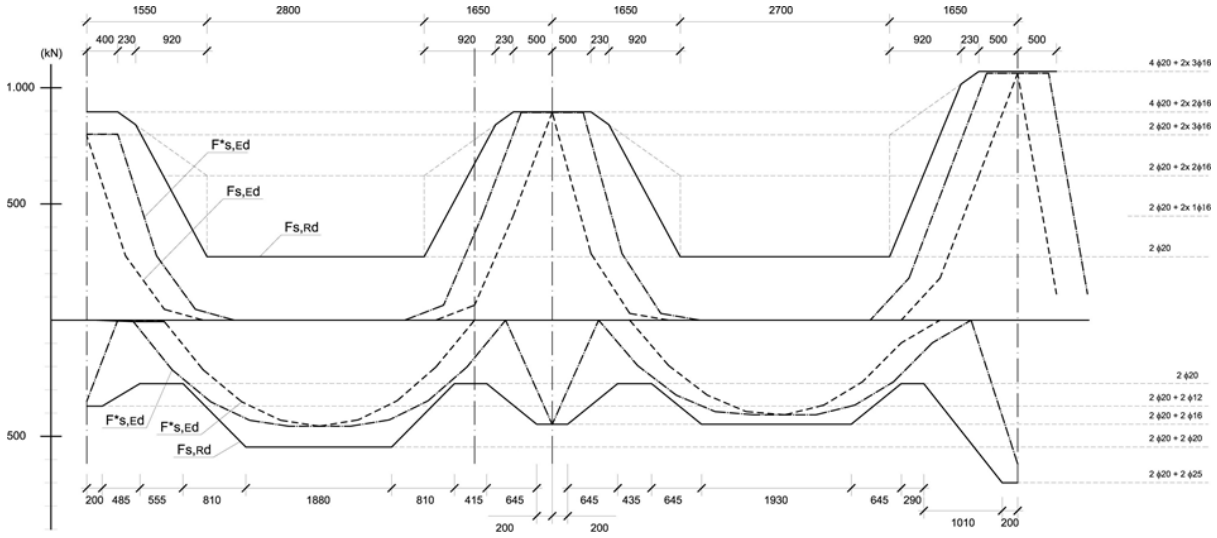
$$a_l = 0{,}45 d \cot\theta = 400 \text{ mm} \quad \text{за } \cot\theta = 2{,}5$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min} = 0{,}0008 b_w = 0{,}20 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$s_{l,\max} = 0{,}75 d = 266 \text{ mm}$$

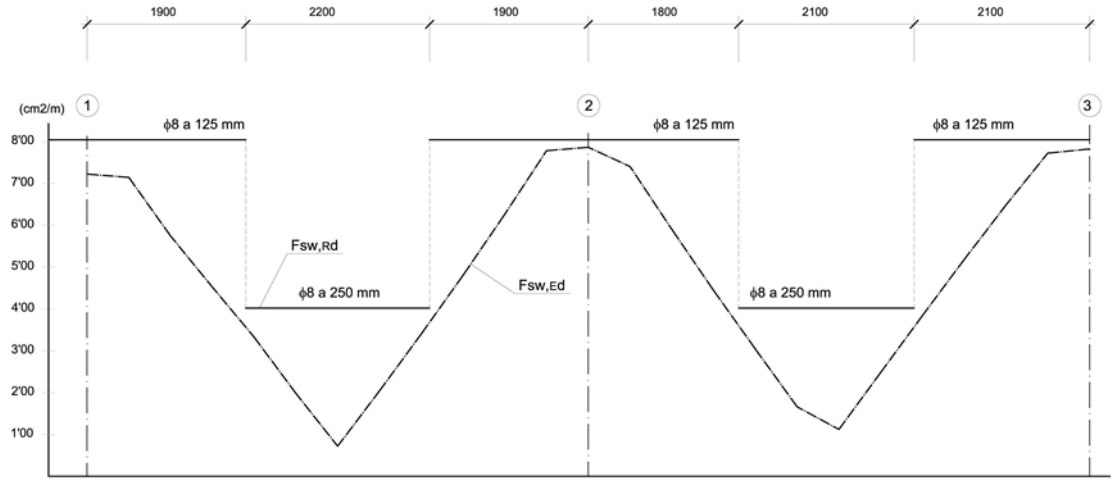
$$s_{t,\max} = 0{,}75d = 266 \text{ mm}$$

Што се тиче греде 2, добијамо анвелопу унутрашњих сила и захтевану арматуру. На слици 4.2.14 приказана је анвелопа захтеване силе $F_{s,Ed}$ за горњу и доњу подужну арматуру, померену анвелопу $F^*_{s,Ed}$ и силу $F_{s,Rd}$. У сваком пресеку, $F_{s,Rd} \geq F^*_{s,Ed}$.



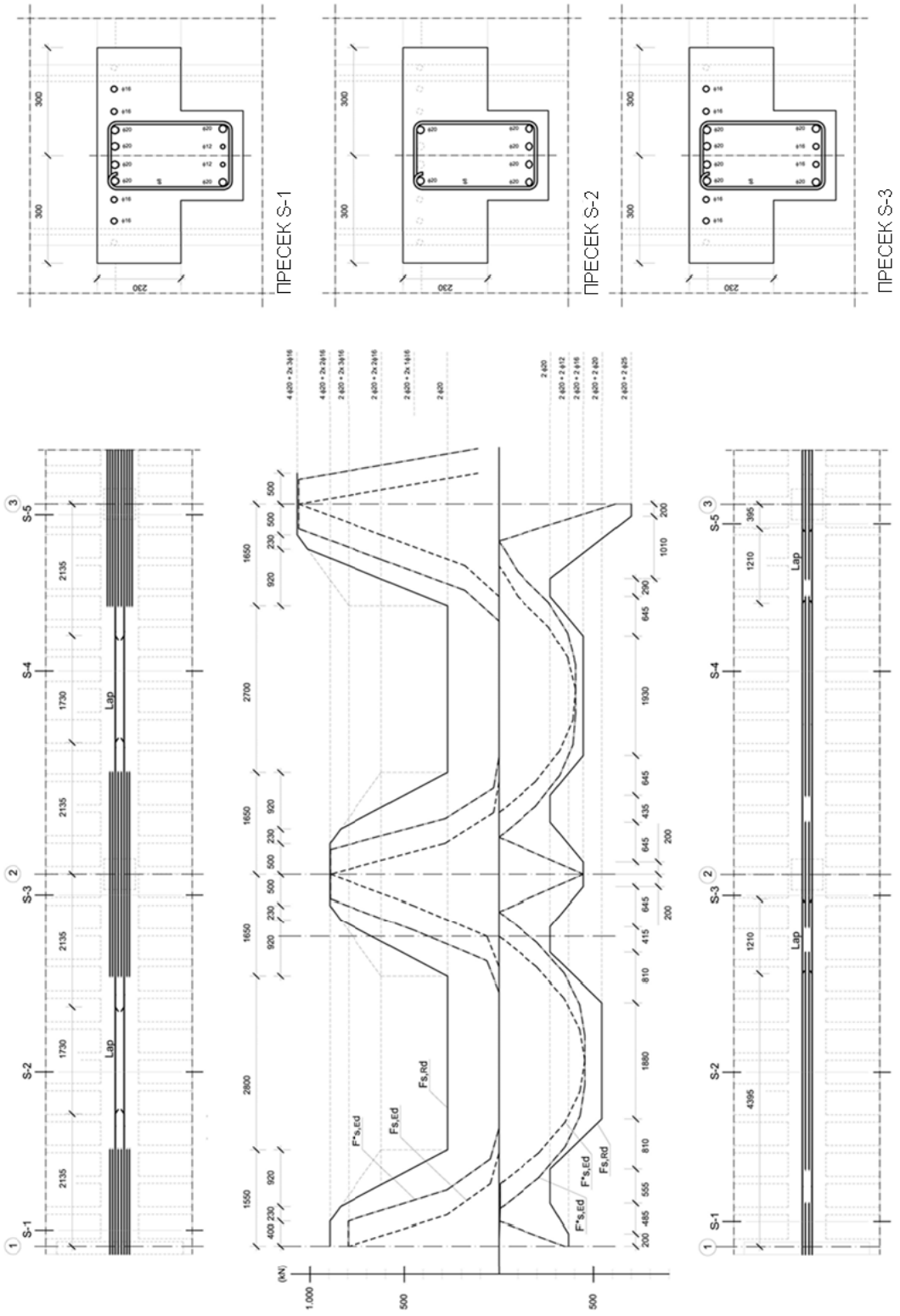
Слика 4.2.14 Прекидање подужне арматуре греде B1 – B2 – B3

За арматуру за смицање, добијамо захтевану силу у попречној арматури из анвелопе смицања и распоређујемо попречну арматуру носивости $F_{sw,Rd}$ тако да је: $F_{sw,Rd} \geq F_{sw,Ed.}$ (слика 4.2.15).



Слика 4.2.15 Анвелопа попречне арматуре – Греда B1 – B2 – B3

На слици 4.2.16 приказан је коначни распоред подужне и поречне арматуре за ову греду.



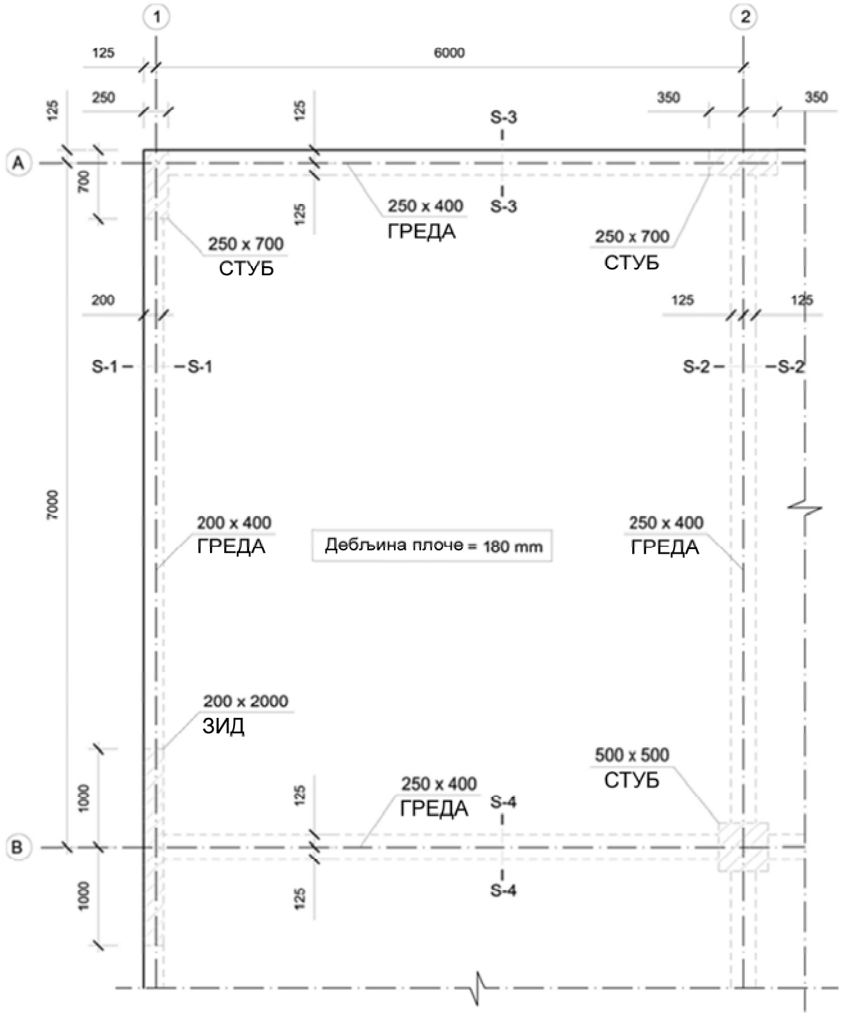
Слика 4.2.16 Арматура - Греда B1 – B2 – B3

4.2.3. Конструкцијски детаљи плоча

Својства материјала за плоче су иста као и за греде.

4.2.3.1 Плоча АВ12 за случај 1

У овом случају (плоча на гредама која носи у два правца) плоча има укупну висину од 18 cm. Геометрија плоче приказана је на слици 4.2.17.



Слика 4.2.17 Геометријска дефиниција плоче АВ12 за случај 1

Одредбе за конструисање арматуре за овај тип плоча су изложене у *тачки 9.3*. Вредности минималне и максималне површине, $A_{s,min}$ и $A_{s,max}$, исте су као и за греде *[9.3.1.1 (1)]*. За јединичну ширину плоче (b = 1 mm):

$$d = h - c_{nom} - \phi - \frac{\phi}{2} = 180 - 30 - 12 - 6 = 132 \text{ mm} \quad (\phi = 12 \text{ mm})$$

$$b_t = 1 \text{mm}$$

$$A_{s,\min} = 0{,}00133 b_t d = 0{,}176 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$A_{s,\max} = 0{,}04 A_c = 7{,}200 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

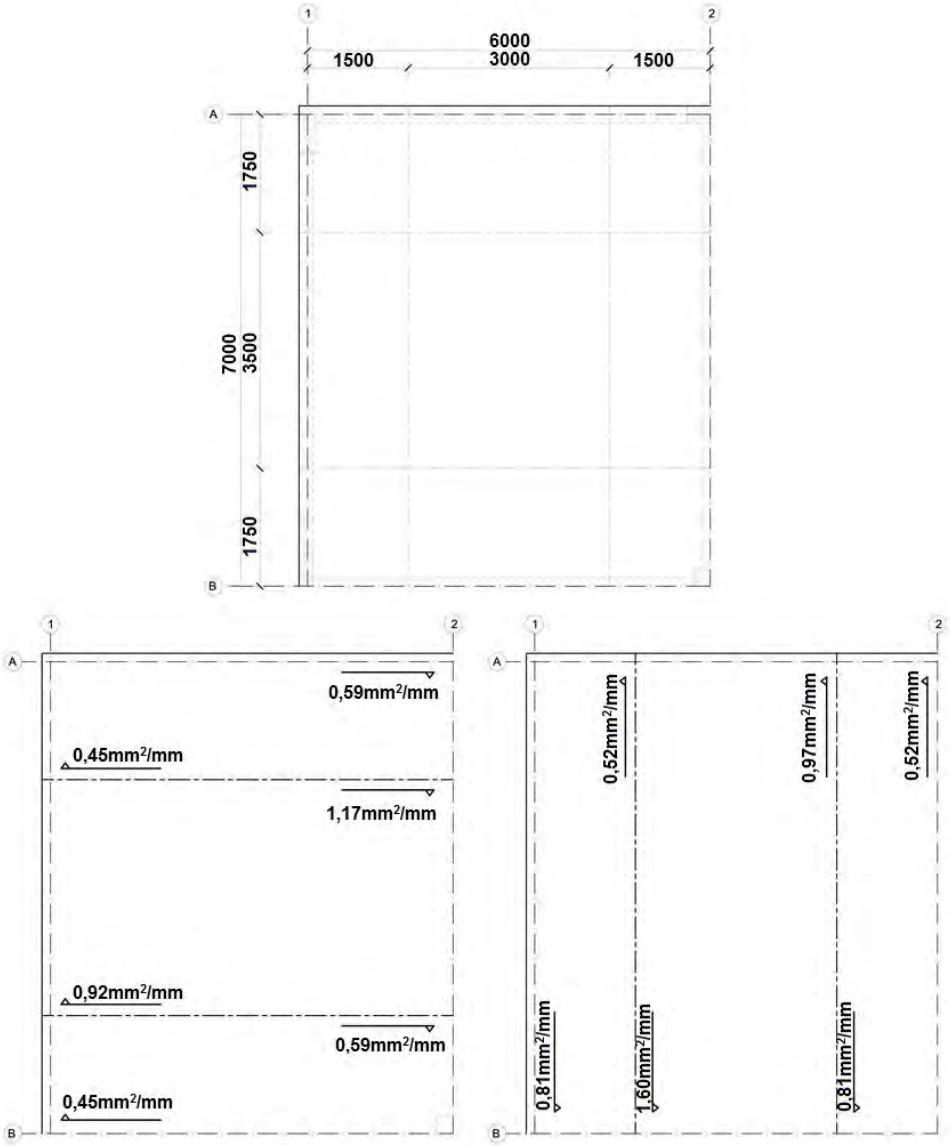
Максимално растојање шипки $s_{max,slabs}$ је [*9.3.1.1 (3)*]:

$$s_{\max,slabs} = 2{,}0 \cdot h \not> 250 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad s_{\max,slabs} = 250 \text{ mm}$$

Дужина померања за прекидање арматуре [9.3.1.1 (4)] јесте:

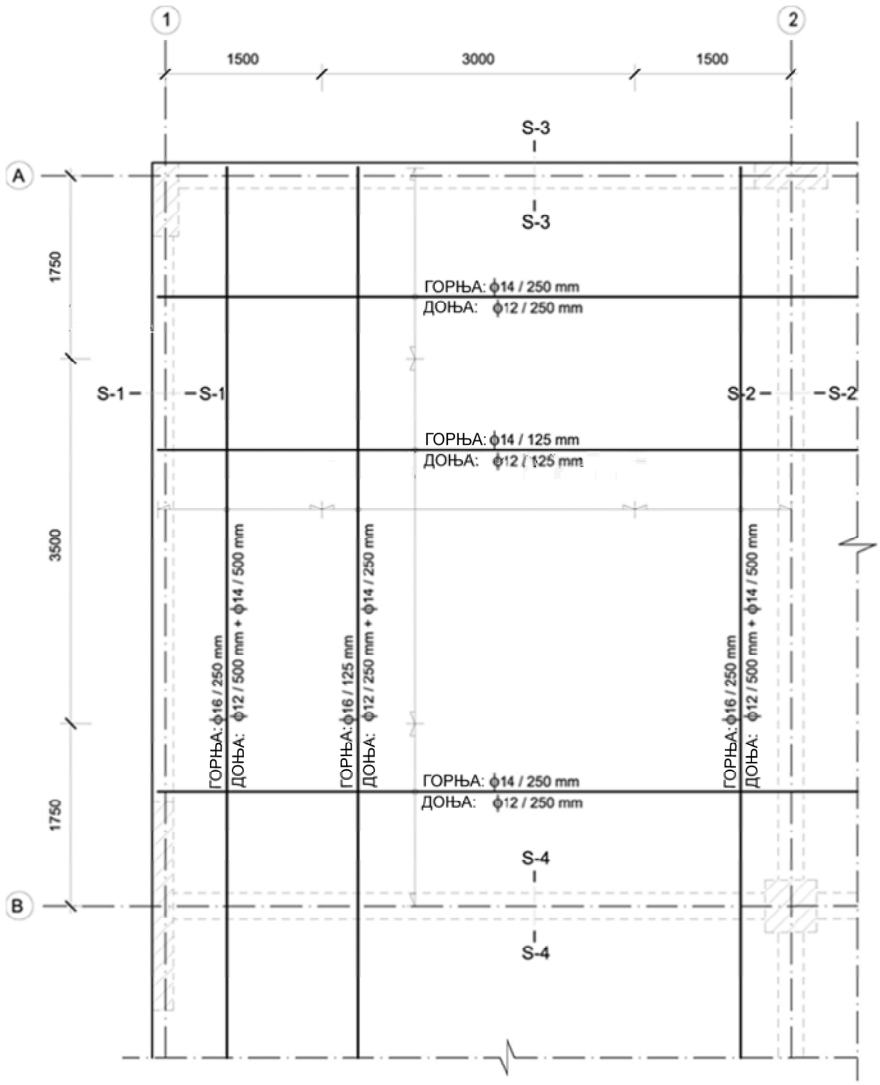
$$a_l = d = 132 \text{ mm}$$

Прорачун плоче даје захтевану арматуру у сваком (X,Y) правцу, за сваку траку (слика 4.2.18).



Слика 4.2.18 Арматура која се захтева за плочу AB12 за случај 1

На крају распоређујемо стварну арматуру узимајући у обзир претходне одредбе о граничним вредностима за површине, пречнике и растојања (слика 4.2.19).



Слика 4.2.19 Распоред арматуре у плочи AB12 за случај 1

4.2.4. Конструкцијски детаљи стубова

Карактеристике стуба, као конструкцијског елемента, дефинишу се у §5.3.1 и у правилима за конструкцијске детаље у *одељку 9.5*.

За подужну арматуру *(9.5.2)*, минимални пречник шипки је ϕ_{min} = 8 mm и њена укупна површина је ограничена минималном и максималном вредношћу:

$$A_{s,\min} = \max\left[\frac{0{,}10N_{Ed}}{f_{yd}}; 0{,}002Ac\right]$$

$$A_{s,\max} = 0{,}04A_c$$

где је A_c површина пресека стуба.

За попречну арматуру *(9.5.3)* минимални пречник $\phi_{t,\min}$ и максимално растојање $s_{t,\max}$ дефинисани су као:

$$\phi_{t,\min} = \max\left[6\ \text{mm}; \frac{1}{4}\phi_{long}\right]$$

$$s_{t,\max} = \min\left[20\phi_{long}; b_{\min}; 400\ \text{mm}\right]$$

Максимално растојање се смањује фактором 0,60, у зонама у близини греде или плоче, и у зони настављања арматуре преклапањем ако је пречник шипки већи од 14 mm. У овом случају, захтевају се најмање 3 шипке.

Ниједна подужна притиснута шипка не може бити на чистом растојању већем од 150 mm од шипке чије је померање спречено попречном арматуром; уклештење се врши преко попречне арматуре или подвезице.

Када се промени правац у подужној шипки, бочне силе се могу занемарити ако је нагиб промене једнак или мањи од 1:12, у супротном, морају се узети у обзир силе притиска.

4.2.4.1 Стуб B2 за случај 2

Анализирани стуб одговара случају 2: равна пуна плоча. Геометријски подаци дати су на слици 4.2.20.

Материјали који су коришћени за израду стуба имају следећа својства:

- Бетон: f_{ck} = 30 N/mm^2; γ_c = 1,50; $f_{ctm} = 0{,}30 f_{ck}^{2/3} = 2{,}90$ N/mm^2
- Челик: f_{yk} = 500 N/mm^2; γ_s = 1,15

Применом стварних вредности стуба у претходним изразима добијамо:

- Подужна арматура

$$\phi_{\min} = 8\ \text{mm}$$

$$A_{s,\min} = \max\left[0{,}23 N_{Ed}; 500\ \text{mm}^2\right]$$

$$A_{s,\max} = 10000\ \text{mm}^2$$

- Попречна арматура

$$\phi_{t,\min} = \begin{cases} 6\ \text{mm} & \text{ако је } \phi_{long} \le 24\ \text{mm} \\ \dfrac{\phi_{long}}{4} & \text{ако је } \phi_{long} > 24\ \text{mm} \end{cases}$$

$$s_{t,\max} = \min\left[20\phi_{long}; 400\ \text{mm}\right]$$

Карактеристике стуба, као конструкцијског елемента, дефинишу се у *тачки 5.3.1* и у правилима за конструкцијске детаље у *одељку 9.5*.

За подужну арматуру *(9.5.2)*, минимални пречник шипке је ϕ_{min} = 8 mm и укупна количина је ограничена минималном и максималном вредношћу:

$$A_{s,\min} = \max\left[\frac{0{,}10 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}}; 0{,}002 Ac\right]$$

$$A_{s,max} = 0,04A_c$$

где је A_c попречна површина стуба.

За попречну арматуру (*9.5.3*), минимални пречник $\phi_{t,min}$ и максимално растојање $s_{t,max}$ износе:

$$\phi_{t,\min} = \max\left[6\ \text{mm}; \frac{1}{4}\phi_{long}\right]$$

$$s_{t,\max} = \min\left[20\phi_{long}; b_{\min}; 400\ \text{mm}\right]$$

Максимално растојање се смањује фактором 0,60, у зонама у близини греде или плоче, и у зони настављања арматуре преклапањем ако је пречник шипки већи од 14 mm. У овом случају, захтевају се најмање 3 шипке.

Ниједна подужна притиснута шипка не може бити на чистом растојању већем од 150 mm од шипке чије је померање спречено попречном арматуром; уклештење се врши преко попречне арматуре или подвезице.

Када се промени правац у подужној шипки, бочне силе се могу занемарити ако је нагиб промене једнак или мањи од 1:12, у супротном, морају се узети у обзир силе притиска.

4.2.4.2 Стуб B2 – случај 2

Разматрани стуб одговара случају 2 – равна пуна плоча. Геометријски подаци дати су на слици 20.

Коришћени материјали имају следећа својства:

- Бетон: f_{ck} = 30 N/mm^2; γ_c = 1,50; $f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3} = 2,90$ N/mm^2
- Челик: f_{yk} = 500 N/mm^2; γ_s = 1,15

Применом стварних вредности стуба у претходним изразима добијамо:

- Подужна арматура

$$\phi_{\min} = 8\ \text{mm}$$

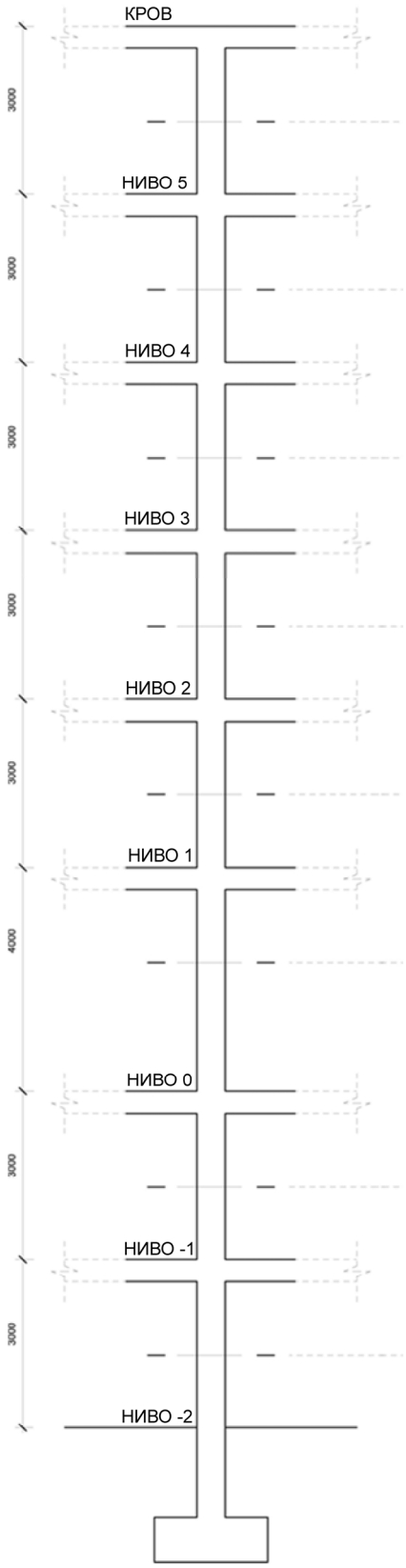
$$A_{s,\min} = \max\left[0,23N_{Ed}; 500\ \text{mm}^2\right]$$

$$A_{s,\max} = 10000\ \text{mm}^2$$

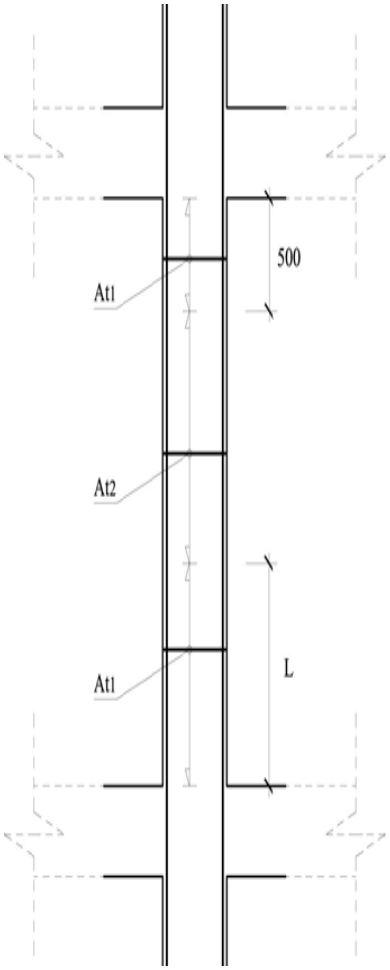
- Попречна арматура

$$\phi_{t,\min} = \begin{cases} 6\ \text{mm} & \text{ако је } \phi_{long} \le 24\ \text{mm} \\ \dfrac{\phi_{long}}{4} & \text{ако је } \phi_{long} > 24\ \text{mm} \end{cases}$$

$$s_{t,\max} = \min\left[20\phi_{long}; 400\ \text{mm}\right]$$



Слика 4.2.20 Геометријска дефиниција стуба B2 – Случај 2



Слика 4.2.21 Попречна арматура стуба B2 – Случај 2

Равномерно распоређена арматура је обезбеђена дуж обима стуба. Ако је укупна површина захтеване арматуре $A_{s,rqd}$, применом поменутих правила, површина стварно распоређене арматуре је $A_{s,dsp}$ (табела 4.2.11).

Табела 4.2.11 Подужна арматура стуба B2 – Случај 2

Под	$A_{s,rqd}$ [mm^2]	$A_{s,min1}$ [mm^2]	$A_{s,min2}$ [mm^2]	$A_{s,disp}$ [mm^2]	
L-2/L-1	5581	1305	500	5892	12ϕ25
L-1/L0	3551	1177	500	3768	12ϕ20
L0/L1	1082	1012	500	1232	8ϕ14
L1/L2	0	838	500	904	8ϕ12
L2/L3	0	670	500	904	8ϕ12
L3/L4	0	504	500	628	8ϕ10
L4/L5	0	344	500	628	8ϕ10
L5/Кров	0	216	500	628	8ϕ10

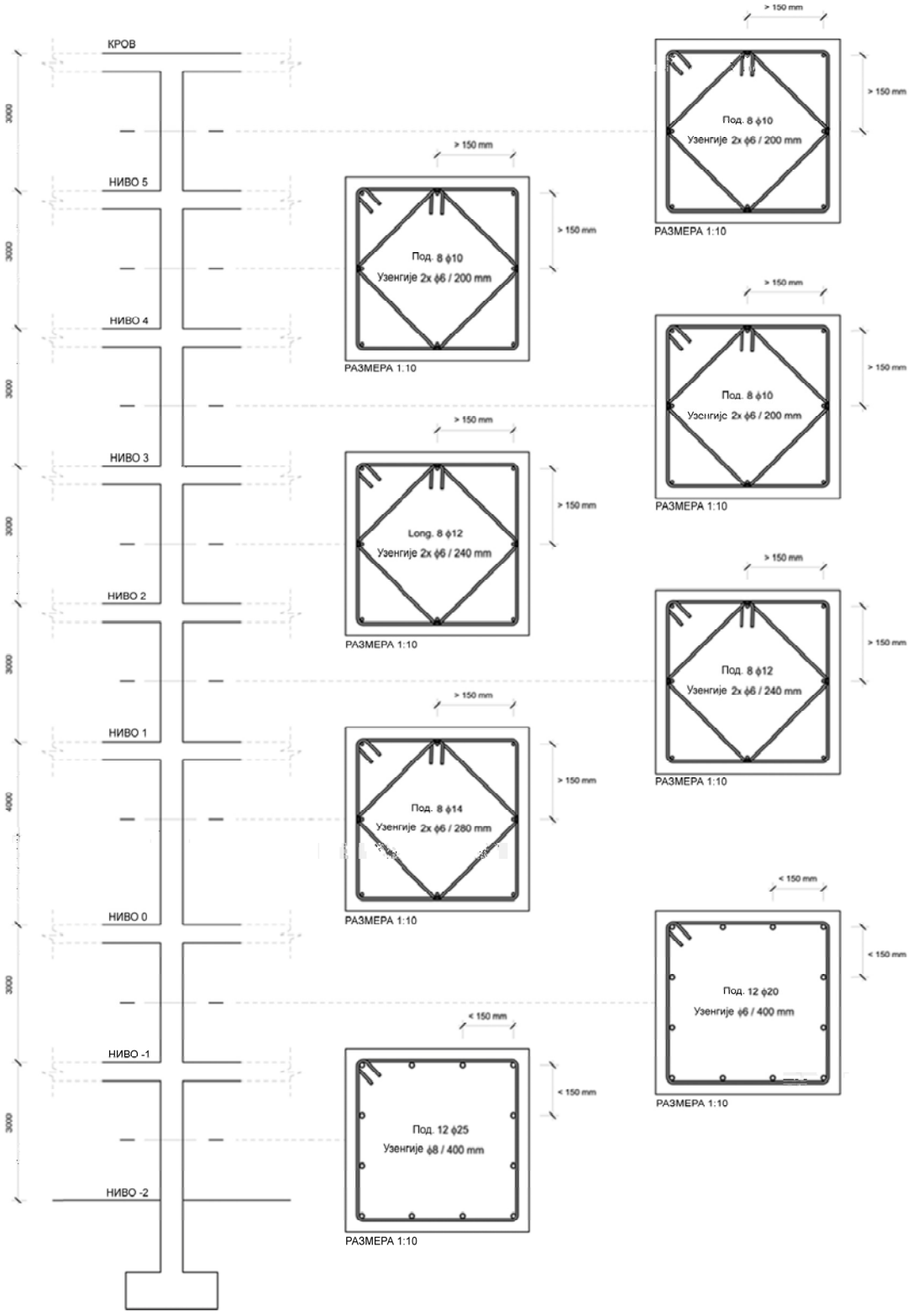
Затворене узенгије се користе за попречну арматуру као на слици 4.2.21. Пратећи прописана правила, растојања узенгија попречне арматуре су смањена у зонама у близини плоче и у зонама настављања преклапањем.

У табели 4.2.12 приказује се проширење зона и пречника попречне арматуре и растојања у свакој зони.

Табела 4.2.12 Попречна арматура стуба B2 – Случај 2

Под	$\phi_{t,min}$ [mm]	$s_{t,max}$ [mm]	L [mm]	Узенгије	
				A_{t1}	A_{t2}
L-2/L-1	8	400	1340	ϕ8 - 240	ϕ8 - 400
L-1/L0	6	400	1340	ϕ6 - 240	ϕ6 - 400
L0/L1	6	280	1072	2ϕ6 - 160	2ϕ6 - 280
L1/L2	6	240	751	2ϕ6 - 140	2ϕ6 - 240
L2/L3	6	240	643	2ϕ6 - 140	2ϕ6 - 240
L3/L4	6	200	643	2ϕ6 - 120	2ϕ6 - 200
L4/L5	6	200	536	2ϕ6 - 120	2ϕ6 - 200
L5/Кров	6	200	536	2ϕ6 - 120	2ϕ6 - 200

Коначно, на слици 4.2.22 приказан је распоред арматуре стуба.



Слика 4.2.22 Арматура стуба B2 – Случај 2

ПОГЛАВЉЕ 5

ПОЈЕДИНИ ГЕОТЕХНИЧКИ АСПЕКТИ ПРОЈЕКТОВАЊА ЗГРАДА (*EN 1997*)

Roger FRANK

Université Paris-Est, Ecole des Ponts ParisTech, Laboratoire Navier
Geotechnical team (CERMES), France

5.1 Увод

Еврокодом 7 обухваћени су сви геотехнички аспекти пројектовања конструција (зграде, мостови и грађевински објекти) и он треба да се примењује за све проблеме настале у интеракцијама конструкција са тереном (тла и стене), преко темеља или потпорних конструкција.

Еврокодом 7 омогућен је прорачун геотехничких дејстава на конструкције, као и носивости терена изложених дејствима са конструкција. Њиме су такође дате препоруке и правила на основу позитивног искуства које је потребно за одговарајуће разматрање геотехничких аспеката за пројекат конструкције или, уопштено говорећи, потпуно геотехнички пројекат.

Еврокод 7 састоји се од два дела:

- *EN 1997-1, Геотехничко пројектовање – Део 1: Општа правила (CEN, 2004)*
- *EN 1997-2, Геотехничко пројектовање – Део 2: Истраживање тла и испитивање (CEN, 2007).*

У наставку је примењено геотехничко пројектовање армиранобетонске зграде, пројектоване на основу принципа из *Евокода 2.*

Зграда дата у примеру има приземље и 5 спратова, као и два спрата испод нивоа терена. Пројектована је као армиранобетонска скелетна конструкција спољних димензија: ширине 30,25 m, дужине 14,25 m дужине и висине 19 m изнад нивоа терена – детаљи су дати у Поглављу 1.

Унутрашњи стубови фундирају се плитким квадратним темељима димензија B = 2 m и L = 2 m; спољашњи стубови и зидна платна ослањају се на спољашњи потпорни зид у виду дијафрагме, чија је дебљина 0,6 m, висина 9 m (израђен 3 m испод 2 нивоа паркинга) – видети слику 5.2.1.

Након неких разматрања геотехничких података, биће приказани следећи прорачуни:

- за стуб B2: носивост и отпорност на клизање за плитке темеље (ULS верификације);
- коментари за слегање стубова (SLS верификација).

5.2 Геотехнички подаци

Истраживање тла може се састојати од узимања узорака из језгра бушотине, лабораторијских испитивања (на пример, идентификационих испитивања и испитивања при триаксијалном притиску), теренских испитивања (на пример, пресиометарског испитивања MPM и опита статичком пенетрацијом CPT) итд. – видети *EN 1997-2* (CEN, 2007) за примену ових испитивања у геотехничком пројектовању. Избор одговарајућих вредности својстава тла за темеље (или друге геотехничке конструкције) представља можда најкомпликованију и најизазовнију фазу целокупног геотехничког процеса пројектовања и не може се овде опсежно описати.

Према приступу *еврокодова*, а посебно *Еврокода 7*, карактеристичне вредности својстава материјала треба да буду одређене пре употребе било ког парцијалног коефицијента сигурности. На слици 5.2.2 приказана је веза између два дела *Еврокода 7* и, што је још важније, упућује на поступак којим се долази до карактеристичних вредности.

Садашња „филозофија" у погледу дефинисања карактеристичних вредности геотехничких параметара садржана је у следећим ставкама *Еврокода 7 – Део 1* (тачка *2.4.5.2 у EN1997-1):*

„(2)П Карактеристична вредност неког геотехничког параметра мора да се одреди пажљивом проценом вредности која утиче на појаву граничног стања."

„(7) […] вредност меродавног параметра је најчешће средња вредност опсега вредности које су одређене на великој површини или у великом делу терена. Карактеристична вредност треба да буде пажљива процена средње вредности."

Овим параграфима *Еврокода 7 – Део 1* одражава се брига да се могу и даље користити вредности геотехничких параметара који су традиционално примењивани (одређивања која нису стандардизована, на пример, често зависе од личне процене инжењера геотехнике). Међутим, треба истаћи две примедбе за ово становиште.

- с једне стране, приказан је концепт „изведене вредности" геотехничког параметра (који претходи одређивању карактеристичне вредности, видети слику 5.2.1);
- с друге стране, сада постоји јасна референца за примењено гранично стање (које може изгледати очигледно, али је у сваком случају начин повезивања традиционалног геотехничког димензионисања и новог приступа граничним стањима) и процену средње вредности (а не за локалну вредност; ово може да буде специфичност геотехничког пројектовања којим су обухваћене заиста „велике" површине и „велике" масе терена).

Статистичке методе су поменуте само као могућност:

„(10) Ако се статистичке методе примењују […], такве методе треба да раздвоје резултате локално узетих узорака од узорака регионалног карактера […]."

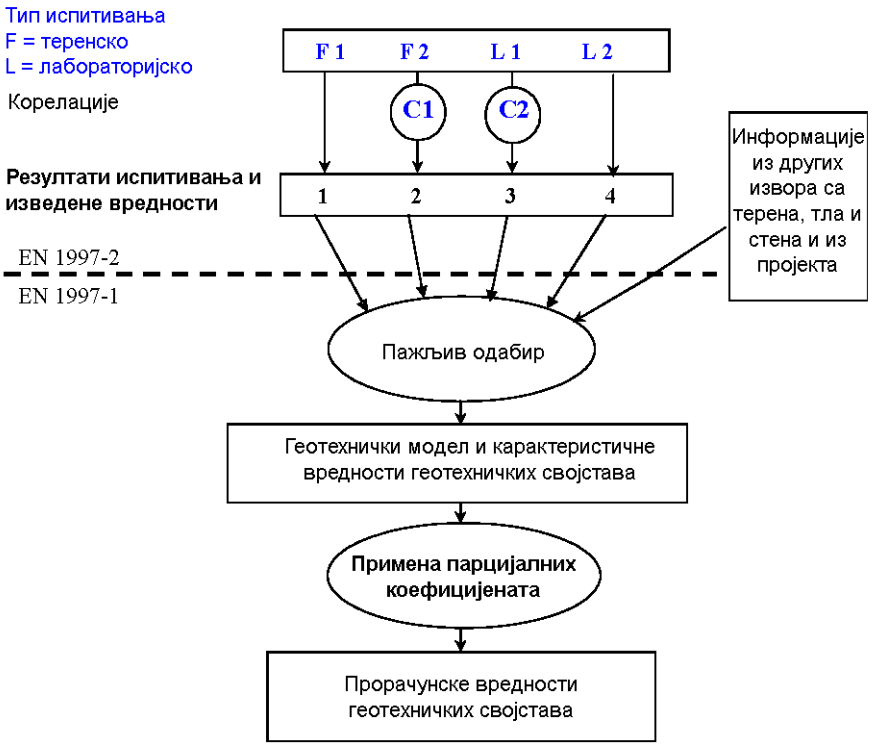
„(11) Ако се користе статистичке методе, онда карактеристична вредност треба да се одреди тако да израчуната вероватноћа најнеповољније вредности која доводи до разматраног граничног стања не буде већа од 5%.

НАПОМЕНА У овом погледу, пажљива процена просечне вредности неког геотехничког параметра заснована је на избору просечне вредности ограниченог броја података за ту вредност, са границом поверења на нивоу од 95%; ако је у питању локални лом, пажљив избор за ниску вредност параметра је ниво фрактила од 5%."

Ради једноставности, у овој студији се претпоставља је да су сви темељи зграде постављени на глину веома тврде конзистенције са следећим карактеристикама:

- недренирана чврстоћа при смицању (изражена укупним напонима): c_u = 300 kPa
- укупна јединична маса γ_k = 20 kN/m^3

Претпостављено је да је ниво воде на нивоу терена.



Слика 5.2.1 Општи оквир одабира изведених вредности, карактеристичних вредности и прорачунских вредности геотехничких својстава (CEN, 2007)

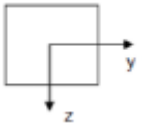
5.3 Дејства на темеље

5.3.1. Дејства на конструкције и геотехничка дејства

Из анализе конструкције у Поглављу 2 преузета су дејства на конструкцију. Комбинације сила и момената за стуб B2 дате су за ножицу темеља (дебљине 0,8 m) и при ULS (сталне и повремене прорачунске ситуације, на пример, основне комбинације) и при SLS – видети табеле 5.3.1. За потпорне зидове у виду дијафрагми, такође се морају разматрати активни и пасивни притисци од терена и подземних вода (геотехничка дејства).

Табела 5.3.1 Силе и моменти код темеља стуба B2 – ULS и SLS

Стуб B2



Ситуација Темељ
на ножици темеља

Положај унутрашњих сила

Гранично стање носивости

Суперпозиција	**N [KN]**	**Vy [KN]**	**Vz [KN]**	**My [KNm]**	**Mz [KNm]**		
Комбинација:	1,35 * G + 1,5 * Q1 + 1,5 * ∑(psi0 * Q_i)					Разматрани случајеви оптерећења Q1	Qi
max My, према N, V и Mz	-4625,82	0,23	-4,05	4,21	-0,31	101	од 203 до 206, 1356, 10111
max Mz, према N, V и My	-4935,82	4,46	1,88	-2,43	4,45	10111	51, од 203 до 206, 10011
max Vy, према M, N и Vz	-4935,82	4,46	1,88	-2,43	4,45	10111	51, од 203 до 206, 10011
max Vz, према M, N и Vy	-5247,33	-2,46	2,96	-3,62	-2,08	51	10031, 10101
max N, према V и M	-4516,94	-1,83	2,27	-2,73	-1,38	51	од 202 до 205
min My, према N, V и Mz	-5408,62	-2,48	2,96	-3,64	-2,12	51	201, 1326, 10031, 10101
min Mz према N, V и My	-5515,83	-4,65	-1,43	1,17	-4,85	10121	101, 201, 202, 1326,10021
min Vy, према M, N и Vz	-5466,27	-4,81	1,46	-2,09	-4,70	10121	201,202,1356,10021
min Vz, према M, N и Vy	-4575,29	0,25	-4,05	4,20	-029	101	од 202 до 206, 10111
min N, према V и M	-5805,49	-4,53	1,54	-2,36	-4,49	10031+1336	201, 10121

Гранично стање употребљивости

Суперпозиција	N [KN]	Vy [KN]	Vz [KN]	My [KNm]	Mz [KNm]	

Карактеристична комбинација

Комбинација	1,00 * G + 1,00 * Q1 + 1,00 * ∑(psi0 * Q_i)					Разматрани случајеви оптерећења	
						Q1	Qi
max My према N, V и Mz	-3419,34	-0,10	-2,63	2,70	-0,45	101	од 203 до 206, 1356, 10111
max Mz према N, V и My	-3626,00	2,72	1,31	-1,73	2,72	10111	51, од 203 до 206, 10011
max Vy према M, N и Vz	-3626,00	2,72	1,31	-1,73	2,72	10111	51, од 203 до 206, 10011
max Vz према M, N и Vy	-3833,68	-1,89	2,04	-2,52	-1,63	51	10031, 10101
max N према V и M	-3346,75	-1,47	1,58	-1,93	-1,17	51	од 202 до 205
min My према N, V и Mz	-3941,20	-1,91	2,04	-2,53	-1,66	51	201, 1326, 10031, 10101
min Mz према N, V и My	-4012,68	-3,35	-0,89	0,67	-3,48	10121	101, 201, 202, 1326, 10021
min Vy према M, N и Vz	-3979,64	-3,46	1,04	1,50	-3,38	10121	201, 202, 1356, 10021
min Vz према M, N и Vy	-3385,65	-0,08	-2,63	2,69	-0,44	101	од 202 до 206, 10111
min N према V и M	-4205,78	-3,27	1,09	-1,68	-3,23	10031+1336	201, 10121

Виртуелно-стална комбинација

Комбинација	1,00 * G + 1,00 * ∑(psi0 * Q_i)					Разматрани случајеви оптерећења
						Qi
max My према N, V и Mz	-3396,43	-0,60	0,63	-1,04	-0,60	1356, 10111
max Mz према N, V и My	-3499,06	1,28	0,68	-1,11	1,18	10011, 10111
max Vy према M, N и Vz	-3499,06	1,28	0,68	-1,11	1,18	10011, 10111
max Vz према M, N и Vy	-3562,90	-2,71	0,82	-1,31	-2,64	10031, 10101
max N према V и M	-	-	-	-	-	Не примењује се
min My према N, V и Mz	-3606,55	-2,83	0,92	-1,39	-2,73	1326, 10031, 10101
min Mz према N, V и My	-3676,67	-3,32	0,95	-1,35	-3,16	1326, 10021, 10121

5.3.2. Опште: три пројектна приступа из *Еврокода 7*

Када се проверавају STR/GEO гранична стања за сталне и повремене пројектне ситуације (основне комбинације), у *еврокоду EN 1990 и еврокоду EN 1997-1 (Еврокод 7 – Део 1: CEN, 2004*), понуђена су 3 пројектна приступа. У документу за националну примену дефинише се избор за сваку геотехничку конструкцију.

За граничну носивост плитких темеља и потпорних конструкција, ови приступи се могу сумирати како следи.

5.3.2.1 Пројектни приступ 1 (DA1)

Треба да се користе две комбинације (DA1-1 и DA1-2). Треба проверити да се не достигне ULS ни код једне од две комбинације.

Комбинација 1 (DA1-1) назива се „комбинација конструкције” јер је сигурност на страни дејства (на пример, парцијални фактори оптерећења $\gamma_F \geq 1{,}0$ додељују се утицајима дејстава), док се пројектна вредност геотехничке отпорности R_d заснива на карактеристичној отпорности материјала.

При томе, препоручене вредности су дате у напомени *2 табеле A2.4 (B) у EN 1990, за једначину (6.10*):

$$E_d \{\gamma_F F_{rep}\} \leq R_d \{X_k\} \tag{5.1}$$

где γ_F представља $\gamma_{G,sup}$ = 1,35; $\gamma_{G,inf}$ = 1,00; $\gamma_{G,set}$ = 1,35; 1,20 или 0; и γ_Q = од 1,20 до 1,50 или 0.

Комбинација 2 (DA1-2) назива се „геотехничка комбинација” јер се сигурност односи на геотехничку носивост R_d, преко парцијалних коефицијената материјала $\gamma_M > 1{,}0$, који се примењују на „извору” према сопственим параметрима терена. Не примењују се никакви коефицијенти сигурности код неповољних сталних дејстава („конструкцијских” или геотехничких”). Напомиње се да се уместо коефицијената материјала γ_M примењују коефицијенти носивости γ_R за носивост шипова и анкера.

При томе, препоручене вредности дате су у *напомени табеле A2.4 (C) у EN 1990, за једначину (6.10*):

$$E_d \{\gamma_F F_{rep}\} \leq R_d \{X_k / \gamma_M\} \quad (5.2)$$

где γ_F представља $\gamma_{G,sup}$ = 1,00; $\gamma_{G,inf}$ = 1,00; $\gamma_{G,set}$ = 1,00 or 0; и γ_Q = од 1,15 до 1,30 или 0.

У табели 5.3.3 сажете су препоручене вредности за коефицијенте носивости коришћене за DA1-1 (скуп A1) и DA1-2 (скуп A2).

Табела 5.3.3 Парцијални коефицијенти за дејства (γ_F) и утицаје дејстава (γ_E) (*табела A.3 у EN 1997-1*)

Дејство		Ознака	Скуп	
			A1	***A2***
Трајно	Неповољно	γ_G	1,35	1,0
	Повољно		1,0	1,0
Повремено	Неповољно	γ_Q	1,5	1,3
	Повољно		0	0

Код DA1-2, у скупу M2 који је дат у табели 5.3.4 наведене су препоручене вредности парцијалних коефицијената γ_M и за „геотехничка" дејства и за носивости (изузев носивости шипова и анкера).

Табела 5.3.4 Парцијални коефицијенти за параметре тла (γ_M)
(*табела A.4 у EN 1997-1*)

Параметар тла	Ознака	Скуп	
		M1	M2
Ефективни угао отпорности при смицању[a]	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Ефективна кохезија	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Недренирана чврстоћа при смицању	γ_{cu}	1,0	1,4
Једноаксијална чврстоћа при притиску	γ_{qu}	1,0	1,4
Јединична тежина	γ_{γ}	1,0	1,0
[a] Овај коефицијент се примењује на tan φ'.			

5.3.2.2 Пројектни приступ 2 (DA2 and DA2*)

Треба да се користи само једна комбинација да би се проверило да се не достигне ULS. Сигурност је и на страни дејства и на страни отпорности. У погледу дејстава, коефицијенти могу да се примењују и код самих дејстава (DA2, коефицијенти γ_F) или на утицаје дејстава (DA2*, коефицијенти γ_E). Према томе,

- За DA2:

$$E_d \{\gamma_F F_{rep}\} \leq R_d \{Xk\}/\gamma_R \quad (5.3)$$

- За DA2*:

$$\gamma_E E_d \{F_{rep}\} \leq R_d \{Xk\}/\gamma_R \quad (5.4)$$

Препоручене вредности за γ_F или γ_E дате су у *напомени 2 табеле A2.4 (B) у EN 1990, за једначину (6.10)*:

$\gamma_{G,sup}$ = 1,35; $\gamma_{G,inf}$ = 1,00; $\gamma_{G,set}$ = 1,35; 1,20 или 0; и γ_Q = од 1,20 до 1,50 или 0

Препоручене вредности за коефицијенте носивости за плитке темеље су оне из скупа R2 које су дате у табелама 5.3.5 и 5.3.6, респективно.

Табела 5.3.5 Парцијални коефицијенти отпора (γ_R) за плитко темељење
(*табела A.5 у EN 1997-1*)

Отпор	Ознака	Скуп		
		R1	R2	R3
Лом у подтлу	$\gamma_{R;v}$	1,0	1,4	1,0
Клизање	$\gamma_{R;h}$	1,0	1,1	1,0

Табела 5.3.6 Парцијални коефицијенти носивости (γ_R) за потпорне конструкције
(*табела A.13 у EN 1997-1*)

Отпор	Ознака	Скуп		
		R1	R2	R3
Носивост темељног тла	$\gamma_{R,v}$	1,0	1,4	1,0
Отпорност на клизање	$\gamma_{R,h}$	1,0	1,1	1,0

Отпор тла	$\gamma_{R,e}$	1,0	1,4	1,0

5.3.2.3 Пројектни приступ 3 (DA3)

Треба користити само једну комбинацију да би се проверило да се не достигне ULS. Сигурност је примењена и на страни дејства (коефицијенти γ_F) и на страни геотехничке отпорности R_d, помоћу парцијалних фактора материјала γ_M > 1,0, који се примењују на „извору" према сопственим параметрима терена. Према томе је:

$$E_d \{\gamma_F F_{rep}; X_k/\gamma_M\} \leq R_d \{X_k/\gamma_M\} \quad (5.5)$$

Дате су препоручене вредности за дејства:

- за дејства „на конструкцију", у *напомени 2 табеле A2.4 (B) у EN 1990, за једначину (6.10)*:

  $\gamma_{G,sup}$ = 1,35; $\gamma_{G,inf}$ = 1,00 и γ_Q = од 1,20 до 1,50 или 0

и

- за „геотехничка" дејства, у *напомени 2 табеле A2.4 (C) у EN 1990, за једначину (6.10)*:

  $\gamma_{G,sup}$ = 1,00; $\gamma_{G,inf}$ = 1,00; $\gamma_{G,set}$ = 1,00 или 0; и γ_Q = од 1,15 до 1,30 или 0.

Препоручене вредности за парцијалне коефицијенте материјала γ_M за параметре терена су оне из скупа M2 из табеле 5.3.4.

5.3.2.4 Резиме за DA1, DA2 and DA3 (за „основне" комбинације)

За плитке темеље и потпорне конструкције, резиме три пројектна приступа може се приказати, за ULS за сталне и повремене пројектне ситуације, у симболичном смислу, помоћу скупова A, M и R из табела 5.3.3, 5.3.4, 5.3.5 и 5.3.6, како следи („+"представља „комбинује се са"):

1. Пројектни приступ 1 (DA1)

   Комбинација: 1: A1 „+" M1 „+" R1

   Комбинација: 2: A2 „+" M2 „+" R1

2. Пројектни приступ 2 (DA2)

   Комбинација: A1 „+" M1 „+" R2

3. Пројектни приступ 3 (DA3)

   Комбинација: (A1[7] or A2[8]) „+" M2 „+" R3

За прорачун аксијално оптерећених шипова и анкера, видети *EN 1997-1 (CEN, 2004)*.

[7] За дејства на конструкцију.
[8] За геотехничка дејства.

5.4 Стуб B2 – прорачун темеља

5.4.1. Носивост темељног тла (ULS)

Услов за ULS је (*неједначина 6.1 у EN 1997-1*):

$$N_d \le R_d \tag{5.6}$$

где је:

N_d прорачунска вредност аксијалне компоненте која далује на ножицу темеља, услед дејстава на конструкцију и геотехничких дејстава;

R_d прорачунска вредност отпора у тлу (граничне носивости терена) испод ножице темеља.

Геотехнички отпор (носивост темељног тла)

Отпор R (носивост темељног тла) прорачунава се из примера методе из Прилога *D of EN 1997-1 (CEN, 2004*) – видети Прилог 1 у наставку.

За недрениране услове (где је $\alpha = 0$ и $q = 0$), као што је овде случај, R може да се изрази као:

$$R = A' (\pi+2)\, c_u\, s_c\, i_c \tag{5.7}$$

уз $A' = B'\, L' = (B-2e_B)(L-2e_L)$

$s_c = 1+0{,}2\, B'/L'$

$$i_c = \frac{1}{2}\left(1+\sqrt{1-\frac{H}{A' c_u}}\right)$$

H је резултанта хоризонталне силе (резултанта V_y и V_z)

Ексцентрицитет се прорачунава:

- у трансверзалном (B) правцу: $e_B = M_y/N$
- у лонгитудиналном (L) правцу: $e_L = M_z/N$

Прорачунске вредности N_d, V_{yd} и V_{zd}, као и M_{zd} и M_{yd}, у зависности од пројектног приступа који се разматра, неопходне су за прорачун e_B, e_L, s_c и i_c. Према томе, носивост зависи од дејстава, што је чест случај у геотехничком пројектовању (због тога је понекад неопходна провера прорачуна и са неповољним и са повољним вредностима за више дејстава...).

Парцијални коефицијенти γ_M за c_u и $\gamma_{R;v}$ за носивост темељног тла R узети су из табела 5.3.4 и 5.3.5, респективно, као препоручене вредности, за сваки пројектни приступ.

За DA1-1, DA2 и DA3, у табели 5.3.1 су дате N_d, V_{yd} и V_{zd}, M_{zd} и M_{yd} (из скупа дејстава A1 – видети табелу 5.3.3). Преовлађујућа комбинација дејстава је она код које је вредност N_d највећа:

$N_d = 5{,}81$ MN $\quad V_{yd} = -4{,}53\cdot10^{-3}$ MN $\quad V_{zd} = -1{,}54\cdot10^{-3}$ MN

$M_{yd} = -2{,}36\cdot10^{-3}$ MNm $\quad M_{zd} = -4{,}49\cdot10^{-3}$ MNm $\quad H_d = 4{,}78\cdot10^{-3}$ MNm

H_d је резултанта V_{yd} и V_{zd}. Хоризонталне силе и моменти на овом темељу су занемарљиве.

За DA1-2, те силе се деле са коефицијентом вредности између 1,11 and 1,35, у зависности од односа сталних сила *G* и повремених сила *Q*.

За DA1-1, DA2 и DA3

$e_B = 4{,}1 \cdot 10^{-4}$ m (!), $e_L = 7{,}8 \cdot 10^{-4}$ m (!), $B' \approx B$ и $L' \approx L$ и $s_c = 1{,}2$

Коефицијент корекције i_c, и укупна носивост R такође зависе од пројектног приступа преко γ_M (за c_u) и $\gamma_{R;v}$ (видети табеле 5.3.4 и 5.3.5).

Пројектни приступ 1

Комбинација DA1-1: $\gamma_M = 1{,}0$; $\gamma_{R;v} = 1{,}0$

следи $c_{ud} = 300$ kPa ; $s_c \approx 1{,}2$, $i_c \approx 1$

и $R_d = 4 \cdot 5{,}14 \cdot 1{,}2 \cdot 1 \cdot 300 \cdot 10^{-3} / 1{,}0 = 7{,}4 / 1{,}0 = 7{,}4$ MN и $N_d \le R_d$ је потврђено.

Комбинација DA1-2: $\gamma_M = 1{,}4$; $\gamma_{R;v} = 1{,}0$

следи: $c_{ud} = 300/1{,}4 = 214$ kPa ; $s_c \approx 1{,}2$, $i_c \approx 1$

и $R_d = 4 \cdot 5{,}14 \cdot 1{,}2 \cdot 1 \cdot 214 \cdot 10^{-3} / 1{,}0 = 5{,}28 / 1{,}0 = 5{,}28$ MN

Кад се резимира да је N_d једнако N_d из A1-1 подељено са 1,11, следи да је $N_d = 5{,}23$ MN и $N_d \le R_d$ потврђено.

Према DA1, носивост терена испод темеља је на страни сигурности.

Пројектни приступи 2 и 3

Пројектни приступи 2 и 3 дају исти ниво сигурности, јер је једна вредност за коефицијенте γ_M и $\gamma_{R;v}$ једнака 1,4, а друга је једнака 1,0.

следи $R_d = 4 \cdot 5{,}14 \cdot 1{,}2 \cdot 1 \cdot 300 \cdot 10^{-3} / 1{,}4 = 5{,}28$ MN.

следи $N_d \le R_d$ није потврђено.

Лако се може видети да димензије ножице треба да буду приближно:

A' = 1,4 x $N_d / (\pi+2)\, c_u\, s_c\, i_c \approx 4{,}39$, што је, рецимо: $B = L = 2{,}10$ m. Мала је разлика од претпостављеног B = 2,0 m.

5.4.2. Клизање (ULS)

Основна једначина (неједначина *6.2* у *EN 1997-1*) јесте:

$$H_d \le R_d + R_{p;d} \tag{5.8}$$

где је:

H_d прорачунска вредност хоризонталне компоненте силе која делује на ножицу темеља;

$R_{p;d}$ пасивна сила тла испред плитког темеља, која се због поједностављења овде не разматра, јер да би се узимала било која пасивна сила у обзир, тло мора да буде на одговарајући начин у додиру са страницом ножице, и добро збијено, што није увек случај.

R_d отпор клизању, који је под недренираним условима, (*једначина. 6.4a* and *6.4b* in *EN 1997-1*):

$$R_d = \{ A'_{cu} / \gamma_M \} / \gamma_{R;h} \tag{5.9}$$

где су γ_M и $\gamma_{R;h}$ узети из табела 5.3.4 и 5.3.6, респективно, као препоручене вредности, за сваки пројектни приступ за трајна и повремена пројектна стања.

Као и за носивост темељног тла, отпорност на клизање у недренираним условима такође зависи од вредности дејстава (преко *A' = B' L'*, који зависе од ексцентрицитета); у дренираним условима, отпорност на клизање је штавише директно пропорционална вертикалном оптерећењу, која је тиме повољно дејство – и њена прорачунска вредност треба да буде обухваћена помоћу коефицијената за повољна дејства.

Највећа вредност H_d за трајна и повремена пројектна стања (основне комбинације) је – видети табелу 5.3.1:

H_d = 5,03 kN (што је прилично мало) са

$M_{yd} \approx -2{,}09 \cdot 10^{-3}$ MNm, $M_{zd} \approx -4{,}70 \cdot 10^{-3}$ MNm, $N_d \approx 5{,}5$ MN (за DA1-1, DA2 и DA3).

Ексцентрицитети e_B и e_L остају занемарљиви и $B' \approx B$ и $L' \approx L$. Следи $A' \approx BL \approx 4\text{m}^2$.

Пројектни приступ 1

Комбинација DA1-1: $\gamma_M = 1{,}0$; $\gamma_{R;h} = 1{,}0$

следи $c_{ud} = 300$ kPa и $R_d = 4 \cdot 0{,}300 / 1{,}0 = 1{,}2$ MN и $H_d \le R_d$ је значајно потврђено.

Комбинација DA1-2: $\gamma_M = 1{,}4$; $\gamma_{R;h} = 1{,}0$

следи $c_{ud} = 300/1{,}4 = 214$ kPa and $R_d = 4 \cdot 0{,}214/1{,}0 = 0{,}86$ MN, уз $H_d < 5{,}03$ kN

и $H_d \le R_d$ је значајно потврђено.

Према DA1, отпорност на клизање је на страни сигурности.

Пројектни приступ 2 $\gamma_M = 1{,}0$; $\gamma_{R;h} = 1{,}1$

следи $c_{ud} = 300$ kPa и $R_d = 4 \cdot 0{,}300 / 1{,}1 = 1{,}09$ MN

и $H_d \le R_d$ је значајно потврђено.

Пројектни приступ 3 $\gamma_M = 1{,}4$; $\gamma_{R;h} = 1{,}0$

следи $c_{ud} = 300/1{,}4 = 214$ kPa и $R_d = 4 \cdot 0{,}214/1{,}0 = 0{,}86$ MN

и $H_d \le R_d$ је значајно потврђено.

5.5 Образложења за слегања (SLS)

5.5.1. Компензовани темељ

Укупна тежина разматране зграде је мања од тежине уклоњеног терена на чијем месту се гради паркинг-простор.

Уз претпоставку да је запреминска маса терена $\gamma = 20$ kN/m^3, иницијални притисак на нивоу дна ископа је приближно $(3 \cdot 20)$ kN/m^3 = 60 kPa. Према томе, слегање ће бити ограничено ако конструкција делимично „враћа назад" нешто слично на терен на његову почетни позицију.

У пракси се занемарују слегања за овај тип темеља, названа „компензовани темељ". Ипак, у циљу илустрације, урађене су различите претпоставке ради процене највећег могућег слегања.

Слегања се обично проверавају под вертикалним оптерећењем Q добијеним из квазисталних SLS комбинација. За стуб B2, из табеле 5.3.1:

Q = 4,2 MN

што одговара нанетом притиску на терен:

$q = Q / (BL) = 4{,}2/(2 \cdot 2) = 1{,}05$ MPa.

5.5.2. Прорачун заснован на резултатима добијеним методом Менардовог пресиометра

У Еврокоду 7 – Део 2 (EN 1997-2), у информативним прилозима дато је неколико метода за одређивање слегања плитких темеља. У даљем тексту примењује се метода Менардовог пресиометра (МРМ), описана у прилогу *E.2 из EN 1997-2 (CEN, 2002*).

Слегање је изражено као:

$$s = (q - \sigma_{v0}) \times \left[\frac{2B_0}{9E_d} \times \left(\frac{\lambda_d B}{B_0} \right)^{\alpha} + \frac{\alpha \lambda_c B}{9E_c} \right] \tag{5.10}$$

У разматраном случају:

q = 1,05 MPa

$\sigma_{vo} = 0$ због поједностављења, тло је оптерећено тако да остане на почетном природном нивоу (без растерећења услед ископа)

B = 2 m

B_0 = 0,6 m

За квадратне темеље: следи λ_d = 1,12 и λ_c = 1,1

За преконсолидовану глину у једначини (5.10) може се претпоставити да је експонент α = 1,0.

Претпоставља се да је модул Менардовог пресиометра константан по дубини и једнак, као минималан, за веома преконсолидоване глине 16 пута повећаном граничном притиску, а који је једнак $9c_u$ у просеку (c_u је недренирана чврстоћа при смицању глине – видети пример, *Frank, 1999 and Baguelin, et al.,1978*)

$E_M \approx (9 \cdot 16)\, c_u = 144 \cdot 300 \cdot 10^{-3} = 43$ MPa

$E_d = E_c = 43$ MPa

$s_{B2} = (1{,}05 - 0{,}00) \cdot [(2\ 0{,}6\ 1{,}12 \cdot 2)/(9 \cdot 43\ 0{,}6) + (1 \cdot 1{,}1 \cdot 2{,}0) / (9 \cdot 43)] =$

$1{,}05 \cdot [0{,}0116 + 0{,}0057] = 0{,}017$ m = 17 mm.

Распон између два стуба је L = 6 m: претпоставља се да је диференцијално слегање $\delta_s = s_{B2}/2$, релативна ротација је:

$$b = s_{B2} / 2L = 8{,}5/6000 = 1{,}4 \cdot 10^{-3}$$

У Прилогу H из *EN 1997-1* (информативном) наведено је да је код већине случајева за зграде прихватљиво да релативна ротација буде $\beta = 1/500 = 2 \cdot 10^{-3}$. Ако је зграда грађена тако да буде постављена на консолидованој глини оптерећеној као при природном оптерећењу (без икаквог ископа), јасно је да ће диференцијално слегање бити прихватљиво.

Осим тога, узете су у обзир неке конзервативне претпоставке: на пример, највероватније ће консолидованост глине расти са дубином.

5.5.3. Прилагођена метода теорије еластичности

У *Еврокоду 7 – Део 1 (CEN, 2004)* допуштена је примена псеудоеластичних метода написаних у облику:

$$s = qBf / E_m \tag{5.11}$$

где је E_m прорачунска вредност модула еластичности.

У овој методи претпостављено је да је проценом еквивалене и јединствене вредности Јанговог модула (Young's modulus), могуће приказати тло под утицајем оптерећења уз исправан ниво (нивое) деформација...

Све тешкоће своде се на процену E_m. За Форт Канинг тунел у Сингапуру, *Mair (2011*), наведена је вредност недренираног модула E_u за структуру тврде глине $E_u \approx 500$ MPa, за повратну анализу слегања зграда на раседима. Напомиње се да недренирана чврстоћа при смицању за структуру глине у Сингапуру износи $c_u > 150$ kPa.

Вредност E_u је непромењена за модул растерећење–оптерећење из испитивања пресиометром и модула из оптерећења равном плочом за исту глину. Следи да ће се добити 10 пута модул „првог оптерећења" E_M који је добијен раније поменутим Менардовим пресиометром, што није изненађујуће.

Из прорачуна еластичности (једначина 5.11) следи:

$$s_{B2} = 1{,}05 \cdot 2{,}0 \cdot 0{,}66/500 = 0{,}0023 = 2{,}8 \text{ mm}.$$

Ово слегање, веома мање од оног које је прорачунато применом Менардовог модула за прво оптерећење заједно са Менардовом емпиријском формулом (једначина 5.10), вероватно је реалистичније, као што је приступ о еластичности погоднији за фазу растерећења глине (након ископа). Резултатом се потврђује да се слегање таквог „компензованог" темеља може занемарити у пракси.

Референце

Baguelin, F., Jézéquel, J.F., Shields, D.H. (1978). The Pressuremeter and Foundation Engineering. Trans Tech Publications, Clausthal, Germany.

CEN 2002. Eurocode: Basis of structural design. EN 1990: 2002. European Committee for Standardization (CEN): Brussels.

CEN 2004. Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules. EN 1997-1:2004 (E), November 2004, European Committee for Standardization: Brussels.

CEN 2007. Eurocode 7: Geotechnical design – Part 2: Ground investigation and testing. EN1997-2:2007 (E), March 2007, European Committee for Standardization: Brussels.

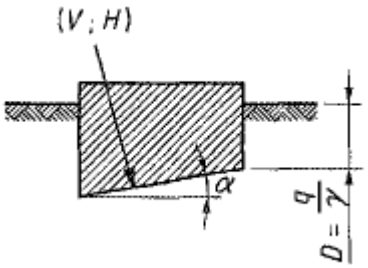
Frank R. 1999. Calcul des fondations superficielles et profondes, Presses de l'Ecole des ponts et Techniques de l'ingénieur, Paris.

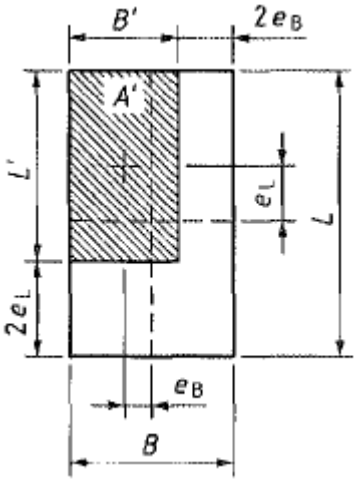
MELT-Ministère de l'Equipement, du logement et des transports 1993. Règles Techniques de Conception et de Calcul des Fondations des Ouvrages de Génie Civil (in French: Technical Rules for the Design of Foundations of Civil Engineering Structures). Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux, FASCICULE N°62 – Titre V, Textes Officiels N° 93-3 T.O., 182 pages.

ПРИЛОГ 1

Из EN 1997-2 (CEN, 2004): Прилог D (информативан): Пример аналитичког поступка за прорачун носивости

Прилог D.3: Недренирани услови





У Прилогу D3 користе се следећи симболи:

$A' = B' \times L'$ пројектна ефективна површина темеља

b пројектне вредности фактора нагиба базе са индексом c (са индексима q и γ; само у дренираним условима)

B ширина темељне површине

B' ефективна ширина темељне површине

D дубина темељне површине

e ексцентрицитет резултанте дејства, са индексима B и L

i коефицијент нагиба оптерећења, са индексом c (са индексима q и γ; само у дренираним условима)

L дужина темељне површине

L' ефективна дужина темељне површине

q геостатички притисак тла или додатна оптерећења тла на нивоу темељне површине

s коефицијент облика темељне површине са индексом c (са индексима q и γ; само у дренираним условима)

V вертикално оптерећење

α нагиб темељне површине према хоризонтали

γ јединична тежина тла испод нивоа темељне површине

Наведене ознаке приказане су на слици D.1.

Слика D.1 – Ознаке

D.3 Недренирани услови

$$R/A' = (\pi+2)\, c_u\, b_c\, s_c\, i_c + q \qquad \text{(D.1)}$$

са бездимензионалним коефицијентима за:

- нагиб темељне површине: $b_c = 1 - 2\alpha / (\pi + 2)$;
- облик темељне површине:

  $s_c = 1 + 0{,}2\,(B'/L')$ за правоугаону темељну површину;

  $s_c = 1{,}2$ за квадратну или кружну темељну површину.

ПРИЛОГ 2

Из EN 1997-2 (CEN, 2004): Прилог Е (информативан): *Е.2 Пример методе за прорачун слегања плитких темеља*

У наставку је пример методе прорачуна слегања *s*, плитких темеља применом полуемпиријске методе прилагођене за МРМ испитивања. Пример је 1993. године објавило француско Министарство за становање и опрему за саобраћај (*Ministère de l'Equipement du Logement et des Transport, 1993)*. За додатне информације и примере, видети *EN 1997-2, Прилог Х, §Х.3.2*.

$$s = (q - \sigma_{v0}) \times \left[\frac{2B_0}{9E_d} \times \left(\frac{\lambda_d B}{B_0} \right)^a + \frac{\alpha \lambda_c B}{9E_c} \right]$$

где је:

B_o референтна ширина од 0,6 m;
B ширина темељне површине;
λ_d, λ_c коефицијенти облика дати у табели Е.2;
α реолошки коефицијент дат у табели Е.3;
E_c вредност E_M са тежинским фактором, непосредно испод темеља;
E_d хармонијска средина E_M у свим слојевима до 8B испод темеља;
σ_{v0} вертикални укупни (почетни) напон на нивоу основице темеља;
q прорачунски нормални притисак на темељ.

Табела Е.2 – Коефицијенти облика λc, λd, за слегање плитких темеља

L/*B*	Кружни	Квадратни	2	3	5	20
λ_d	1	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65
λ_c	1	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50

Табела Е.3 – Корелације за одређивање коефицијента α за плитке темеље

Тип терена	Опис	E_M/p_{LM}	α
Тресет			1
Глина	Преконсолидована	<16	1
	Нормално консолидована	9–16	0,67
	Поремећена	7–9	0,50
Прашина	Преконсолидована	>14	0,67
	Нормално консолидована	5–14	0,50
Песак		>12	0,50
		5–12	0,33
Песак и шљунак		>10	0,33
		6–10	0,25
Стена	Јако испуцала		0,33
	Неоштећена		0,50
	Трошна		0,67

ПОГЛАВЉЕ 6

ОТПОРНОСТ НА ПОЖАР У СКЛАДУ СА *EN 1992-1-2*

Caroline MORIN и Fabienne ROBERT

CERIB, France

6.1 Увод

Пожар је јасна опасност за било коју конструкцију и треба га спречити и борити се против њега свим могућим средствима. Пожар се може појавити било где, у било којем делу и у било којој фази животног века зграде (изградње, употребе, обнове или рушења).

Циљ овог поглавља је да се кроз пример конструкције бетонске зграде пружи општи преглед прорачуна на дејство пожара у складу са еврокодовима (*EN 1990*, *EN 1991-1-2* и *EN 1992-1-2*). Биће одређена носивост на пожар три бетонска елемента (стуба, греде и плоче). Глобална анализа укупне структуре није обухваћена.

EN 1990 се односи на основе пројектовања конструкција. У *EN 1991-1-2* приказана су топлотна и механичка дејства за пројектовање конструкција зграде изложених пожару. У *EN 1992-1-2* приказани су принципи, захтеви и правила за пројектовање конструкција бетонских зграда за инцидентне ситуације изложености пожару, укључујући захтеве за безбедност, поступке прорачуна и помоћ при прорачуну. Предвиђено је да се *EN 1991-1-2* и *EN 1992-1-2* користе заједно са EN 1991-1-1 и *EN 1992-1-1*.

У овом поглављу усвојен је прописани приступ (супротно од приступа заснованог на перформансама), тј. користе се називни пожари за генерисање топлотних дејстава као што је стандардна крива температура–време (*EN 1991-1-2, Одељак 3*).

Отпорност на пожар дефинисана је као *„... способност конструкције, њеног дела или елемента да испуни своје захтеване функције (функцију носивости и/или функцију ограничења ширења пожара) за утврђене нивое оптерећења, изложености пожару и за утврђен временски период… ”.*

Методе дате у *EN 1992-1-2* примењују се на бетон нормалне тежине са класом чврстоће мањом од граничне класе чврстоће C90/105.

У овом поглављу користе се различите методе дате у *EN 1992-1-2, Одељак 4*:

- табеларни подаци (*EN 1992-1-2, Одељак 5*);
- упрошћене прорачунске методе (*EN 1992-1-2, Одељак 4*);

EN 1992-1-2 пружа алтернативне поступке, вредности и препоруке за класе са напоменама које указују где се могу направити национални избори. Према томе, национални стандард којим се имплементира *EN 1992-1-2* треба да има национални прилог који садржи све национално одређене параметре из еврокода који се користе за пројектовање зграда и, када се захтева и када је применљиво, инжењерско-грађевинских објектата који треба да се изграде у одговарајућој земљи. У овом примеру, изабран је француски национални прилог.

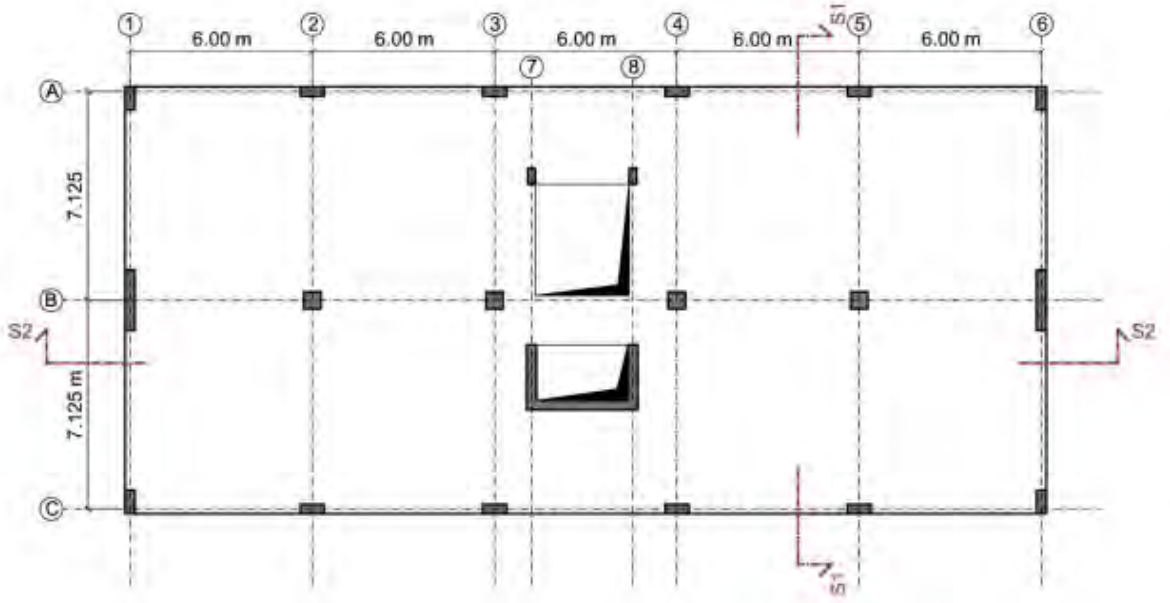
6.2 Подаци о згради

6.2.1. Опис зграде

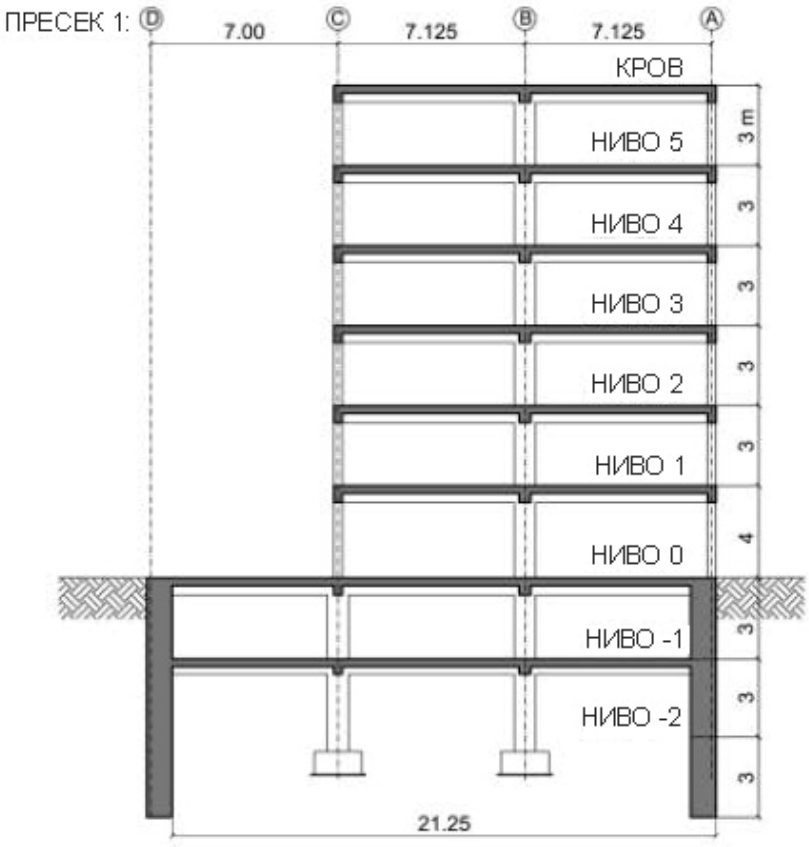
Зграда је описана у 1.2.1, Поглавље 1. Изглед основе и главни пресеци зграде дати су на сликама од 6.2.1 до 6.2.4. Фокус је на:

- греди у оси 2 која је континуална. Њен попречни пресек је Т-греда за коју је ефективна ширина израчуната у поглављу које се односи на прорачун граничног стања (ULS-SLS). Ефективна ширина b_{eff} у средњем распону једнака је 2,6 m, а на средњим ослонцима износи 1,83 m. Дужина L_{beam} континуалне греде је 7,125 m. Ширина ребра b_w је 0,25 m. Висина плоче h_{slab} је 0,18 m. Висина греде h_{beam} је 0,40 m;
- стубу B2 висине 4 m који је у другом подруму. Његова ефективна дужина $l_{0,column}$ израчуната је у претходном поглављу о ULS-SLS и једнака је 3,1 m. Виткост стуба λ_{column} при нормалним температурама је 22,5. Попречни пресек је квадрат странице од 0,50 m. Површина $A_{c,column}$ износи 0,25 m²;

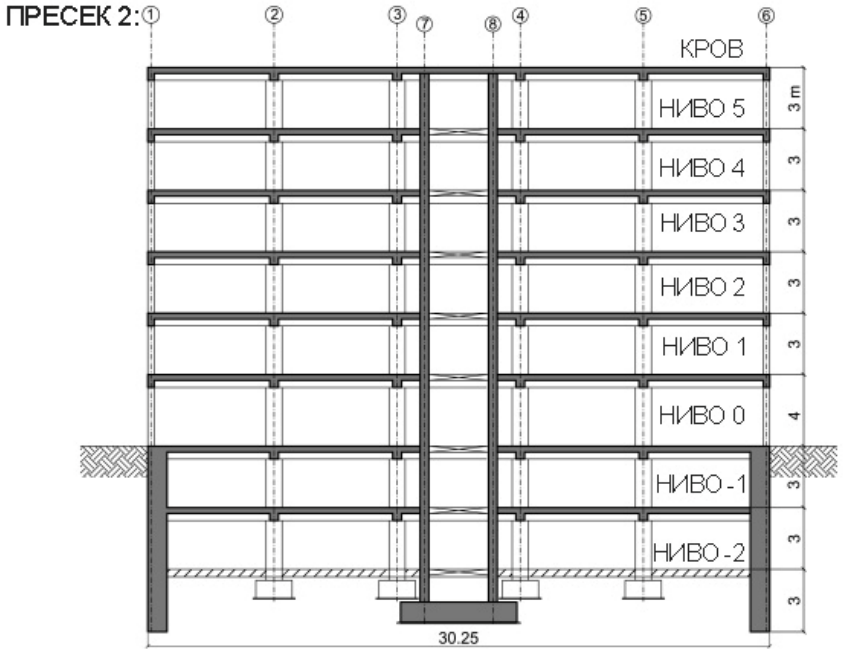
- плочи на гредама (A1B2) која је равномерне дебљине и носи у два правца (h_{slab} = 0,18 m). Ширина плоче у X-правцу l_x је 6 m, а ширина плоче у Y-правцу l_y је 7,125 m.



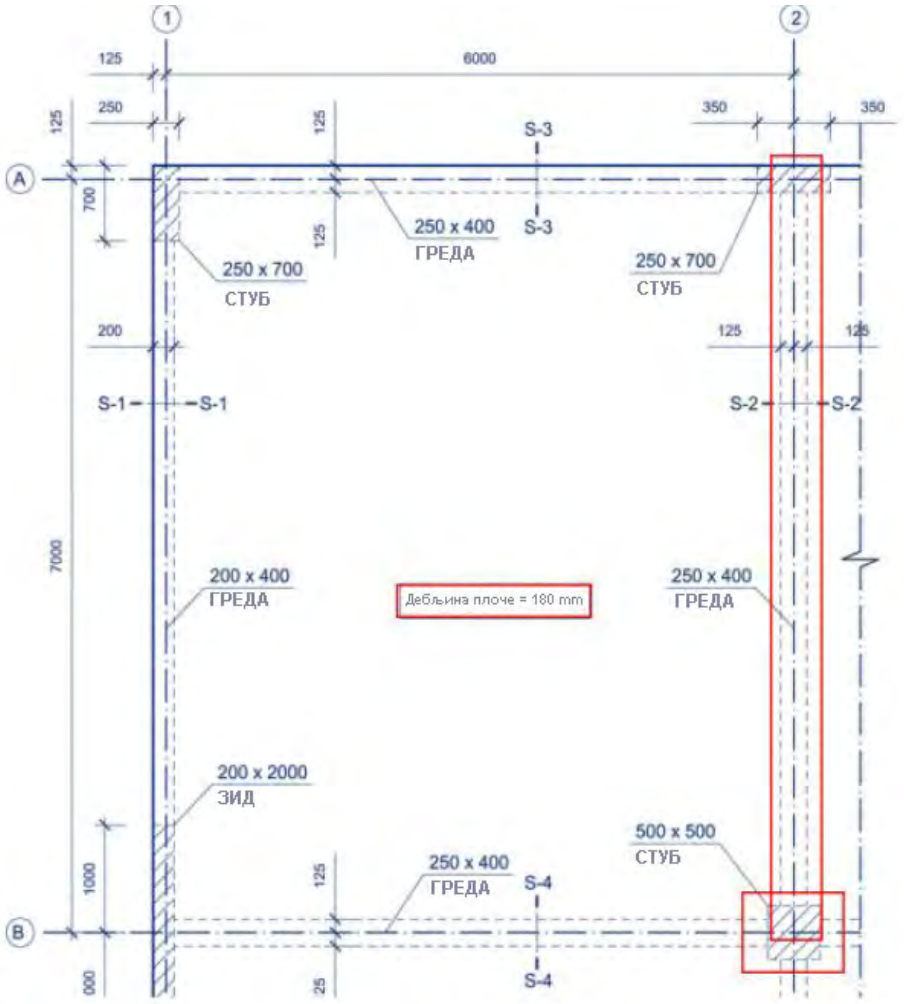
Слика 6.2.1 Изглед основе плоче на гредама



Слика 6.2.2 Пресек 1 зграде



Слика 6.2.3 Пресек 2 зграде са 8 спратова



Слика 6.2.4 Елементи верификовани под дејством пожара (димензије) – стуб, греда и плоча

6.2.2. Механичка својства материјала

6.2.2.1 Опште

Вредности својстава материјала сматрају се карактеристичним вредностима које се користе у поједностављеним и напредним прорачунским методама. Механичка својства бетона и челика за армирање при нормалној температури дата су у *EN 1992-1-1* за прорачун при нормалној температури.

Прорачунске вредности механичких својстава материјала (чврстоћа и деформација), $X_{d,fi}$ дефинишу се као што следи (једначина 6.1):

$$X_{d,fi} = k_\theta X_k / \gamma_{M,fi} \tag{6.1}$$

X_k је карактеристична вредност својства чврстоће или деформације за нормалне температуре као што је описано у *EN 1992-1-1*, k_θ је фактор смањења својстава чврстоће или деформације у зависности од температуре материјала ($X_{k,\theta}/X_k$) и $\gamma_{M,fi}$ је парцијални коефицијент сигурности за одговарајуће својство материјала за пожарну ситуацију.

За топлотна и механичка својства бетона и челика за армирање, узима се да је $\gamma_{M,fi}$ једнако 1,0.

Табела 6.2.1 приказује, за сваки елемент, класе бетона и челика за армирање (видети Поглавље 1).

Табела 6.2.1 Класе бетона и класе челика за елементе

Плоча	Греда	Стуб
C25/30	C25/30	C30/37
Разред 500 класа B	Разред 500 класа B	Разред 500 класа B

Разматрана класа изложености је XC2-XC1. Да би се због различитих националних избора у ЕУ избегли специфични услови неке земље, називни заштитни слој c_{nom} (видети Поглавље 1) фиксиран је на 30 mm.

6.2.2.2 Бетон

Претпоставља се да ће се користити бетон са силикатним агрегатом. У *EN 1992-1-2, Одељак 3,* својства чврстоће и деформације једноосно напрегнутог бетона при повишеним температурама дата су у условима односа напон–дилатација. Овај однос се дефинише помоћу два параметра: чврстоћом при притиску $f_{c,\theta}$ и дилатацијом $\varepsilon_{c1,\theta}$ која одговара $f_{c,\theta}$. Вредности су дате у табели 6.2.2, као функција температура бетона.

Фактор смањења за чврстоћу бетона у зависности од температуре материјала дат је на слици 6.2.5.

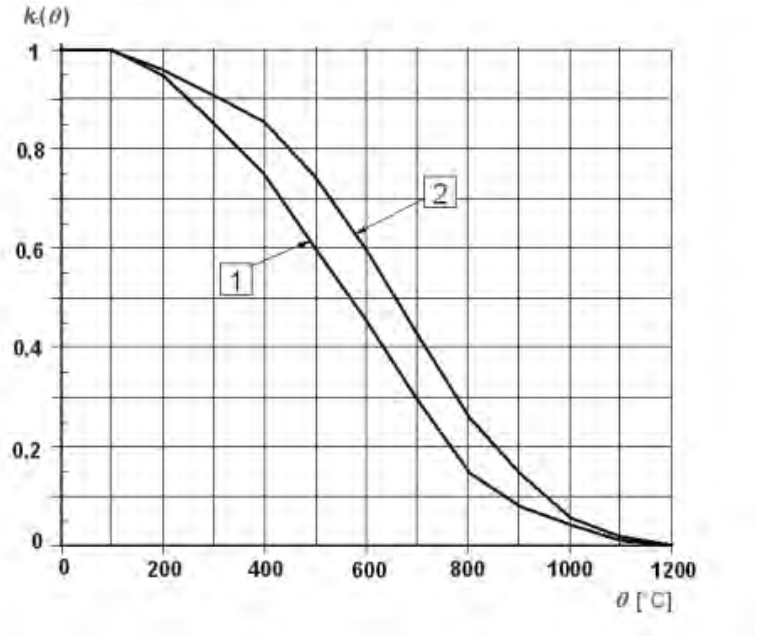
Математички модел односа напон–дилатација за притиснути бетон при повишеним температурама је као у једначини 6.2 за $\varepsilon < \varepsilon_{c1,\theta}$:

$$\sigma(\theta) = \frac{3 \times \varepsilon \times f_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta} \times \left(2 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)^3 \right)} \tag{6.2}$$

За $\varepsilon_{c1,\theta} < \varepsilon < \varepsilon_{cu1,\theta}$ и нумеричке сврхе, треба усвојити силазну грану.

Табела 6.2.2 Вредности главних параметара односа напон–дилатација – бетон нормалне тежине са силикатним агрегатом (из *EN 1992-1-2, Одељак 3, табела 3.1*)

Температура (°C)	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$\varepsilon_{c,\theta}$	$\varepsilon_{c1,\theta}$
20	1,00	0,0025	0,0200
100	1,00	0,0040	0,0225
200	0,95	0,0055	0,0250
300	0,85	0,0070	0,0275
400	0,75	0,0100	0,0300
500	0,60	0,0150	0,0325
600	0,45	0,0250	0,0350
700	0,30	0,0250	0,0375
800	0,15	0,0250	0,0400
900	0,08	0,0250	0,0425
1000	0,04	0,0250	0,0450
1100	0,01	0,0250	0,0475
1200	0,00	-	-



Слика 6.2.5 Коефицијент $k_c(\theta)$за смањење чврстоће бетона f_{ck} (1: силикатни агрегат, 2: кречњачки агрегат)

6.2.2.3 Арматурне шипке

За челик за армирање користи се хладно обрађени челик. Својства чврстоће и деформације челика за армирање при повишеним температурама добијају се из односа напон–дилатација описаног у *EN 1992-1-2, Одељак 3*, дефинисаног помоћу три параметра: нагибом линеарно-еластичног подручја $E_{s,\theta}$, границом пропорционалности $f_{sp,\theta}$ и максималним нивоом напона $f_{sy,\theta}$. Вредности ових параметара дате су у табели 6.2.3, као функција температуре челика.

Математички модел за односе напон–дилатација за челик за армирање при повишеним температурама приказан је на слици 6.2.6.

Опсег	Напон σ(θ)	Тангентни модул
$\varepsilon_{sp,\theta}$	$\varepsilon E_{s,\theta}$	$E_{s,\theta}$
$\varepsilon_{sp,\theta} \le \varepsilon \le \varepsilon_{sy,\theta}$	$f_{sp,\theta} - c + (b/a)[a^2 - (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon)^2]^{0,5}$	$\frac{b(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon)}{a\left[a^2 - \left(\varepsilon - \varepsilon_{sy,\theta}\right)^2\right]^{0,5}}$
$\varepsilon_{sy,\theta} \le \varepsilon \le \varepsilon_{st,\theta}$	$f_{sy,\theta}$	0
$\varepsilon_{st,\theta} \le \varepsilon \le \varepsilon_{su,\theta}$	$f_{sy,\theta}[1-(\varepsilon - \varepsilon_{st,\theta})/(\varepsilon_{su,\theta} - \varepsilon_{st,\theta})]$	–
$\varepsilon = \varepsilon_{su,\theta}$	0,00	–
Параметар*	$\varepsilon_{sp,\theta} = f_{sp,\theta} / E_{s,\theta}$ $\varepsilon_{sy,\theta} = 0,02$ $\varepsilon_{st,\theta} = 0,15$ $\varepsilon_{su,\theta} = 0,20$ Арматура класе А $\varepsilon_{st,\theta} = 0,05$ $\varepsilon_{su,\theta} = 0,10$	
Функције	$a^2 = (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta} + c/E_{s,\theta})$ $b^2 = c\,(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})\,E_{s,\theta} + c^2$ $c = \frac{(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})^2}{(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})E_{s,\theta} - 2(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})}$	

Слика 6.2.6 Математички модел односа напон–дилатација за челик за армирање при повишеним температурама у складу са *EN 1992-2, Одељак 3*

Табела 6.2.3 Вредности главних параметара односа напон–дилатација за хладно обрађени челик за армирање при повишеним температурама (из *EN 1992-1-2, Одељак 3, табела 3.2a*)

Температура (°C)	$f_{sy,\theta}/f_{yk}$	$E_{s,\theta}/E_s$
20	1,00	1,00
100	1,00	1,00
200	1,00	0,87
300	1,00	0,72
400	0,94	0,56
500	0,67	0,40
600	0,40	0,24
700	0,12	0,08
800	0,11	0,06
900	0,08	0,05
1000	0,05	0,03
1100	0,03	0,02
1200	0,00	0,00

6.2.3. Физичка и топлотна својства материјала

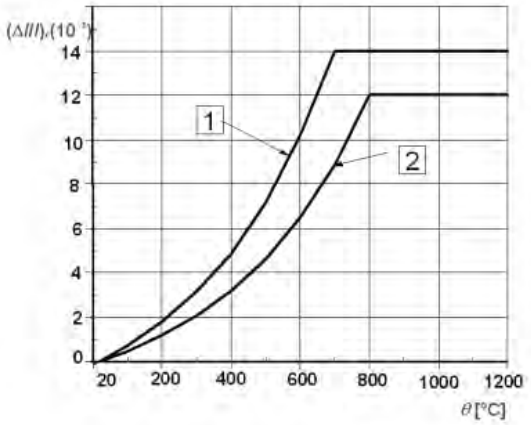
Топлотна и физичка својства бетона описана су у *EN 1992-1-2, Одељак 3*, као функција температуре θ и других променљивих. За разлику од топлотне проводљивости, топлотна дилатација $\varepsilon_c(\theta)$, специфична топлота $c_p(\theta)$ и запреминска маса $\rho(\theta)$ нису национално одређени параметри.

6.2.3.1 Топлотне дилатације бетона и челика

- Бетон – дилатација $\varepsilon_c(\theta)$ при температури θ бетона са силикатним агрегатом (слика 6.2.7) јесте:

$$\varepsilon_c(\theta) = -1{,}8 \cdot 10^{-4} + 9 \cdot 10^{-6} \cdot \theta + 2{,}3 \cdot 10^{-11} \cdot \theta^3 \quad \text{за } 20°C \le \theta \le 700°C \tag{6.3}$$

$$\varepsilon_c(\theta) = 14 \cdot 10^{-3} \quad \text{за} 700°C < \theta \le 1200°C \tag{6.4}$$



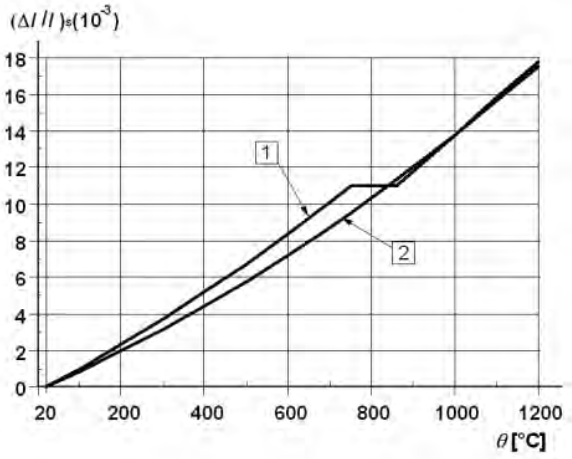
Слика 6.2.7 Дилатација бетона $f(\theta)$ (1: силикатни агрегат, 2: кречњачки агрегат)

- Челик – дилатација $\varepsilon_s(\theta)$ при температури θ челика за армирање (слика 6.2.8) јесте:

$$\varepsilon_{sc}(\theta) = -2{,}416 \cdot 10^{-4} + 1{,}2 \cdot 10^{-5} \cdot \theta + 0{,}4 \cdot 10^{-8} \cdot \theta^2 \quad \text{за } 20°C \le \theta \le 750°C \tag{6.5}$$

$$\varepsilon_c(\theta) = 11 \cdot 10^{-3} \quad \text{за } 750°C < \theta \le 860°C \tag{6.6}$$

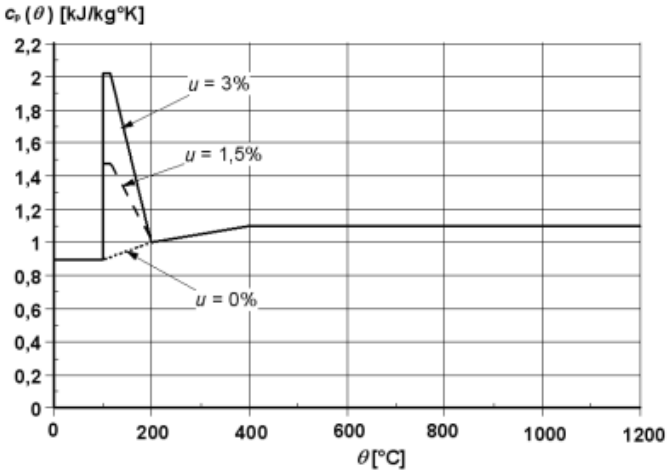
$$\varepsilon_{sc}(\theta) = -6{,}2 \cdot 10^{-3} + 2 \cdot 10^{-5} \cdot \theta \quad \text{за } 860°C < \theta \le 1200°C \tag{6.7}$$



Слика 6.2.8 Дилатација челика $f(\theta)$ (1: челик за армирање, 2: челик за претходно напрезање)

6.2.3.2 Специфична топлота бетона

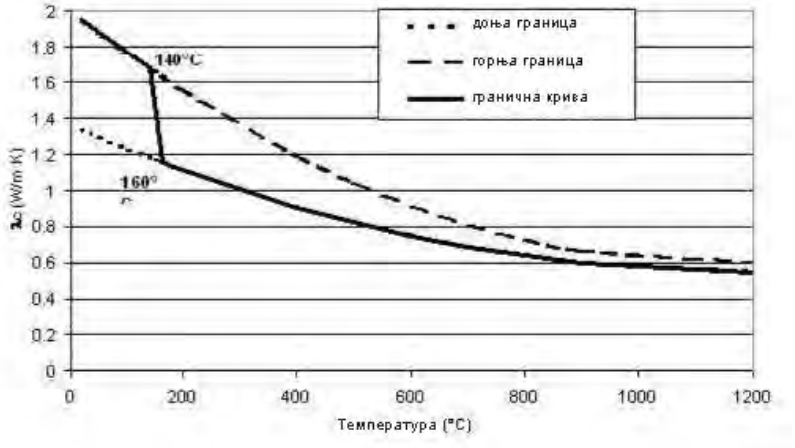
Следећи прорачун заснива се на садржају влаге u = 1,5% по тежини бетона. На слици 6.2.9 приказане су промене специфичне топлоте као функције температуре бетона θ: за u = 1,5% вредност $c_{p,peak}$ је 1470 J/kgºK.



Слика 6.2.9 Специфична топлота $c_{p,}$ $f(\theta)$ и садржај влаге по тежини – за бетон са силикатним агрегатом

6.2.3.3 Топлотна проводљивост бетона

Промена топлотне проводљивости бетона λ_c са температуром одређена је националним прилогом у оквиру опсега дефинисаног доњом и горњом границом. За следеће прорачуне, усвојене су једначине 6.8, 6.9 и 6.10, које одговарају кривама на слици 6.2.10 описаним у француском националном прилогу.



Слика 6.2.10 Топлотна проводљивост бетона (француски национални прилог за *EN 1992-1-2*)

$$\lambda_c = 2 - 0{,}2451(\theta/100) + 0{,}0107(\theta/100)^2 \text{ W/mK} \qquad \theta \le 140°\text{C} \qquad (6.8)$$

$$\lambda_c = -0{,}02604\theta + 5{,}324 \text{ W/mK} \qquad 140 < \theta \le 160°C \qquad (6.9)$$

$$\lambda_c = 1{,}36 - 0{,}136(\theta/100) + 0{,}0057(\theta/100)^2 \text{ W/mK} \qquad \theta \ge 160°\text{C} \qquad (6.10)$$

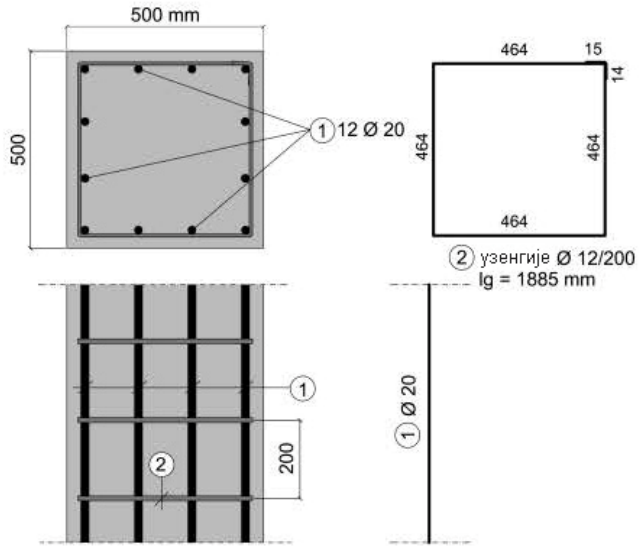
6.2.3.4 Запреминска маса бетона и арматурних шипки

Промена запреминске масе са температуром изазвана губитком воде описана је у *EN 1992-1-2, Одељак 3*.

6.2.4. Пресеци армираних елемената (стуб, греда и плоча)

6.2.4.1 Стуб B2

У складу са Поглављем 3 извршено је армирање стуба са 12ϕ20 (37,69 cm²) на симетричан начин помоћу узенгија ϕ12/200 mm (слика 6.2.11 и Табела 6.2.4).



Слика 6.2.11 Изглед армираног стуба B2

Табела 6.2.4 Арматура од челика за стуб B2

Подужна	Попречна
12ϕ20	ϕ12/200 mm

Осно растојање подужних челичних шипки од површине бетона је:

a_{column}: (30 + 12 + 20/2) mm = 52 mm.

6.2.4.2 Греда у оси 2

Греда у оси 2 је континуална греда са дужином распона 7,125 m, армирана као што је дато у табели 6.2.5.

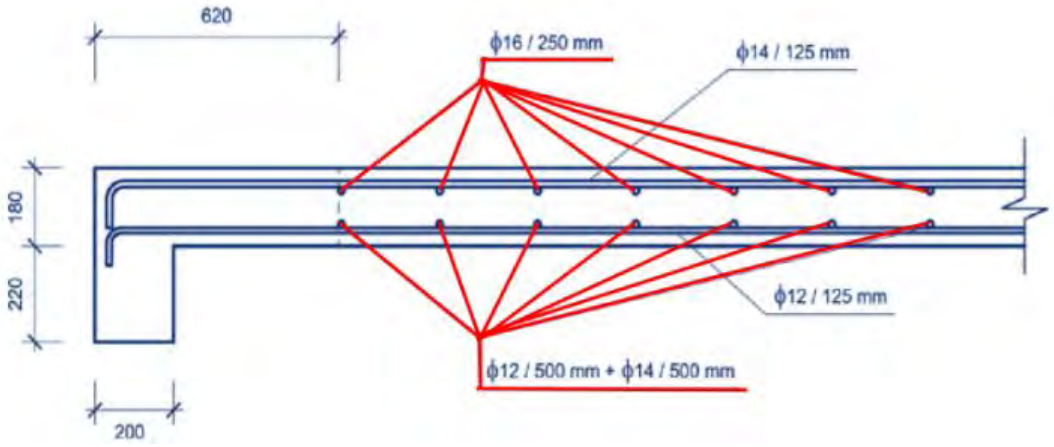
Табела 6.2.5 Подужна (доња/горња) и попречна челична арматура греде у оси 2

Назив 1	Ослонац по ивицама	Средњи распон	Средњи ослонац
Горња	7ϕ12	2ϕ10	9ϕ12
Доња	3ϕ16	3ϕ16	3ϕ16
Узенгије	ϕ6/175	ϕ6/175	ϕ6/175

У средини распона, осно растојање $a_{mid\text{-}span,beam}$ челичне арматуре од најближе изложене површине износи 44 mm. На ослонцу, осно растојање $a_{support,beam}$ челичне арматуре од најближе неизложене површине износи 42 mm.

6.2.4.3 Плоча на гредама

За ову студију разматра се само један тип хоризонталних плоча, тј. плоча на гредама. Дебљина плоче h_{slab} је 0,18 m. Арматура плоче дата је на слици 6.2.12 и у Табела 6.2.6табели 6.2.6 и табели 6.2.7.



Слика 6.2.12 Диспозиција армиране плоче

Табела 6.2.6 Подужна арматура плоче у X-правцу

Назив 1	Трака по ивицама греде (1,75 m)	Трака у средини (3,5 m)	Трака средње греде (1,75 m)
Горња	ϕ14/250 mm	ϕ14/125 mm	ϕ14/250 mm
Доња	ϕ12/250 mm	ϕ12/125 mm	ϕ12/250 mm

Табела 6.2.7 Подужна арматура плоче у Y-правцу

Назив 1	Трака по ивицама греде (1,5 m)	Трака у средини (3 m)	Трака средње греде (1,5 m)
Горња	ϕ16/250 mm	ϕ16/125 mm	ϕ16/250 mm
Доња	ϕ12/500 mm ϕ14/500 mm	ϕ12/250 mm ϕ14/250 mm	ϕ12/500 mm ϕ14/500 mm

Осно растојање $a_{x,slab}$ челика за армирање у X-правцу од најближе изложене површине јесте:

$$a_{x,slab} = c_{nom} + \frac{\varphi_x}{2} = 30 + \frac{12}{2} = 36 \text{ mm} \quad (6.11)$$

Осно растојање $a_{y,slab}$ челика за армирање у Y-правцу од најближе изложене површине јесте:

$$a_{y,slab} = c_{nom} + \varphi_x + \frac{\varphi_y}{2} = 30 + 12 + \frac{14}{2} = 49 \text{ mm} \quad (6.12)$$

6.2.5. Дејства

Топлотна и механичка дејства узета су из *EN 1991-1-2*. Ова дејства, која се разматрају при нормалној температури, морају да се примене зато што ће вероватно деловати у случају пожара.

Емисивност која се односи на површину бетона узима се као 0,7 (*EN 1992-1-2, Одељак 2*). Разматрају се следећа дејства:

- „Мртво оптерећење" G_{slab} засновано на армираном бетону јединичне тежине 25 kN/m^3 и на геометрији плоче;
- Принудна стална дејства G_{Imp} (завршне обраде, поплочавање, уграђени сервисни системи и предграде);
- Променљива дејства Q_1.

Да би се добили релевантни утицаји дејстава $E_{fi,d,t}$ током изложености пожару, механичка дејства комбинују се у складу са *EN 1990* за инцидентне прорачунске ситуације. У Француској, репрезентативна вредност променљивог дејства Q_1 је честа вредност $\psi_{1,1}Q_1$. ($\psi_{1,1}$ = 0,5 за станове – *EN 1990, Прилог A, табела A1.1*).

Прорачунска оптерећења су L_{Ed} = 13,125 kN/m² при нормалној температури и $L_{Ed,fi}$ = 8,5 kN/m² при дејству пожара – видети табелу 6.2.8. Однос $L_{Ed,fi}/L_{Ed}$ износи 0,65.

Табела 6.2.8 Спољашња дејства на плоче

G_{slab}	G_{Imp}	Q_1	$L_{Ed,fi}$
4,5 kN/m²	3 kN/m²	2 kN/m²	8,5 kN/m²

Однос l_x/l_y износи 0,84. Прорачунски момент првог реда у X-правцу $M_{0Ed,fi,x\text{-}slab}$ је μ_x = 0,052. Прорачунски момент првог реда у Y-правцу $M_{0Ed,fi,y\text{-}slab}$ је μ_y = 0,671 и једнак је $\mu_y M_{0Ed,fi,x\text{-}slab}$.

За греду у оси 2, максимални момент савијања у пожарној ситуацији може да се добије множењем прорачунских момената у Поглављу 3 са 0,65. Резултујући момент првог реда $M_{0Ed,fi,beam}$ је 128,7 kN.m.

За стуб, нормална сила $N_{Ed,fi}$ под пожаром је 2849 kN (прорачунска нормална сила N_{Ed} је 4384 kN) и момент савијања на крајевима $M_{Ed,fi,column}$ под пожаром је 14 kN.m.

Дејства која делују на плочу, греду и стуб сумирана су у табели 6.2.9.

Табела 6.2.9 Спољашња дејства која делују на греду (оса 2) и на стуб B2

$M_{0Ed,fi,x\text{-}slab}$	$M_{0Ed,fi,y\text{-}slab}$	$M_{0Ed,fi,beam}$	$N_{Ed,fi,column}$	$M_{Ed,fi,column}$
15,9 kN.m	10,7 kN.m	128,7 kN.m	2849 kN	14 kN.m

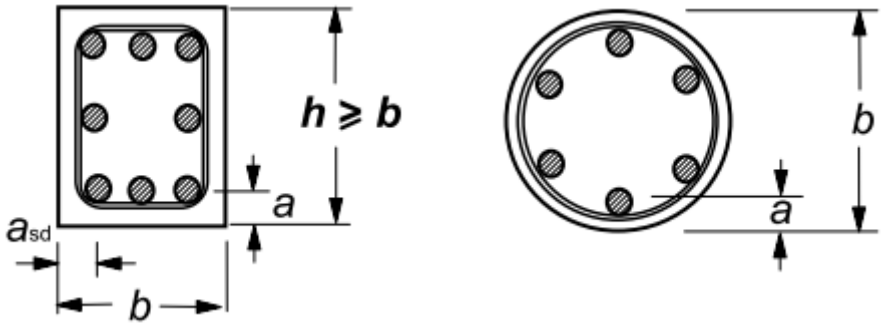
6.3 Табеларни подаци

6.3.1. Предмет и подручје примене

Када нису доступни упрошћени прорачунски модели, делови еврокода за пожар пружају прорачунска решења у виду табеларних података (заснованих на испитивањима или напредним прорачунским методама), која се користе у оквиру утврђених граница валидности. У овом случају претпоставља се да је елемент издвојен. Индиректна дејства пожара нису разматрана, осим оних која потичу од пораста топлоте.

Табеларни подаци су верификована прорачунска решења за изложеност стандардном пожару до 240 минута. Вредности дате у табелама, у погледу минималних димензија попречног пресека и минималног називног осног растојања, примењују се на бетон нормалне тежине израђен од силикатног агрегата (слика 6.3.1). При употреби табеларних података, у складу са *EN 1992-1-2, Одељак 5*, не захтевају се даље контроле смицања, торзије и одламања.

Табеларни подаци заснивају се на референтном нивоу отерећења η_{fi} = 0,7. Линеарна интерполација између вредности у табелама може да буде спроведена.



Слика 6.3.1 Пресеци конструкцијских елемената који показују називно осно растојање и минималне димензије (*EN 1992-1-2, Одељак 5*)

6.3.2. Стуб 500/52

Табеларни подаци дати су за придржане конструкције.

За оцењивање отпорности на пожар стубова, предвиђене су две методе (A и B) у *EN 1992-1-2, Одељак 5*. За ову студију користи се метода B. Прво се проверава валидност методе пре коришћења табеларних података:

- Ниво оптерећења, n_{column}, при условима нормалне температуре јесте:

$$n_{column} = \frac{N_{0Ed,fi}}{0{,}7 \times \left(A_c f_{cd} + A_s f_{yd} \right)} \tag{6.13}$$

- Ексцентрицитет првог реда под пожарним условима, *e,* јесте:

$$e = \frac{M_{0Ed,fi}}{N_{0Ed,fi}} \tag{6.14}$$

Под условом да је $e/b \leq 0{,}25$ ($e = 0{,}004$).

- За виткост стуба λ_{fi} у пожарним условима, као што је поменуто у *EN 1992-1-2, Одељак 5, Напомена 2*, може се претпоставити да је једнака λ при нормалној температури у свим случајевима.
- Механички коефицијент армирања при нормалној температури је:

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}} \tag{6.15}$$

Сви ови параметри сумирани су у табели 6.3.1.

Табела 6.3.1 Параметри за методу B (табеларни подаци) – стуб B2

n	e	λ_{fi}	ω
0,61	0,004	22,5	0,33

Према слици 6.3.2, линеарном интерполацијом између различитих колона табела минималне димензије захтеване за $\omega = 0{,}33$ и $n = 0{,}61$ су 500/46. Стога је отпорност стуба на пожар R90.

Отпорност на стандардни пожар	Механички коефицијент армирања ω	Минималне димензије [mm] Ширина стуба *b*min/осно растојање *a*			
		n = 0,15	n = 0,3	n = 0,5	n = 0,7
1	2	3	4	5	6
R 30	0,100	150/25*	150/25*	200/30:250/25*	300/30:350/25*
	0,500	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:250/25*
	1,000	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:300/25*
R 60	0,100	150/30:200/25*	200/40:300/25*	300/40:500/25*	500/25*
	0,500	150/25*	150/35:200/25*	250/35:350/25*	350/40:550/25*
	1,000	150/25*	150/35:200/25*	200/40:400/25*	300/50:600/30
R 90	0,100	200/40:250:25*	300/40:400:25*	500/50:550:25*	550/40:600:25*
	0,500	150/35:200/25*	200/45:300/25*	300/45:550/25*	500/50:600/40
	1,000	200/25*	200/40:300/25*	250/40:550/25*	500/50:600/45
R 120	0,100	250/50:350/25*	400/50:550/25*	550/25*	550/60:600/45
	0,500	200/45:300/25*	300/45:550/25*	450/50:600/25*	500/60:600/50
	1,000	200/40:250/25*	250/50:400/25*	450/45:600/30	600/60
R 180	0,100	400/50:500/25*	500/60:550/25*	550/60:600/30	(1)
	0,500	300/45:450/25*	450/50:600/25*	500/60:600/50	600/75
	1,000	300/35:400/25*	450/50:550/25*	500/60:600/45	(1)
R 240	0,100	500/60:250/25*	550/40:600/25*	600/75	(1)
	0,500	450/45:500/25*	550/55:600/25*	600/70	(1)
	1,000	400/45:500/25*	500/40:600/30	600/60	(1)

* Обично ће бити меродаван заштитни слој захтеван у EN 1992-1-1.
(1) Захтева се ширина већа од 600 mm. Захтева се посебно оцењивање извијања.

Слика 6.3.2 Отпорност на пожар, минималне димензије стуба и осно растојање за армиранобетонске стубове са правоугаоним или кружним пресеком (*EN 1992-1-2, Одељак 5*)

6.3.3. Греда 250/44

Табеларне вредности у *EN 1992-1-2, Одељак 5,* примењују се на греде изложене пожару са три стране. У овој згради, горња страна је изолована плочама током целог трајања пожара.

Греда има константну ширину $b_{w,beam}$ (једнаку 0,25 m). На слици 6.3.3 дају се минималне вредности осног растојања до горње површине и бочних страна континуалних греда и минималне ширине греде, за стандардну отпорност на пожар од R30 до R240.

Греда има само један слој арматуре. Интерполацијом између колона 2 и 3 добије се ширина од 250 mm и осно растојање од 40 mm. Ипак, као што је назначено испод табеле, за ширине мање од вредности из колоне 3 захтева се повећање за *a*. Тада је, за R120, a_{sd} једнако 45 mm (35 + 10 mm).

Континуална греда може да обезбеди носивост до 90 минута. За R90 и веће, површина горње арматуре преко средњег ослонца до растојања од $0{,}3l_{eff}$ од осе ослонца је довољна (видети *EN 1992-1-2, Одељак 5*).

Напомена: претпоставља се да прерасподела момента савијања под нормалном температуром не прелази 15%. У супротном, континуална греда треба да се разматра као просто ослоњена.

Отпорност на стандардни пожар	Минималне димензије [mm]						
	Могуће комбинације a и b_{min}, где је a просечно осно растојање, а b_{min} ширина греде				Дебљина ребра b_w		
					Класа WA	Класа WB	Класа WC
1	2	3	4	5	6	7	8
R 30	b_{min} = 80 a = 15*	160 12*			80	80	80
R 60	b_{min} = 120 a = 25	200 12*			100	80	100
R 90	b_{min} = 150 a = 35	250 25			110	100	100
R 120	b_{min} = 200 a = 45	300 35	450 35	500 30	130	120	120
R 180	b_{min}= 240 a = 60	400 50	550 50	600 40	150	150	140
R 240	b_{min} = 280 a = 75	500 60	650 60	700 50	170	170	160
a_{sd} = a + 10 mm (видети напомену)							
За претходно напрегнуте греде, треба узети у обзир повећање осног растојања у складу са 5.2(5). a_{sd} је осно растојање до бочних страна греде за шипке у углу (или кабл или жицу) греде са само једним слојем арматуре. Ако су вредности b_{min} веће од оних датих у колони 3, не захтева се повећање a_{sd}. * Обично ће бити меродаван заштитни слој захтеван према EN 1992-1-1.							

Слика 6.3.3 Минималне димензије и осна растојања – континуалне армиранобетонске греде (*EN 1992-1-2, Одељак 5*)

6.3.4. Плоча 180/36/49

Отпорност на пожар армиране бетонске плоче сматра се адекватном ако се примењују вредности са слике 6.3.4. Минимална дебљина плоче h_s обезбеђује адекватну раздвајајућу функцију (критеријуми E и I).

У овој згради, континуалне пуне плоче које носе у два правца ослоњене су на све четири ивице. Вредности дате на слици 6.3.4 (колоне 2 и 4) примењују се на континуалне греде које носе у једном или два правца.

Однос дужина у Y и X-правцима l_y/l_x је 1,32 < 1,5. Примењују се стубови 2 и 4 на слици 6.3.4.

Напомена: претпоставља се да прерасподела момента не прелази 15% за прорачун при температури околине.

Отпорност на стандардни пожар	Минималне димензије (mm)			
	Дебљина плоче h_S (mm)	Осно растојање *a*		
		Носе у једном правцу	Носе у два правца	
			$l_Y / l_X \le 1{,}5$	$1{,}5 < l_Y / l_X \le 2$
1	2	3	4	5
REI 30	60	10*	10*	10*
REI 60	80	20	10*	15*
REI 90	100	30	15*	20
REI 120	120	40	20	25
REI 180	150	55	30	40
REI 240	175	65	40	50

l_X и l_Y су распони плоча које носе у два правца (два правца под правим угловима), при чему је l_Y дужи распон.

За претходно напрегнуте греде, треба узети у обзир повећање осног растојања у складу са 5.2(5).

Осно растојање *a* у колонама 4 и 5 односи се на плоче ослоњене на сва четири ивице. Иначе их треба третирати као плоче које носе у једном правцу.

* Обично ће заштитни слој који се захтева према EN 1992-1-1 бити довољан.

Слика 6.3.4 Минималне димензије и осна растојања за просте армиране пуне плоче које носе у једном и два правца (*EN 1992-1-2, Одељак-5*)

Француски национални прилог даје додатна правила за капацитет ротације на ослонцима. У случају континуалне плоче, ако су верификовани услови који се односе на дебљину плоче (видети једначину 6.16), прорачун за пожар може да се избегне уз услов да се користи осно растојање из колоне 5 на слици 6.3.4.

Континуална плоча може да задржи своју носивост до 180 минута. За 240 минута, минимално осно растојање арматуре у X-правцу (36 mm) је мање од оног у табели (40 mm). У Y-правцу, када користимо француски национални прилог, колона 5 може да се користи за осно растојање од 50 mm (> 49 mm).

Француским националним прилогом, у условима температуре околине, на ослонцима се захтева арматура најмање једнака 50% момента савијања првог реда, на дужини од најмање 1/3 најдужег континуалног распона.

Услов за дебљину плоче је:

$$h > -h_0 + \frac{b_0}{\frac{100\Omega_R}{L} - a_0} \qquad (6.16)$$

Граничне вредности угла Ω пластичних зглобова (Ω_R) заснивају се на својствима арматуре:

- Ω_R = 0,25 за класу A (шипке и жице)
- Ω_R = 0,25 за класу B (шипке и жице)
- Ω_R = 0,08 за заварене арматурне мреже

L је половина збира два идеална распона лоцирана лево и десно од ослонца. У Y-правцу *L* је једнако 7,125 m и у X-правцу *L* је једнако 5,40 m. Коефицијенти a_0, b_0 и h_0 дати су у табели 6.3.2.

Табела 6.3.2 Коефицијенти a_0, b_0 и h_0

REI	a_0	b_0	h_0
30	–1,81	0,882	0,0564
60	–2,67	1,289	0,0715
90	–3,64	1,868	0,1082
120	–5,28	3,097	0,1860
180	–40,20	105,740	2,2240

Нумеричка примена води до висине за различито трајање пожара у табели 6.3.3 (Ω_R = 0,25).

Табела 6.3.3 Минимална висина h плоче (Ω_R = 0,25)

Ω_R = 0,25	L = 7,125 m (у Y-правцу)	L = 5,40 m (у X-правцу)
30 min	0,109 m	0,081 m
60 min	0,137 m	0,105 m
90 min	0,153 m	0,118 m
120 min	0,166 m	0,127 m
180 min	0,195 m	0,135 m

Из табеле 6.3.3 плоча задржава своју носивост и до 120 минута, за 180 минута услови нису верификовани (0,195 m > h_{slab}).

6.3.5. Резиме

Отпорност на пожар R, израчуната помоћу табеларних података, дата је у табели 6.3.4.

Табела 6.3.4 Трајање носивости елемената са табеларним подацима

Метода	Стуб	Греда	Плоча
Табеларни подаци	R90	R90	R120

6.4 Упрошћене методе прорачуна

6.4.1. Методологија

У овом случају претпоставља се да је елемент издвојен. Индиректна дејства пожара нису разматрана, осим оних која потичу од пораста топлоте.

Упрошћене методе прорачуна користе се за одређивање граничне носивости загрејаног попречног пресека под одговарајућом комбинацијом дејстава. У ситуацији појаве пожара мора се верификовати да је прорачунски утицај дејстава $E_{d,fi}$ мањи од одговарајуће прорачунске отпорности $R_{d,t,fi}$ или једнак њој.

Температурни профили у попречном пресеку бетона подвргнути стандардној изложености пожару израчунавају се коришћењем софтвера *Cim'Feu EC2* који је развијен у Француској и топлотних својстава бетона (видети 6.2.3).

У *EN 1992-1-2, Одељак-4* и у *EN 1992-1-2, Прилог B*, описане су три упрошћене методе:

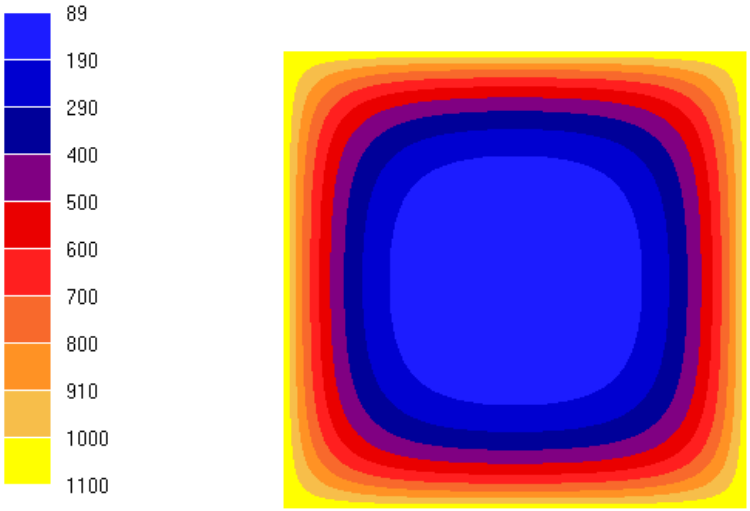
- **„Метода изотерме од 500 °C”**: ова метода применљива је на изложеност стандардном пожару и у свим другим режимима загревања који имају слична температурна поља у елементу изложеном пожару. Метода важи за минималну ширину попречног пресека у зависности од отпорности на пожар или густине пожарног оптерећења (видети *EN 1992-1-2, Прилог B, табела B1*). Претпоставља се да је дебљина оштећеног бетона a_{500} једнака просечној дубини изотерме од 500 °C у притиснутој зони попречног пресека. Претпоставља се да бетон чија је температура виша од 500 ºC не доприноси носивости елемента, док преостали бетонски попречни пресек задржава своје почетне вредности чврстоће и модула еластичности.
- **„Метода зонирања”**: ова метода пружа тачније резултате од претходне, посебно за стубове, али је применљива само на стандардну криву температура–време. Попречни пресек оштећен пожаром представљен је смањеним попречним пресеком занемарујући оштећене зоне дебљине a_z на странама изложеним пожару.
- **Метода заснована на процени закривљености** бави се стубовима код којих су утицаји другог реда под пожаром значајни, оцењујући армиранобетонске попречне пресеке изложене моменту савијања и аксијалном оптерећењу. Ова метода заснива се на процени закривљености (*EN 1992-1-1, Одељак 5*).

6.4.2. Стуб

У овој студији, на конструкцијско понашање стуба значајно су утицали утицаји другог реда под пожарним условима. Оштећење спољашњег слоја стуба услед високих температура, комбиновано са падом модула елестичности на унутрашњим слојевима, резултира смањењем крутости. Стога је, у складу са *EN 1992-1-2, Прилог B*, представљен поступак за израчунавање носивости армиранобетонског попречног пресека подвргнутог моменту савијања и аксијалном оптерећењу, применом методе засноване на процени закривљености, под претпоставком да је елемент под пожарним условима издвојен. Процена закривљености описана је у *EN 1992-1-2, Одељак 5*.

Као сигурно поједностављење, може се претпоставити да је ефективна дужина у пожарним условима, $l_{0,fi,column}$, једнака $l_{0,column}$ при нормалној температури ($l_{0,fi,column}$ је једнако 3,1 m, видети Поглавље 3).

У првом кораку, коришћењем софтвера (*CIM'feu EC2*) температурни профили бетонског попречног пресека подвргнути стандардној изложености пожару од 180 минута одређују се занемаривањем присуства арматуре – видети слику 6.4.1. Топлотна својства бетона дефинисана су у тачки 6.2.3.



Слика 6.4.1 Температурни профили у попречном пресеку стуба

У другом кораку, одређују се температуре у центру арматурних шипки, видети табелу 6.4.1. За сваку шипку арматуре израчунава се коефицијент редукције $k_S(\theta)$.

Табела 6.4.1 Температуре и смањена чврстоћа арматуре од челика

	ϕ(mm)	A_s (mm²)	x (mm)	y (mm)	T (°C)	$k_s(\theta)$	$A_s k_s(\theta)$ (mm²)	$k_s(\theta)f_{yd}(\theta)$ (MPa)	$k_s(\theta)f_{yd}(\theta)A_s$ (MN)
1	20	314	52	52	741,4	0,116	36	57.93	0,018
2	20	314	202	52	488,6	0,701	220	350.39	0,110
3	20	314	298	52	488,6	0,701	220	350.39	0,110
4	20	314	448	52	741,4	0,116	36	57.93	0,018
5	20	314	52	202	488,6	0,701	220	350.39	0,110
6	20	314	448	202	488,6	0,701	220	350.39	0,110
7	20	314	52	298	488,6	0,701	220	350.39	0,110
8	20	314	448	298	488,6	0,701	220	350.39	0,110
9	20	314	52	448	741,4	0,116	36	57.93	0,018
10	20	314	202	448	488,6	0,701	220	350.39	0,110
11	20	314	298	448	488,6	0,701	220	350.39	0,110
12	20	314	448	448	741,4	0,116	36	57.93	0,018
						Σ	1908		0,952

Својства чврстоће бетона и арматуре од челика под пожарним условима су:

- Бетон: $f_{cd,fi,column}(20°C)$ = 30/1 = 30 MPa
- Арматура од челика: $f_{yd,fi,column}(20°C)$ = 500/1 = 500 MPa

Табела 6.4.1 показује да је $A_s f_{yd,fi}(\theta)$ једнако 0,952 MN. У складу са *EN 1992-1-2, Прилог B*, дебљина оштећеног бетона, $a_{500,column}$, једнака је 60 mm за изложеност од 180 минута и ширина је 500 mm. Тако је $A_c f_{cd,fi}(\theta)$ једнако 4,33 MN (табела 6.4.2).

Табела 6.4.2 Оштећене зоне a_z у складу са *EN 1992-1-2, Прилог B*

Време изложености	a_z *(mm)*	$A_{c,fi}$ (cm²)	$A_{c,fi}f_{cd,fi}$ (MN)
R90	40,6	1754	5,26
R120	49,8	1603	4,81
R180	60	1444	4,33

Као што је поменуто у одељку 2.5, аксијална нормална сила је $N_{Ed,fi,column}$ = 2,849 MN и момент савијања је $M_{Ed,fi,column}$ = 14 kNm.

Ексцентрицитет првог реда $e_{0,column}$ једнак је 0,033 m узимајући у обзир додатни ексцентрицитет (утицаји имперфекције, видети *EN 1992-1-2, Одељак 5* и Поглавље 3). Момент савијања првог реда у пожарним условима $M_{0Ed,fi,column}$ износи 108 kNm.

Дијаграм момент–закривљеност за аксијалну нормалну силу $N_{Ed,fi,column}$ одређује се за сваку шипку арматуре и за сваку зону бетона коришћењем одговарајућег дијаграма напон–дилатација (видети слику 6.4.2). Момент се израчунава за различите закривљености и одређује се гранични момент $M_{Rd,fi,column}$. Израчунавања доводе до граничног момента $M_{Rd,fi,colum}$ = 246 kNm са закривљеношћу $(1/r)_{fi,column}$ која је једнака 0,035 m^{-1}.

Називни момент другог реда $M_{2,fi,column}$ за закривљеност одговара максималном моменту $M_{Rd,fi,column,max}$ одређује се као што следи (видети *EN 19992-1-1, Одељак 5*):

$$M_{2,fi} = N_{Ed,fi}\,(1/r)\,l_0^2/c = 2849 \cdot 0{,}035 \cdot 3{,}1^2 / \pi^2 = 96\ \text{kNm} \qquad (6.17)$$

где је *c* фактор који зависи од расподеле закривљености (*c* једнако π^2). За $(1/r)_{fi,column}$ једнако 0,035 m^{-1} и $N_{Ed,fi,column}$ једнако 2849 kN, $M_{2,fi,column}$ износи 96 kNm.

Преостали гранични момент носивости првог реда $M_{0Rd,fi,column,max}$ се онда израчунава као разлика између граничног момента носивости и називног момента другог реда (слика 6.4.2), као што следи:

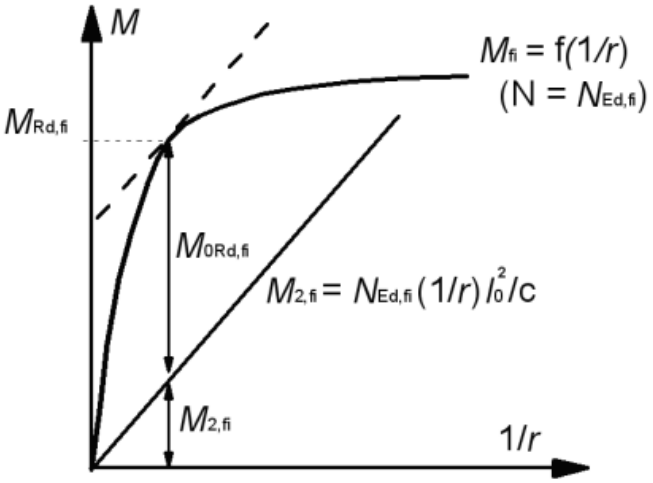
$$M_{0Rd,fi,column} = M_{Rd,fi,column} - N_{Ed,fi}\,(1/r)\,l_0^2/c = 246 - 96 = 150\ \text{kNm} \tag{6.18}$$

$M_{0Rd,fi,column}$ једнак је 150 kNm.

У завршном кораку пореди се преостали гранични момент носивости првог реда $M_{0Rd,fi,column}$ са моментом савијања првог реда у пожарним условима $M_{0Ed,fi,column}$:

$$M_{0Rd,fi,column} = 150\ \text{kNm} > M_{0Ed,fi,column} = 108\ \text{kNm} \tag{6.19}$$

Сви резултати сумирани су у табели 6.4.3.



Слика 6.4.2 Гранични момент носивости, момент другог реда и гранични момент носивости првог реда у функцији закривљености (1/*r*) (*EN 1992-1-2, Прилог B*)

Табела 6.4.3 Резултати прорачуна за стубове под пожарним условима на 180 минута

$M_{Rd,fi,column}$	$M_{0Rd,fi,column}$	$M_{2,fi,column}$	$M_{0Ed,fi,column}$	$N_{0Ed,fi,column}$	$(1/r)_{fi,column}$
246 kNm	150 kNm	96 kNm	108 kNm	2849 kN	0,035 m^{-1}

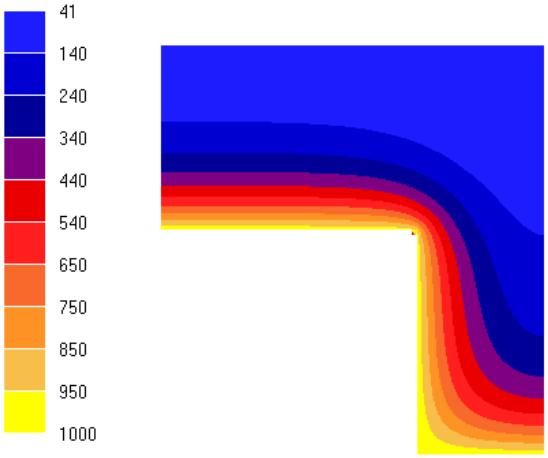
Капацитет носивости стуба под дејством пожара је R = 180 минута.

6.4.3. Континуална греда

Прорачуни се врше у средњем распону, унутрашњим и крајњим ослонцима на основу прорачунских момената (одељак 6.2.5), геометрије греде (одељак 6.2.4) и пресека шипки за армирање и заштитног слоја (одељак 6.2.5).

6.4.3.1 Средњи распон

На почетку, температурни профили у бетонском попречном пресеку подвргнути стандардној изложености пожару од 120 минута одређују се занемаривањем присуства арматуре, помоћу софтвера (*CIM'feu EC2*), видети слику 6.4.3. Топлотна својства бетона представљена су у одељку 6.2.3.



Слика 6.4.3 Температурни профили у греди

Температуре у арматури од челика се представљају одговарајућим фактором редукције чврстоће у табели 6.4.4, при изложености пожару од 120 минута.

Табела 6.4.4 Температуре, смањени пресеци и затезање при изложености пожару од 120 минута за средњи распон континуалне греде у оси 2

Ниво	Челик	A_s (cm²)	T (°C)	k_s	$k_s A_s$ (cm²)	F_s (kN)
1	1ϕ16	2,01	507	0,65	1,31	65,5
1	2ϕ16	4,02	677	0,18	0,72	36
∑	3ϕ16	6,03	-	-	2,03	101,5

Укупна сила затезања у арматури од челика под дејством пожара од 120 минута је $F_{s,fi,mid\text{-}span,beam}$ = 101,5 kN. Статичка висина $d_{mid\text{-}span,beam}$ је 356 mm. Равнотежа сила води до ефективне висине притиснуте зоне која је једнака 8,82 mm. Крак унутрашњих сила $z_{mid\text{-}span,beam}$ износи 352 mm. Момент пресека у средњем распону под дејством пожара јесте $M_{Rd,fi,mid\text{-}span,beam}$ = 36 kNm.

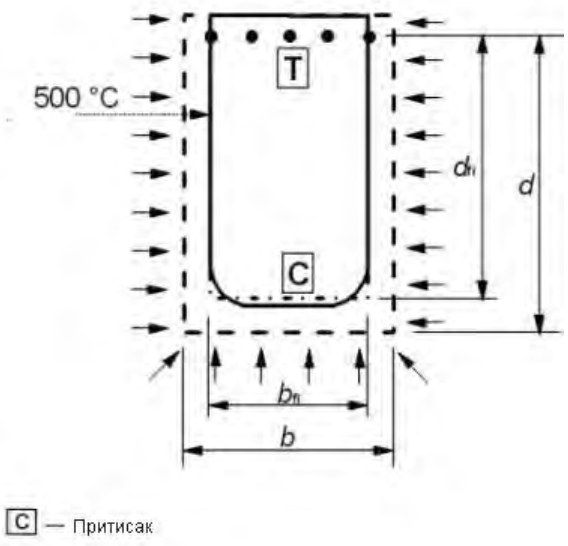
6.4.3.2 Унутрашњи ослонац

Укупна сила затезања у арматури од челика под дејством пожара од 120 минута је $F_{s,fi,intermediate,beam}$ = 508,5 kN. Као што је раније поменуто, у *EN 1992-1-2, Одељак 4*, допуштају се упрошћене прорачунске методе за одређивање граничног стања носивости загрејаног попречног пресека и за упоређивање капацитета са одговарајућим комбинацијама дејстава. У овом случају, метода изотерме за 500 °C може да се користи зато што је изложеност пожару стандардна и попречни пресек има ширину b_w = 250 mm која је већа од 160 mm на 120 минута. Овом методом даје се смањење величине попречног пресека претпостављајући да је зона оштећена топлотом на површини бетона. Претпоставља се да оштећени бетон, тј. бетон са температурама вишим од

500 °C, не доприноси капацитету носивости елемента, док преостали бетонски попречни пресек задржава своје почетне вредности чврстоће и модула еластичности.

Поступак за израчунавање отпорности попречног пресека на средњем ослонцу греде у пожарним условима је као што следи:

- Одређује се изотерма за 500 °C за стандардну изложеност пожару у складу са температурним профилима у попречном пресеку;
- Резултујућа ширина $b_{w,fi}$ и статичка висина d_{fi} попречног пресека се одређују искључујући бетон ван изотерме за 500 °C (слика 6.4.4): $b_{w,fi}$ = 160 mm и d_{fi} =278 mm;



Слика 6.4.4 Изложеност пожару са три стране, смањени попречни пресек армиранобетонске греде на ослонцу (*EN 1992-1-2, Прилог B*)

- Одређују се температура затегнутих арматурних шипки и њихова смањена чврстоћа (видети табелу 6.4.5).

Табела 6.4.5 Температуре, смањени пресеци и затезање при изложености пожару од 120 минута за средњи ослонац континуалне греде у оси 2

Ниво	Челик	A_s (cm²)	T (°C)	k_s	$k_s A_s$ (cm²)	F_s (kN)
1	1ϕ12	1,13	50	1	1,13	56,5
1	2ϕ12	2,26	93	1	2,26	113
1	2ϕ12	2,26	99,5	1	2,26	113
1	2ϕ12	2,26	99,5	1	2,26	113
1	2ϕ12	2,26	99,5	1	2,26	113
∑	9ϕ12	10,17	-	-	10,17	508,5

Укупна сила затезања у арматури под дејством пожара од 120 минута је $F_{s,fi,intermediate\ support,beam}$ = 508,5 kN.

- Затим се рачуна гранично стање носивости.

Крак $z_{intermediate,beam}$ између затегнуте арматуре и бетона износи 256 mm. Момент пресека на средњем ослонцу под дејством пожара је $M_{Rd,fi,intermediate,beam}$ = 130 kNm.

6.4.3.3 Крајњи ослонац

Поступак за израчунавање отпорности попречног пресека на крајњем ослонцу греде у пожарним условима исти је као и за средњи ослонац:

- Прво се одређује изотерма за 500°C за стандардну изложеност пожару;
- Нова ширина $b_{w,fi}$ и нова статичка висина d_{fi} попречног пресека одређују се искључујући бетон ван изотерме за 500 °C: $b_{w,fi}$ = 160 mm и d_{fi} = 278 mm;
- Одређује се температура затегнутих арматурних шипки и њихова смањена чврстоћа (видети табелу 6.4.6).

Табела 6.4.6 Температуре, смањени пресеци и затезање при изложености пожару од 120 минута за крајњи ослонац континуалне греде у оси 2

Ниво	Челик	A_s (cm²)	T (°C)	k_s	$k_s A_s$ (cm²)	F_s (kN)
1	1ϕ12	1,13	50	1	1,13	0,057
1	2ϕ12	2,26	73,5	1	2,26	0,113
1	2ϕ12	2,26	82	1	2,26	0,113
1	2ϕ12	2,26	82	1	2,26	0,113
∑	7ϕ12	7,92	-	-		0,396

Укупна сила затезања у арматури под пожаром од 120 минута је $F_{s,fi,intermediate\ support,beam}$ = 396 kN. Крак $z_{end,beam}$ између затегнуте арматуре и бетона је 256 mm. Момент пресека на крајњем ослонцу под пожаром је $M_{Rd,fi,end,beam}$ = 101 kNm.

6.4.3.4 Резиме

Момент пресека континуалне греде $M_{Rd,fi,beam}$ приказан је у табели 6.4.7.

Табела 6.4.7 Моменти и прорачунски моменти за греду у оси 2 (у kNm)

$M_{Rd,fi,mid\text{-}span,beam}$	$M_{Rd,fi,intermediate\text{-}support,beam}$	$M_{Rd,fi,end\text{-}support,beam}$	$M_{Rd,fi,beam}$	$M_{0Ed,fi,beam}$
36	130	101	151,50	128,7

Укупни момент $M_{Rd,fi,beam}$ је затим упоређен са моментом првог реда одговарајуће греде ради верификовања да је $M_{0Ed,fi,beam}$: $M_{Rd,fi,beam} > M_{0Ed,fi,beam}$.

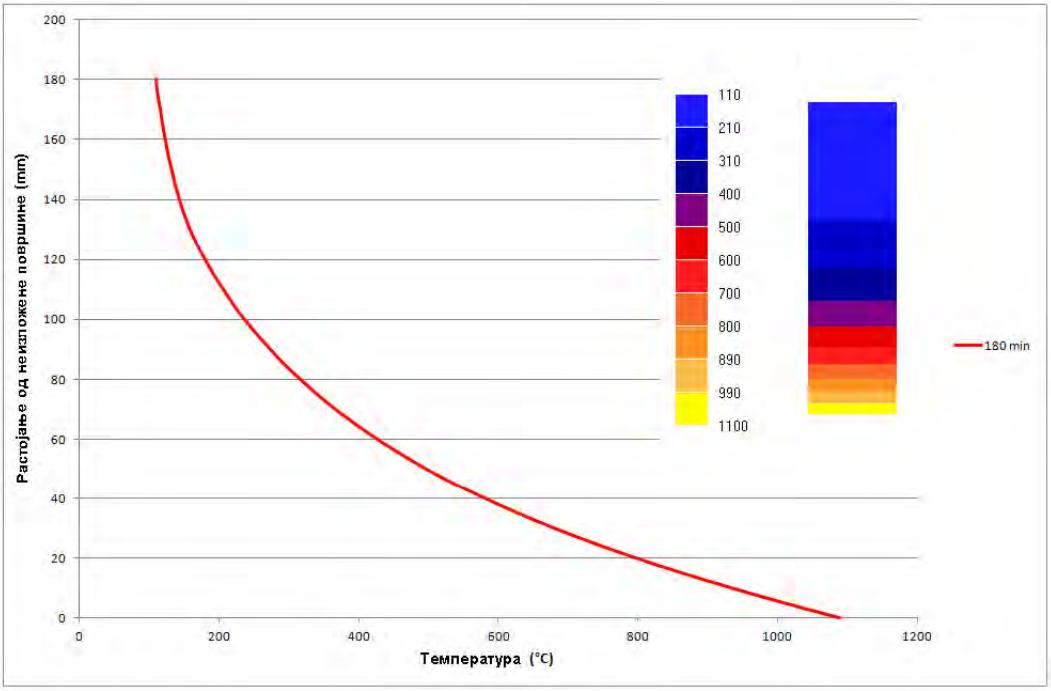
Укупни момент греде је $M_{Rd,fi,beam}$ = 151,50 kNm > $M_{0Ed,fi,beam}$ 128,7 kNm.

Носивост греде под дејством пожара је R = 120 минута.

6.4.4. Плоча која носи у два правца

Извршени су прорачуни плоче у два правца (x и y), у складу са прорачунским моментима (видети табелу 6.2.8 и табелу 6.2.9), геометријом плоче (видети одељак 6.2) и шипкама за армирање (пресеци и заштитни слој, видети табелу 6.2.6 и табелу 6.2.7).

У првом кораку, температурни профили у попречном пресеку бетона који су подвргнути изложености пожару од 180 минута одређени су без присуства арматуре помоћу софтвера (*CIM'feu EC2*), видети слику 6.4.5. Топлотна својства бетона дата су у одељку 6.2. Табеле 6.4.8 и 6.4.9 представљају температуре у центру арматурних шипки са придруженим фактором редукције чврстоће $k_s(\theta)$ за оба правца.



Слика 6.4.5 Температурни профили у плочи

Табела 6.4.8 Температуре, смањени пресеци и затезање при изложености пожару од 180 минута за средњи распон и ослонац континуалне плоче (X-правац)

	Челик	A_s (cm²)	T (°C)	$k_s(\theta)$	$k_s A_s$ (cm²)	F_s (kN)
У средњем распону	8ϕ12	9,05	619	0,3468	3,14	157
На ослонцу	4ϕ14	6,16	140,4	1	6,16	308

Табела 6.4.9 Температуре, смањени пресеци и затезање при изложености пожару од 180 минута за средњи распон и ослонац континуалне плоче (Y-правац)

	Челик	A_s (cm²)	T (°C)	k_s	$k_s A_s$ (cm²)	F_s (kN)
У средњем распону	4ϕ12+4ϕ14	10,68	497	0,68	7,24	362
На ослонцу	4ϕ16	8,04	164	1	8,04	402

Прорачуни се врше сукцесивно за два правца:

- У X-правцу

У средњем распону, укупна сила затезања у арматури после 180 минута пожара је $F_{s,fi,mid\text{-}span,x\text{-}slab}$ = 157 kN. Статичка висина $d_{mid\text{-}span,x\text{-}slab}$ је 144 mm, а ефективна висина притиснуте зоне је 1,3 mm. Крак унутрашњих сила $z_{mid\text{-}span,slab}$ износи 143,3 mm. Момент пресека у средњем распону под дејством пожара је $M_{Rd,fi,mid\text{-}span,x\text{-}slab}$ = 22,50 kNm/m. На ослонцу, прорачуном се добија момент под дејством пожара $M_{Rd,fi,support,x\text{-}slab}$ = 36 kNm/m.

Укупни момент је $M_{Rd,fi,x\text{-}slab}$= 36 + 22,5 = 58,50 kNm/m. Прорачунски момент у X-правцу за плочу која носи у два правца је $M_{Ed,fi,x\text{-}slab}$ = 15,9 kN.m/m. Капацитет носивости плоче у X-правцу верификован је на 180 минута.

- У Y-правцу

У средњем распону, укупна сила затезања у арматури после 180 минута пожара је $F_{s,fi,mid\text{-}span,y\text{-}slab}$ = 362 kN. Статичка висина $d_{mid\text{-}span,y\text{-}slab}$ је 131 mm, а ефективна висина притиснуте зоне је 14,6 mm. Крак унутрашњих сила $z_{mid\text{-}span,y\text{-}slab}$ износи 122 mm. Момент пресека у средњем распону под дејством пожара

је $M_{Rd,fi,mid\text{-}span,y\text{-}slab}$ = 44,14 kNm/m. На ослонцу, прорачуном се добија момент под дејством пожара $M_{Rd,fi,support,y\text{-}slab}$ = 39,70 kN.m/m. Укупни момент је $M_{Rd,fi,y\text{-}slab}$ = 44,14 + 39,70 = 83,84 kNm/m. Прорачунски момент у Y-правцу за плочу која носи у два правца је $M_{Ed,fi,y\text{-}slab}$ = 10,7 kN.m/m. Капацитет носивости плоче у Y-праcу верификован је на 180 минута.

Сви резултати (X и Y правац) представљени су у табели 6.4.10.

Табела 6.4.10 Плоча која носи у два правца – момент и прорачунски момент (kNm/m)

$M_{Rd,fi,x\text{-}slab}$	$M_{Ed,fi,x\text{-}slab}$	$M_{Rd,fi,y\text{-}slab}$	$M_{Ed,fi,y\text{-}slab}$
58,50	15,9	83,84	10,7

Капацитет носивости плоче која носи у два правца под дејством пожара је R = 180 минута.

6.5 Напредне прорачунске методе

Напредне прорачунске методе, засноване на фундаменталном физичком понашању, заснивају се на „глобалној" анализи конструкције (анализи целе конструкције) за ситуације под дејством пожара и обезбеђују реалистичну анализу конструкције изложене пожару. Индиректна дејства пожара разматрана су кроз конструкцију. У глобалној анализи конструкције у обзир се морају узети одговарајући облик лома при изложености пожару, својства материјала која зависе од температуре и крутост елемената, утицаји топлотног ширења и деформације (индиректно дејство пожара) (*EN 1992-1-2, Одељак 2*).

Напредне прорачунске методе обухватају (*EN 1992-1-2, Одељак 4*):

- модел топлотног одговора заснован на теорији преноса топлоте и топлотних дејстава представљених у *EN 1991-1-2*. Може да се користи било која крива загревања уз услов да су својства материјала (бетона и челика) позната за одговарајући опсег температуре.
- модел механичког одзива узима у обзир промене механичких својстава у зависности од температуре. Морају се размотрити утицаји топлотом изазваних дилатација и напона услед температуре и разлика у температури. Мора да се обезбеди и одржава компатибилност између свих делова конструкције (ограничење деформација). Геометријски нелинеарни утицаји узети су у обзир. Може се претпоставити подела деформације. Посебна пажња дата је граничним условима.

6.6 Закључци

За одређивање капацитета носивости стуба, греде и плоче коришћени су табеларни подаци и упрошћене методе. Прорачуни су били засновани на анализи елемената. Коришћење упрошћених метода резултирало је дужом отпорношћу на пожар R, видети табелу 6.6.1. У даљем раду, напредне прорачунске методе треба да пруже тачнију процену трајања капацитета носивости целе конструкције или њеног дела.

Табела 6.6.1 Трајање капацитета носивости за елементе са табеларним подацима и за упрошћене прорачунске методе

	Стуб	**Греда**	**Плоча**
Табеларни подаци	R90	R90	R120
Упрошћена метода	R180	R120	R180

Референце

EN 1990:2003. Eurocode 0: Basis of Structural Design. CEN.

EN 1991-1-1:2003. Eurocode 1: Actions on structures. Part 1-1: General actions – Densities, self-weight and imposed loads for buildings. CEN.

EN 1991-1-2:2003. Eurocode 1: Actions on structures. Part 1-2: General actions, actions on structures exposed to fire. CEN.

EN 1992-1-1:2005. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. CEN.

EN 1992-1-2:2005. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-2: General rules – Structural fire design. CEN.

Из понуде електронских издања Института за стандардизацију Србије

Збирка – Еврокод 2: Пројектовање бетонских конструкција

Основни садржај збирке чине објављени српски стандарди на српском језику SRPS EN 1992-1-1:2015 и SRPS EN 1992-3:2017 и неауторизовани преводи европских стандарда EN 1992-1-2:2004 и EN 1992-2:2005. У саставу збирке су и објављени српски стандарди на енглеском језику чији су преводи дати у збирци, као и најновији европски стандард из 2018. године који је преузет као српски стандард на енглеском језику. По изузетно повољним условима, обједињени на једном месту у тематску збирку, домаћим стручњацима су понуђени стандарди из серије Еврокод 2. Збирка се може наручити у продавници Института.

CIP – Каталогизација у публикацији
Народна библиотека Србије, Београд

692(082)
624.012.45(082)

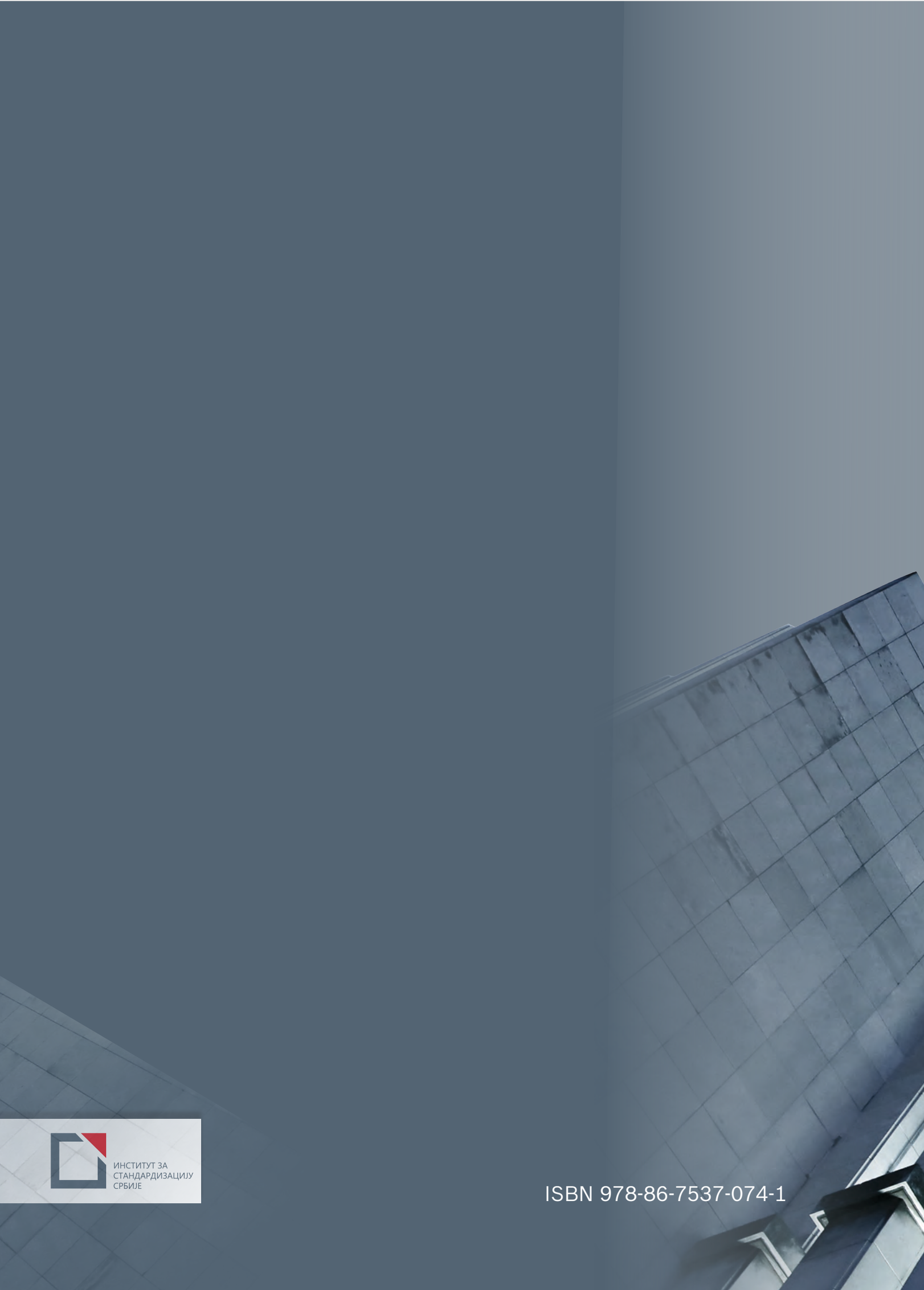
ЕВРОКОД 2 : основа и примене. Прорачун бетонских зграда : примери прорачуна / аутори F. Biasioli ... [и др.]; уредници: F. Biasioli ... [и др.]; [превод Јелена Скоковић, Душан Пајовић]. - Београд : Институт за стандардизацију Србије, 2019 (Лединe : Штампарија Јовановић). - 172 стр. : илустр.; 30 cm. - (Извештаји о стању у науци и политици = Scientific and policy reports / [European Commission. Joint Research Centre])

Превод дела: Eurocode 2: Background & applications. Design of concrete buildings : Worked examples. - Тираж 300. - Библиографија: стр. 171.

ISBN 978-86-7537-074-1

1. Биасоли, Франческо [аутор] [уредник]
а) Зграде -- Прорачун -- Зборници б) Бетонске конструкције -- Прорачун -- Зборници

COBISS.SR-ID 276932108



ИНСТИТУТ ЗА
СТАНДАРДИЗАЦИЈУ
СРБИЈЕ

ISBN 978-86-7537-074-1