

Факултет инжењерских наука Универзитета у Крагујевцу



Назив студијског програма: Општи смер
Ниво студија: Основне академске студије
Модул: Машинске конструкције и механизација
Предмет: Металне конструкције
Број индекса: 98/2013

Огњен З. Јеремић

**Одређивање граничног стања носивости
носача стандардног попречног пресека
коришћењем савремених софтвера и
Еврокод стандарда**

Завршни рад

Комисија за преглед и одбрану:

1. Проф. Др Весна Марјановић – ментор
2. _____
3. _____

Датум одбране: _____

Оцена: _____

Овај завршни рад треба да садржи:

- Увод
- Анализу прорачуна носача према допуштеним напонима
- Филозофију прорачуна према ЕВРОКОД стандарду
- Гранична стања носивости и употребљивости носача
- Аналитички пример прорачуна монтажно настављеног носача
- Примену софтвера за прорачун носача и проверу монтажног наставка
- Упоредивање добијених резултата
- Закључак

Препоручена литература:

[1] Марковић З.: Грнична стања челичних конструкција према еврокоду, Грађевински факултет Универзитета у Београду, Београд 2014.

[2] Николић Р., Вељковић Ј., Марјановић В.: Металне конструкције – збирка решених задатака, Факултет инжењерских наука Универзитета у Крагујевцу, Крагујевац 2013.

[3] Николић Р., Марјановић В.: Металне конструкције – приручник за прорачуне, Машински факултет Универзитета у Крагујевцу, Крагујевац 1998.

Крагујевац,
Новембар, 2019

Предметни наставник:
Др Весна Марјановић, ванредни професор

РЕЗИМЕ

Циљ овог завршног рада је да да поређење резултата добијених применом две различите методе прорачуна челичних конструкција. Сам рад се састоји од девет поглавља, а свако од њих се бави различитим проблемима прорачуна. Прво поглавље је уводно и даје кратак преглед историје различитих метода прорачуна челичних конструкција. Поголавље 2 се бави основним аспектима прорачуна према Еврокоду. Поголавље 3 се бави различитим врстама глобалне анализе конструкција. У четвртом поглављу је обрађена класификација попречних пресека такође према Еврокоду. Поголавље 5 се бави основним врстама носача и њиховим карактеристикама, док се шесто поглавље бави везама и наставцима челичних конструкција. У седмом поглављу дат је детаљан аналитички прорачун носача на конкретном примеру. У осмом поглављу, исти носач је прорачунат коришћењем програма „Robot Structural Analysis“. 9. поглавље представља закључак.

Кључне речи: челичне конструкције, анализа челичних конструкција, прорачун челичних конструкција, теорија граничних стања, носач, Еврокодови, Robot Structural Analysis

SUMMARY

The aim of this thesis is to compare the results of two different methods of steel structure calculation. Thesis is composed of nine chapters, each of them dealing with different aspect of steel structure design and calculation. Chapter 1 is introductory and reviews a brief history of steel structure calculation methods. Chapter 2 gives insight into the philosophy behind the usage of Eurocodes. Chapter 3 deals with different methods of global structural analysis. Chapter 4 reviews the classification of cross-sections according to Eurocodes. Chapter 5 deals with the main characteristics and classification of beams, while chapter 6 deals with the topic of steel structure connections. In chapter 7, a detailed manual calculation of a steel beam is given. In chapter 8 the same example is calculated using the “Robot Structural Analysis” software. Conclusions are drawn in chapter 9.

Key words: steel structures, steel structure analysis, steel structure calculation, ultimate limit state, beam, Eurocodes, Robot Structural Analysis

Садржај

1. УВОД	1
2. ФИЛОЗОФИЈА ПРОРАЧУНА ПРЕМА ЕВРОКОДУ	3
2.1 Моделирање дејстава.....	5
3. АНАЛИЗА КОНСТРУКЦИЈА	7
3.1 Моделирање челичних конструкција за глобалну анализу	7
3.2 Методе глобалне анализе	7
3.3 Моделирање веза	10
4. КЛАСИФИКАЦИЈА ПРЕСЕКА	13
5. НОСАЧИ.....	17
5.1 Основне карактеристике и врсте носача	17
5.2 Пуни носачи	19
5.2.1 Основни облици и статички системи	19
5.2.2 Пуни носачи израђени од ваљаних профила	20
6. НАСТАВЦИ И ВЕЗЕ	25
6.1 Значај пројектовања наставака и веза	25
6.2 Основне врсте наставака и веза	26
6.3 Место наставака и веза у конструкцији	29
7. ПРИМЕР НОСАЧА СТАНДАРДНОГ ПОПРЕЧНОГ ПРЕСЕКА И ЊЕГОВОГ МОНТАЖНОГ НАСТАВЉАЊА ЗАВРТЊЕВИМА – АНАЛИТИЧКИ.....	30
7.1 Полазни подаци.....	30
7.2 Статичке једначине.....	31
7.3 Силе ослонаца	31
7.4 I поље.....	32
7.5 II поље.....	33
7.6 III поље	34
7.7 Димензионисање носача	36
7.8 Расподела пресечних сила.....	41
7.9 Прорачун подвеза	41
7.10 Контрола напона у подвезама.....	44
7.11 Прорачун завртњева	45
8. ПРИМЕР НОСАЧА СТАНДАРДНОГ ПОПРЕЧНОГ ПРЕСЕКА И ЊЕГОВОГ МОНТАЖНОГ НАСТАВЉАЊА ЗАВРТЊЕВИМА – КОРИШЋЕЊЕМ СОФТВЕРСКОГ ПАКЕТА „ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS“.....	50
9. ЗАКЉУЧАК	80
ЛИТЕРАТУРА	81

1. УВОД

Многе велелепне грађевине које данас сматрамо неким од највећих достигнућа грађевинарства, подигнуте су на начин који би у данашње време био готово незамислив. Наиме, појмови као што су закони, прорачуни и пројектовање конструкција, дуго су били потпуно непознати градитељима и конструкторима. Они су се, пре свега, ослањали на интуицију, примере из природе, сличност и пропорцију и искуство. Управо то искуство, подупрто развојем теоријских дисциплина (пре свега из области механике и отпорности материјала), довело је и до развоја различитих метода прорачуна конструкција. [2]

Тек крајем XIX века, установљен је математички апарат за моделирање понашања челичних конструкција и то у домену линеарно-еластичног понашања. Имајући у виду да се челик до достизања границе развлачења понаша по Хуковом закону као изразито еластичан материјал, достизање напона који се јавља на граници развлачења (f_y) узето је као почетак лома конструкције, односно као критеријум за њено димензионисање. Управо на овој претпоставци је базирана **теорија допуштених напона**, која је доста дуго била окосница свих закона за прорачун челичних конструкција. Суштина концепта допуштених напона лежи у ограничењу максималних напона који се услед реалних оптерећења јављају у конструкцији (односно у њеним елементима) на домен еластичног понашања; овај приступ прорачуну челичних конструкција подразумева такође и детерминисање јединствених коефицијената сигурности (ν) који зависе од случаја оптерећења конструкције, а на основу којих се даље одређују допуштени напони ($\sigma_{dop} = f_y / \nu$). Управо због тога што су вредности коефицијената сигурности (а самим тим и вредности допуштених напона) такорећи унапред дефинисане, односно детерминисане, на основу пређашњег искуства у изградњи објеката са носећим челичним конструкцијама, овај приступ прорачуну се назива **детерминистичким**. С тим у вези, дефинисана су такође и 3 случаја оптерећења конструкције од којих зависе вредности коефицијената сигурности и то: I случај (који подразумева основно оптерећење), II случај (који подразумева основно + допунско оптерећење) и III случај (који подразумева основно + допунско + изузетно оптерећење). Вредности коефицијената сигурности су највеће за I случај оптерећења, односно за оптерећења чије је деловање готово извесно током дужег временског периода животног века конструкције (у оваква оптерећења спадају нпр. стално и корисно оптерећење); с друге стране, вредности коефицијента сигурности су најмање за III случај оптерећења у који спадају изузетна оптерећења која се могу, али и не морају јавити током животног века конструкције (нпр. удар возила, пожар итд).

Међутим, и поред веома добрих резултата постигнутих у области пројектовања челичних конструкција коришћењем различитих стандарда за прорачун који су базирани на теорији допуштених напона, овај концепт је већ неких тридесетак година напуштен у земљама широм Европе. Наиме, одбацивање теорије допуштених напона, као окоснице већине стандарда за прорачун челичних конструкција, уследило је најпре због тежње конструктора да се што више приближе реалном понашању самих конструкција и да искористе пост-еластичне резерве челика, које он, као изразито еласто-пластичан материјал, поседује. Методе које су се почеле све више усвајати након детерминистичких, ослањају се на **теорију вероватноће**, као и стохастичку природу случајних променљивих величина које фигуришу у прорачуну и називају се

пробабиллистичким методама. Већина променљивих величина које заправо играју улогу у прорачуну неке конструкције (као што су нпр. оптерећења, својства материјала, геометријски подаци итд.) спадају у стохастичке величине, односно подлежу законима теорије вероватноће. Управо због тога, све ове величине треба увести у прорачун по одговарајућим кривама расподеле, а све то са крајњим циљем да се докаже да је остварен одговарајући степен сигурности, односно да је вероватноћа да ће доћи до лома конструкције задовољавајуће мала.

Међутим, примена оваквих прорачуна је изузетно комплексна и, као таква, јако непогодна у инжењерској пракси. Стога је нужно било извршити поједностављење оваквих прорачуна, што је остварено на тај начин што је претпостављено да све величине које фигуришу у изразима за прорачун челичних конструкција подлежу истом закону вероватноће, односно да за све важи иста крива расподеле – нормална, одн. Гаусова функција расподеле. Овакве, модификоване пробабиллистичке методе, назване су **полу-пробабиллистичке** (или **семи-пробабиллистичке**) и управо је на њима базирана већина савремених прописа за прорачун челичних конструкција.

Еврокодови, који представљају фамилију савремених европских стандарда (који се, између осталог, односе и на прорачун грађевинских конструкција) такође су базирани на полу-пробабиллистичким методама прорачуна. Већина европских земаља, у данашње време, користи управо еврокодове, како при прорачунима челичних конструкција, тако и у другим сферама инжењерства и машинства. Еврокодови који се односе на пројектовање конструкција су, према садржини, подељени у 10 делова (Еврокод 0, Еврокод 1, ... ,Еврокод 9), а управо **Еврокод 3** се бави пројектовањем челичних конструкција.

Дакле, поред основних разлика између детерминистичког и полу-пробабиллистичког концепта прорачуна (које се, заправо, огледају у различитом третману стохастички променљивих величина које фигуришу у самом прорачуну), као што је већ напоменуто, стандарди који су засновани на полу-пробабиллистичком концепту омогућавају пројектантима да у потпуности искористе пост-еластичне (односно пластичне) резерве челика. Стога, понашање самих конструкција се више не ограничава на еластичан домен, већ се анализира њихово понашање све до достизања такозваних **граничних стања носивости**, или **употребљивости**. Наиме, граничним стањем се назива оно стање конструкције чијим достизањем (одн. прекорачењем) конструкција престаје да испуњава прописане услове носивости, или употребљивости.

На самом крају, свакако треба напоменути и чињеницу да је, коришћењем савремених стандарда за прорачун (па тако и Еврокодова), омогућено и знатно рационалније пројектовање челичних конструкција, што је, имајући у виду тржишну конкуренцију и економичност, такође један од веома битних разлога због којих су Еврокодови готово у потпуности потиснули све старије стандарде за прорачун челичних конструкција.

2. ФИЛОЗОФИЈА ПРОРАЧУНА ПРЕМА ЕВРОКОДУ

Као што је већ напоменуто, *Еврокод*ови су засновани на *полу-пробабилистичком концепту прорачуна*, уз примену *теорије граничних стања*. Наиме, Еврокод*ови* дефинишу различите тзв. *прорачунске ситуације*, којима би требало да буду обухваћене све околности под којима се једна конструкција може наћи током читавог свог животног (одн. експлоатационог) века. При томе, под околностима се подразумевају различите диспозиције и комбинације дејстава (одн. оптерећења) која могу деловати на конструкцију, имајући у виду врсту и намену објекта којој та конструкција припада; такође, под диспозицијом оптерећења се подразумева скуп оптерећења која су дефинисана својим положајем, интензитетом и врстом и која истовремено могу деловати на конструкцију. С тим у вези, Еврокод дефинише 4 различите категорије прорачунских ситуација и то:

- 1) *Сталне прорачунске ситуације* – односе се на уобичајене услове коришћења објекта и одговарајућа оптерећења која се у тим приликама могу јавити. Сталне прорачунске ситуације се односе, дакле, на дејства која су присутна током значајног дела животног века једне конструкције.
- 2) *Повремене (пролазне) прорачунске ситуације* – односе се, као што и само име каже, на повремене, одн. пролазне ситуације (и дејства која се током њих јављају); у ову категорију прорачунских ситуација би се, на пример, могли сврстати извођење саме конструкције, или њена поправка.
- 3) *Инцидентне прорачунске ситуације* – односе се на ситуације и дејства које се могу, али и не морају јавити током животног века конструкције. У ову категорију би се могли сврстати, на пример, експлозије, пожари, удари возила у конструкцију итд.
- 4) *Сеизмичке прорачунске ситуације* – односе се на утицаје у конструкцији који се јављају услед дејстава која се могу очекивати за време и непосредно након земљотреса.

Суштина прорачуна према Еврокоду је у томе да се докаже да ни у једној од ове четири прорачунске ситуације које се могу јавити током животног века конструкције, неће доћи до прекорачења ни једног релевантног граничног стања. Као што је такође већ напоменуто, *гранична стања* једне конструкције представљају она стања чијим достизањем (одн. прекорачењем), конструкција губи своја основна својства и није више у стању да одговори захтевима прорачуна; у зависности од тога о губитку којих својстава се ради, гранична стања се могу поделити у 2 категорије, те тако постоје: *гранична стања носивости* и *гранична стања употребљивости*.

Гранична стања носивости обухватају гранична стања која се односе на сигурност конструкције и људи, а њихово достизање се манифестује управо губитком носивости конструкције (или неког њеног дела). Важно је напоменути да се често, ради једноставније анализе, умсето самог лома (односно рушења конструкције), анализирају стања која непосредно претходе лому. Тако Еврокод дефинише 4 категорије граничних стања носивости које се морају анализирати и то:

- 1) Стање губитка равнотеже конструкције (или неког њеног дела) као крутог тела (скраћено, ово стање се означава као **EQU**)
- 2) Стање отказа конструкције услед прекомерне деформације и лома попречног пресека (скраћено **STR**)
- 3) Стање лома, или превелике деформације тла (када носивост тла, или стене имају доминантан утицај за одређивање носивости) (скраћено **GEO**)
- 4) Стање лома услед замора материјала (**FAT**)

Гранична стања употребљивости, са друге стране, обухватају гранична стања која се, углавном, односе на померања (одн. деформације) и вибрације које могу да угрозе функционалност конструкције, комфор људи и изглед грађевинског објекта. У већини случајева, гранична стања употребљивости се анализирају кроз контроле деформација појединачних елемената конструкције (одн. кроз контроле угиба), кроз контроле деформација конструкције као целине (кроз контроле хоризонталних померања) и кроз контроле вибрација. Говорећи о употребљивости неке конструкције, треба истаћи да се суштина прорачуна у овом случају огледа у томе да се избегну оштећења завршне обраде, одн. неконструктивних елемената и да се избегне осећај несигурности код корисника, а у исто време обезбеди правилно функционисање опреме и машина унутар објекта, као и функционисање самог објекта.

Међутим, неvezано за то да ли се ради о граничним стањима носивости, или пак о граничним стањима употребљивости, циљ самог прорачуна је да се докаже да **прорачунске вредности утицаја** (E_d) који се јављају у конструкцији услед најнеповољније комбинације дејстава на њу и при било којој прорачунској ситуацији, нису веће од одговарајућих **прорачунских вредности носивости** (R_d), или других референтних **прорачунских вредности** (допуштени угиб, допуштено обртање итд.) **које се односе на употребљивост** (C_d). Такође, треба нагласити да се за различите прорачунске ситуације и различита гранична стања, дефинишу различите комбинације дејстава (одн. оптерећења) на основу којих се онда одређују одговарајуће прорачунске вредности утицаја на конструкцију.

Најопштији услови за **доказе граничних стања носивости и употребљивости** могу се записати у следећем облику:

$$E_d \leq R_d - \text{за гранична стања носивости}$$

$$E_{d, ser} \leq C_d - \text{за гранична стања употребљивости.}$$

При томе, треба истаћи да се прорачунске вредности утицаја услед дејстава, у случају доказа граничних стања носивости, одређују на основу меродавних комбинација дејстава и то множењем појединачних дејстава одговарајућим парцијалним коефицијентима за гранична стања носивости (γ_{Fi}). Такође, када се анализирају гранична стања носивости која се односе на губитак равнотеже конструкције као крутог тела (EQU), доказ носивости се може написати у следећем облику:

$$E_{d, dst} \leq E_{d, stb}$$

где је:

$E_{d, dst}$ – прорачунска вредност релевантног утицаја од дестабилизујућих дејстава,

$E_{d, stb}$ – прорачунска вредност одговарајућег релевантног утицаја од стабилизујућих дејстава.

2.1 Моделирање дејстава

Говорећи о прорачунима граничних стања носивости (и употребљивости), најпре треба дефинисати појам *дејства* (одн. *оптерећења*). Наиме, према Еврокоду, под дејствима (тј. оптерећењима) се подразумева велики број различитих спољашњих принуда (одн. догађаја) које изазивају утицаје у самој конструкцији. Због своје велике разноврсности, Еврокод дефинише неколико критеријума према којима се дејства могу даље поделити на групе.

Тако, *према директности свог деловања на конструкцију*, сва дејства се могу поделити у 2 групе:

- 1) *Директна дејства* – подразумевају она дејства (оптерећења) која, као што само име каже, непосредно (директно) делују на конструкцију; у ова оптерећења се могу сврстати нпр. сопствена тежина конструкције, стално оптерећење, корисно оптерећење, снег, ветар итд.
- 2) *Индиректна дејства* – подразумевају дејства која посредно делују на конструкцију, тј. прецизније речено, подразумевају принудне деформације које могу настати услед нпр. термичких утицаја на конструкцију

Према својој променљивости у току времена, сва дејства се могу поделити у 3 велике групе:

- 1) *Стална дејства (G)* – подразумевају дејства која делују на конструкцију током читавог њеног животног века (или пак значајнијег дела); по правилу, ова дејства су статичке природе – дакле, код ове групе, не постоје значајнија одступања у смислу положаја и интензитета. У ову категорију би се могла сврстати, како директна дејства (сопствена тежина, стално оптерећење услед тежине неконструкцијских елемената, или сталне опреме итд.), тако и одређена индиректна дејства (нпр. неједнако слегање темеља).
- 2) *Променљива дејства (Q)* – подразумевају она дејства која делују на конструкцију током одређеног временског периода; по правилу, дејства из ове групе су углавном подложна променама како у времену, тако и у простору (саобраћајна оптерећења, дејства ветра, снега, термички утицаји итд.).
- 3) *Инцидентна дејства (A)* – подразумевају она дејства чија је вероватноћа појаве релативно мала, одн. дејства која се могу, али и не морају нужно јавити током животног (експлоатационог) века конструкције. У ову групу спадају нпр. дејства изазвана експлозијама, пожарима, ударима возила у конструкцију, али и сеизмичка дејства (A_E). Важно је напоменути да се у појединим случајевима и то у зависности од локације самог објекта коме посматрана конструкција припада, сеизмичка дејства могу сврстати и у групу променљивих дејстава.

Према својој променљивости у простору, дејства се, по Еврокоду, могу поделити у 2 групе:

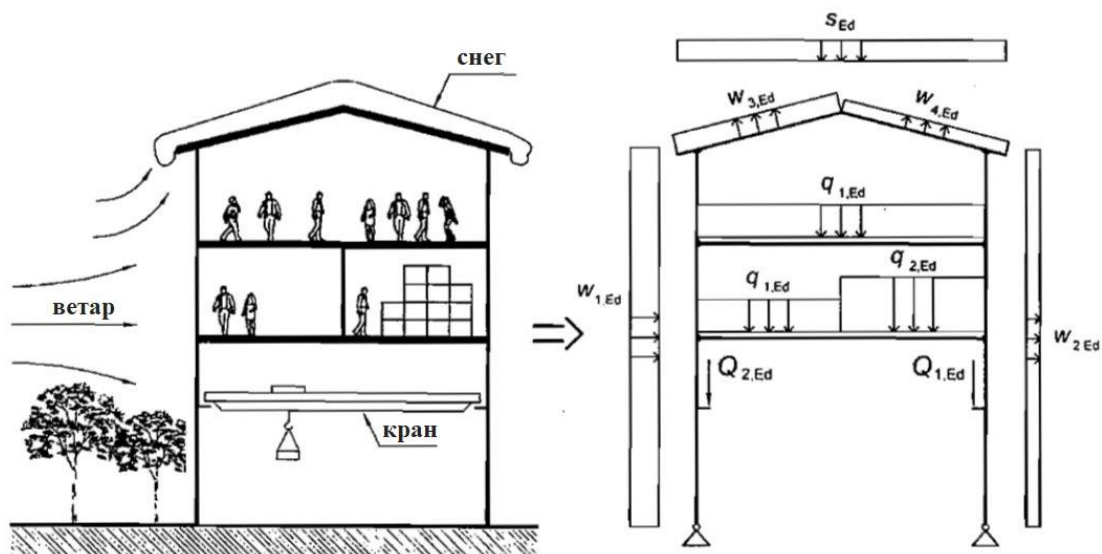
- 1) **Непокретна (одн. фиксна) дејства** – дејства која не мењају свој положај, правац и смер деловања у простору.
- 2) **Слободна дејства** – дејства која су подложна променама положаја, правца и смера у простору.

Према својој природи, одн. према одговору саме конструкције на њихова деловања, дејства се могу поделити такође у 2 групе:

- 1) **Статичка**
- 2) **Динамичка**

При томе, треба нагласити да се у случају динамичких оптерећења, утицаји у конструкцији услед тих оптерећења одређују динамичком анализом (која узима у обзир променљивост дејстава у погледу простора и времена). Међутим, како се у инжењерској пракси уместо динамичких оптерећења врло често користе тзв. квазистатичка оптерећења (која се одређују применом одређених динамичких коефицијената увећања), то се у тим случајевима за одређивање утицаја услед дејстава може користити и статичка анализа.

Међутим, неважно за то да ли се ради о статичким, или динамичким оптерећењима, приликом одређивања утицаја у конструкцији услед неког директног оптерећења, оно мора бити правилно **моделирано**. Под правилним моделирањем се подразумевају јасно одређивање и представљање начина деловања оптерећења (дакле, неопходно је нагласити да ли се ради о концентрисаном, једнако подељеном, линеарно променљивом оптерећењу итд.) и јасно одређивање и представљање положаја, интензитета, правца и смера деловања оптерећења (слика 2.1). Дакле, суштина модела неког дејства лежи управо у томе да што јасније и верније представи стварну природу тог дејства, како би непоузданости модела (а самим тим и прорачуна) биле што мање. Такође, треба напоменути да се статичка гравитациона дејства углавном могу третирати као скаларне величине (с обзиром на сталност њиховог правца и смера деловања).



Слика 2.1: Моделирање дејстава за анализу конструкција [2]

3. АНАЛИЗА КОНСТРУКЦИЈА

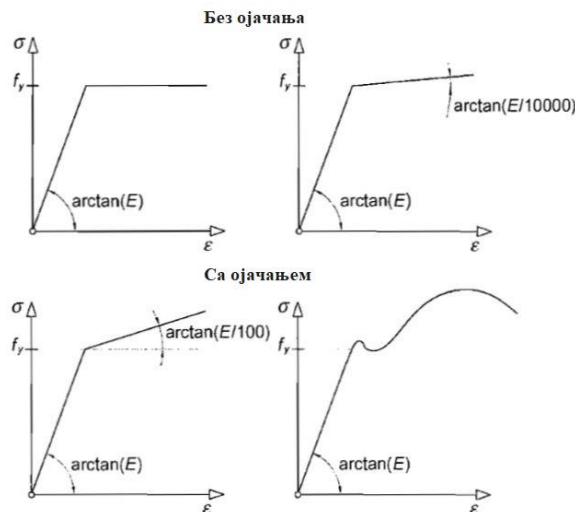
3.1 Моделирање челичних конструкција за глобалну анализу

Као што је већ напоменуто, приликом прорачуна неке челичне конструкције, један од основних задатака јесте правилно моделирање дејстава која на њу делују. Међутим, након што су одређени природа, карактер, положај, интензитет и смер сваког дејства на конструкцију, неопходно је прорачунати и све утицаје у конструкцији које изазивају та дејства. Дакле, неопходно је прорачунати све силе у пресецима (N , V , M), сва померања (v , ν , φ) и све напоне (σ , τ). Да би ово уопште било могуће прорачунати, потребно је, пре свега, апроксимирати стварну конструкцију погодним прорачунским моделом помоћу кога ће се најреалније описати стварно понашање реалне конструкције. Овај поступак, у основи, подразумева две јако битне ставке:

- 1) **правилан избор статичког система** који по својој геометрији, облицима и димензијама попречних пресека, условима ослањања, као и везама између елемената одговара стварној конструкцији
- 2) **правилан избор методе глобалне анализе** која даје резултате који са задовољавајућом тачношћу симулирају стварно понашање конструкције.

3.2 Методе глобалне анализе

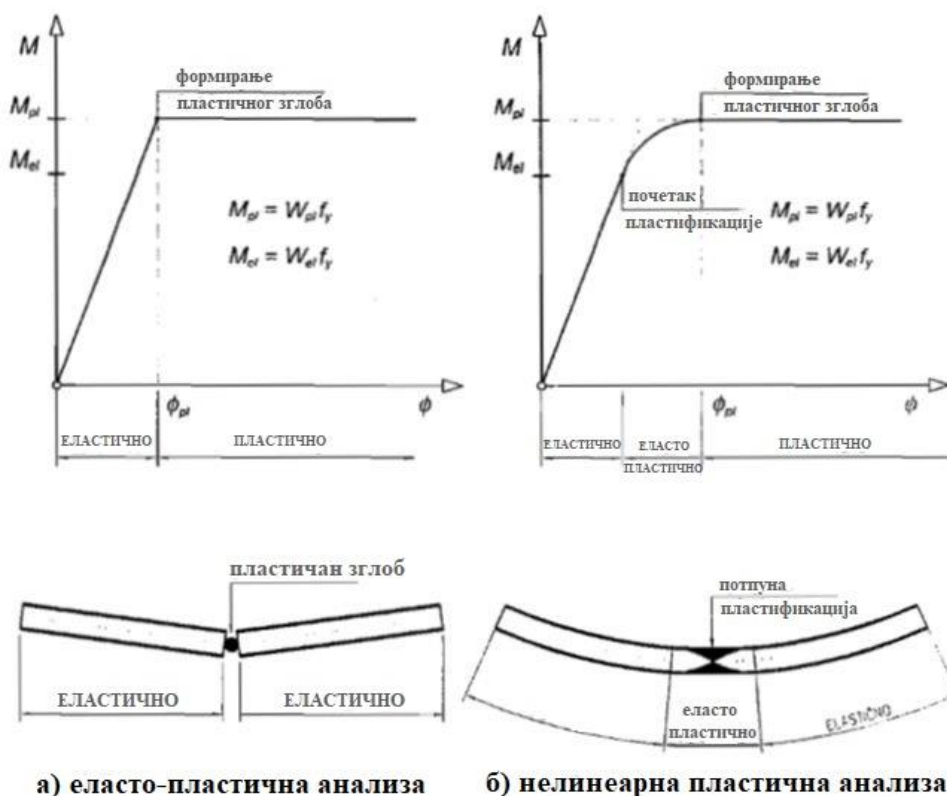
Такође, као што је већ речено у уводу, конструкциони челици представљају изразито еласто-пластичне материјале што се може закључити и на основу σ - ϵ **дијаграма**. Наиме, посматрајући σ - ϵ дијаграме, може се уочити да након почетног линеарно-еластичног понашања, по достизању напона на граници развлачења (f_y) долази до **пластфикације** и **ојачања материјала**. С тим у вези, такође се може закључити да веза између напона и дилатација (одн. истезања) материјала генерално није линеарна. Управо ова карактеристика челика – тзв. **материјална нелинеарност**, игра веома битну улогу у анализи граничних стања носивости и може се узети у обзир при глобалној анализи применом одговарајућих **прорачунских идеализованих σ - ϵ дијаграма**. Такође, треба истаћи да Еврокод 3 дозвољава примену тзв. билинеарних σ - ϵ дијаграма (и то са и без ојачања), као и примену стварних σ - ϵ дијаграма добијених испитивањем материјала (слика 3.1).



Слика 3.1: Стварни и идеализовани (прорачунски) σ - ϵ дијаграми [2]

Методе прорачуна челичних конструкција које узимају у обзир прераспodelу утицаја услед формирања пластичних зглобова, као и материјалну нелинеарност, називају се **методама пластичне глобалне анализе**. Постоје 3 врсте метода пластичне глобалне анализе и то:

- 1) **круто-пластична анализа** – занемарује еластично понашање конструкције пре појаве пластичних зглобова
- 2) **еласто-пластична анализа** – подразумева пластификацију концентрисану искључиво на местима пластичних зглобова, док се на осталим деловима конструкција понаша идеално еластично (слика 3.2а)
- 3) **нелинеарно-пластична анализа** – узима у обзир делимичну пластификацију елемената у пластичним зонама, одн. подразумева појаву три карактеристичне зоне при формирању пластичних зглобова: зона *потпуне пластификације* на месту самог пластичног зглоба, *еласто-пластична зона* у близини пластичног зглоба и *потпуно еластична зона* на преосталом делу елемента конструкције (слика 3.2б).



Слика 3.2: Методе пластичне глобалне анализе [2]

Прва врста – круто-пластична анализа, употребљава се искључиво у случајевима када деформације конструкције нису значајне, одн. када не утичу битно на њено понашање. Са друге стране, нелинеарно-пластична анализа даје резултате који су најприближнији реалном понашању конструкције, поготово када се користи стварна веза између напона и деформација добијена испитивањем. Међутим, будући да је коришћење ове методе јако захтевно, како из перспективе знања и искуства, тако и из перспективе софтвера, њена примена је углавном ограничена на научно истраживачки рад и то неретко када се за потребе прорачуна користи метода коначних

елемената. Најпрактичнија за инжењерску праксу је свакако друга од горе поменутих врста анализе – еласто-пластична анализа која, као што је већ напоменуто, подразумева формирање механизма са пластичним зглобовима.

Поред пластичне глобалне анализе, постоји и тзв. **еластична глобална анализа** која, за разлику од пластичне, у потпуности занемарује материјалну нелинеарност челика и заснива се управо на линеарној, идеално-еластичној вези између напона и дилатација и то за све нивое напрезања. Такође, за разлику од пластичне, еластична глобална анализа се може примењивати безусловно и у свим случајевима, а будући да најчешће даје резултате задовољавајуће тачности, њена употреба је у инжењерској пракси и даље најраспрострањенија.

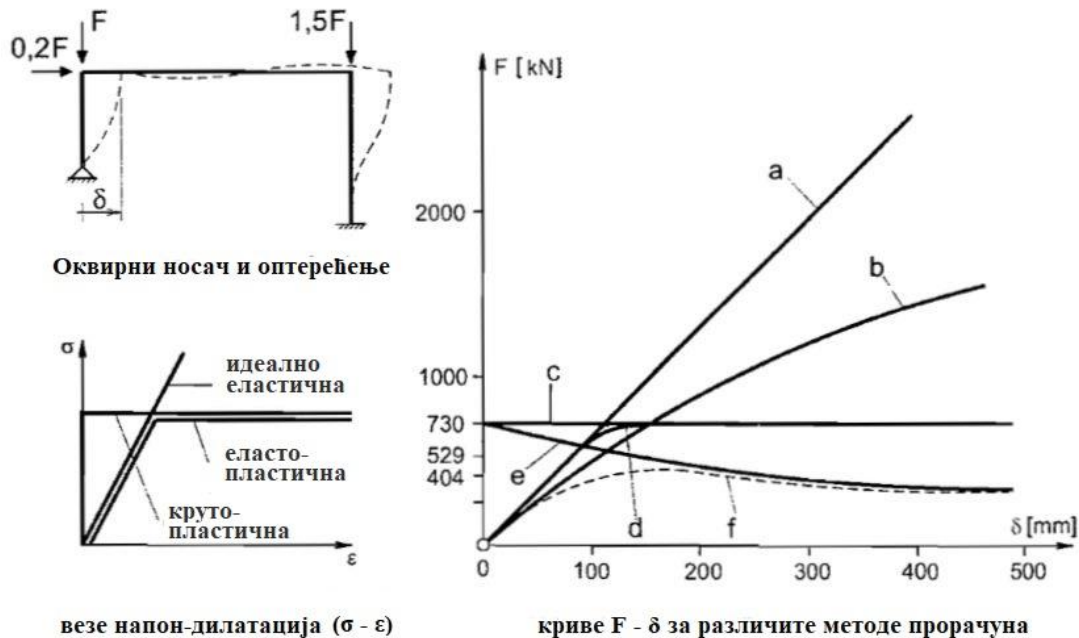
Поред материјалне нелинеарности, веома битну улогу (чак много битнију) у анализи неке конструкције игра тзв. **геометријска нелинеарност** (одн. утицај деформисане геометрије конструкције). С тим у вези, разликују се 2 врсте глобалне анализе:

- 1) **глобална анализа првог реда** – приликом употребе ове врсте анализе, утицај деформисане геометрије конструкције се занемарује (услови равнотеже се прорачунавају на недеформисаној геометрији конструкције)
- 2) **глобална анализа другог реда** – приликом употребе ове врсте анализе, утицај деформисане геометрије конструкције се узима у обзир (услови равнотеже се прорачунавају на деформисаној геометрији конструкције).

Глобалну анализу другог реда је могуће користити у свим случајевима, док је глобалну анализу првог реда могуће користити само у случајевима анализе конструкција код којих се утицаји другог реда могу занемарити (одн. само у случајевима анализе конструкција које нису осетљиве на утицаје деформисане геометрије). При томе, Еврокод 3 прописује одговарајуће критеријуме на основу којих се одређује да ли се утицаји деформисане геометрије конструкције могу занемарити, или се пак морају узети у обзир.

Будући да и пластичне и еластичне методе глобалне анализе могу бити и првог и другог реда, напослетку је извршена најужа подела глобалних анализа, по којој постоје:

- 1) **еластична анализа првог реда** – подразумева линеарно-еластичну σ - ϵ везу за све нивое напрезања и занемарује утицаје деформисане геометрије (крива а, слика 3.3в)
- 2) **еластична анализа другог реда** – подразумева линеарно-еластичну σ - ϵ везу за све нивое напрезања и узима у обзир утицаје деформисане геометрије (крива б, слика 3.3в)
- 3) **круто-пластична анализа првог реда** – подразумева круто-пластичну σ - ϵ везу и занемарује утицаје деформисане геометрије (крива с, слика 3.3в)
- 4) **круто-пластична анализа другог реда** – подразумева круто-пластичну σ - ϵ везу и узима у обзир утицаје деформисане геометрије (крива д, слика 3.3в)
- 5) **еласто-пластична анализа првог реда** – подразумева еласто-пластичну σ - ϵ везу и занемарује утицаје деформисане геометрије (крива е, слика 3.3в)
- 6) **еласто-пластична анализа другог реда** – подразумева еласто-пластичну σ - ϵ везу и узима у обзир утицаје деформисане геометрије (крива ф, слика 3.3в).



Слика 3.3: Различите методе глобалне анализе [2]

Као што се може и закључити на основу разлика у дијаграмима са слике 3.3 (на којој су приказани дијаграми сила-померање (F - δ) добијени применом свих претходно наведених метода глобалне анализе на примеру оквирног носача), од великог је значаја извршити правилан одабир одговарајуће методе глобалне анализе, а сам избор зависи, пре свега, од конкретне врсте конструкције која се анализира. При томе, увек треба водити рачуна о налажењу компромиса између тачности добијених резултата и комплексности изабране методе.

3.3 Моделирање веза

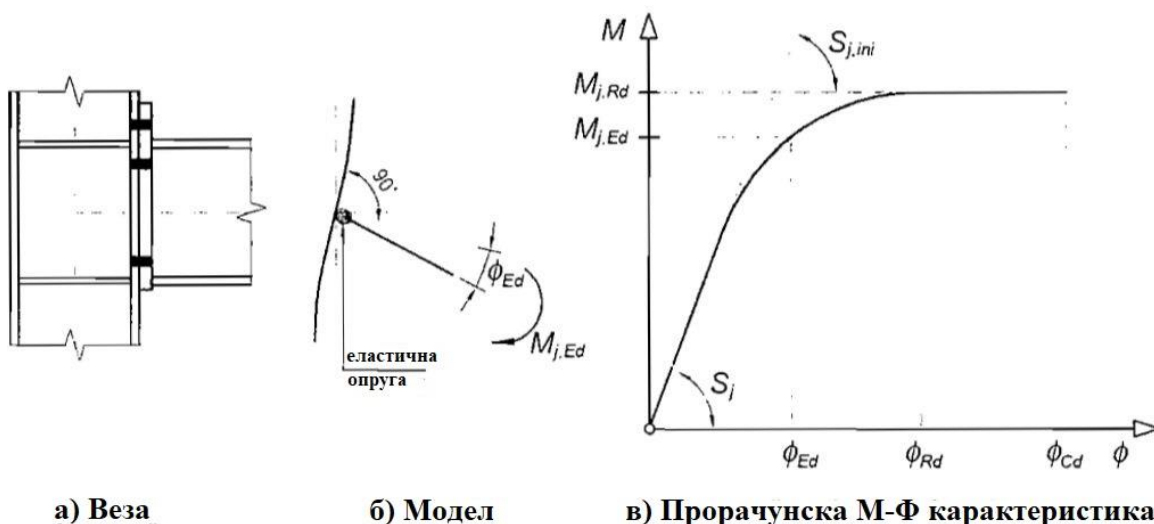
Говорећи о анализи конструкција, битно је свакако напоменути и моделирање веза које спајају њихове елементе. Наиме, у класичној теорији челичних конструкција, под појмом прорачуна веза и наставака, углавном се подразумева одређивање њихове носивости, одн. отпорности. Сам прорачун статичких утцаја се, према класичној теорији, заснива, између осталог и на претпоставци да су све везе у једној конструкцији идеалне: зглобне, или круте. Међутим, као што је то доказано и бројним експериментима, понашање веза у реалним конструкцијама негира ту претпоставку. Наиме, доказано је да велики број **крутих веза** не поседује довољну крутост, па при оптерећењу долази до одређене релативне ротације на месту везе; дакле, код реалних веза не важи услов који важи код идеално крутих веза по коме је потпуно спречена релативна ротација и омогућено несметано преношење момента савијања ($\varphi_j = 0$). Са друге стране, доказано је и да се **зглобне везе** не понашају идеално јер при оптерећењу показују одређен степен ротационе крутости; дакле, код реалних веза не важи ни услов који важи код идеално зглобних веза по коме оне омогућавају несметану ротацију и не могу да прихвате никакав момент савијања ($M_j = 0$). Везе које по свом понашању представљају прелаз између крутих и зглобних веза називају се **полукруте везе**.

Управо због тога што везе могу битно утицати на прераспodelу сила и момената у попречним пресецима елемената конструкције, као и на укупне деформације конструкције, од великог је

значаја правилно их моделирати. У појединим случајевима могуће је занемарити утицај понашања веза на глобалну анализу, док је, са друге стране, у појединим случајевима готово обавезно ове утицаје узети у обзир. У вези са тим, Еврокод 3 разликује 3 типа веза:

- 1) **просте везе** – представљају везе које не преносе моменте савијања
- 2) **континуалне везе** – представљају везе које преносе моменте савијања, али се исто тако претпоставља да њихово понашање не утиче на глобалну анализу
- 3) **полу-континуалне везе** – представљају везе чије понашање треба узети у обзир при глобалној анализи.

Дакле, само код полу-континуалних веза је потребно узети у обзир карактеристике везе при глобалној анализи. Понашање једне моментне везе (везе која има могућност преношења момента савијања) може се описати помоћу криве која дефинише зависност између момента савијања на месту везе (M) и релативног обртања (ϕ). Ова крива се у литератури назива **M - ϕ крива**, или **M - ϕ карактеристика** и може се одредити експерименталним путем, или на основу препорука датих у Еврокоду 3. На основу ове криве могу се одредити три најзначајније карактеристике једне моментне везе: **момент носивости** (одн. **моментна отпорност**) ($M_{j, Rd}$), **ротациона крутост** (S_j) и **капацитет ротације** (ϕ_{Cd}).



Слика 3.4: Прорачунска M - ϕ карактеристика везе греда-стуб [2]

Као што већ речено, карактеристике везе се могу одредити нумеричким путем, или експериментално. При томе, увек треба водити рачуна о томе која је карактеристика везе релевантна за изабрану методу глобалне анализе. Тако, главна карактеристика коју треба узети у обзир приликом еластичне глобалне анализе јесте ротациона крутост, док су за пластичну глобалну анализу релевантни момент носивости и капацитет ротације. С тим у вези, Еврокод 3 дефинише 2 класификације веза и то:

- 1) **према крутости** у зависности од ротационе крутости везе S_j
- 2) **према носивости** у зависности од момента носивости везе $M_{j, Rd}$.

Ротација везе зависи од њене ротационе крутости и момента који на њу делује. Код идеално крутих веза, као што је већ наглашено, сматра се да је крутост на ротацију бесконачна, одн. да произвољан спољашњи момент не може проузроковати никакву деформацију обртања. Као што је такође већ наглашено, реалне конструкције не могу имати бесконачно круте везе, већ се оне у одређеној мери деформишу. Тако, **према крутости**, све везе у челичним конструкцијама се могу поделити на:

- 1) **зглобне (pinned joints)** – везе које не могу да пренесу значајан момент савијања, али зато омогућавају преношење трансверзалних (и, евентуално, аксијалних сила) и слободну ротацију елемената на месту везе
- 2) **круте (rigid joints)** – везе чија је ротациона крутост довољно велика да се могу моделирати као континуалне везе
- 3) **полу-круте (semi-rigid joints)** – везе које преносе момент савијања, а по својој ротационој крутости се налазе између зглобних и крутих веза, па се њихова реална ротациона крутост мора узети у обзир приликом глобалне анализе.

Са друге стране, **према критеријуму носивости**, све везе се могу класификовати на:

- 1) **зглобне** – везе које не могу да достигну значајан момент носивости ($M_{j, Rd} \leq 0.25 M_{Rd}$)
- 2) **потпуно носиве (full-strength joints)** – везе чији је момент носивости већи, или једнак моменту носивости елемента који се спаја ($M_{j, Rd} \geq M_{Rd}$)
- 3) **делимично носиве (partial-strength joints)** – везе чији је момент носивости већи од прорачунске вредности момента на месту везе ($M_{j, Ed} \leq M_{j, Rd}$), али је мањи од момента носивости елемента који се спаја ($M_{j, Rd} \leq M_{Rd}$).

Дакле, као што је могуће приметити, круте и полу-круте, као и потпуно и делимично носиве везе спадају у везе које преносе моменте савијања и које се све заједно једним именом називају **моментним везама**. Такође, једна моментна веза може бити различито класификована према крутости и носивости (нпр. полукрута потпуно носива, или крута делимично носива).

4. КЛАСИФИКАЦИЈА ПРЕСЕКА

Говорећи о основним принципима на којима се заснива читава концепција прорачуна граничних стања носивости челичних конструкција према Еврокоду 3, свакако, посебну пажњу треба посветити подели попречних пресека свих елемената конструкције на класе. Наиме, основни критеријум за класификовање попречних пресека јесте њихова компактност која зависи најпре од односа између ширине и дебљине (одн. од виткости) делова самог попречног пресека (ножица и ребра), али и од начина напрезања и врсте челика. Такође, класификација попречних пресека се врши на основу њихове осетљивости на избочавање услед дејства нормалних напона притиска и поседујућег капацитета ротације. Колику важност у самом прорачуну челичних конструкција има класификација пресека, показује и чињеница да од правилног одређивања класе попречног пресека сваког елемента у конструкцији зависе:

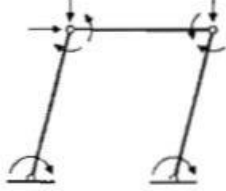
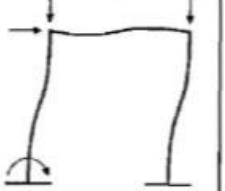
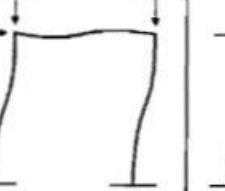
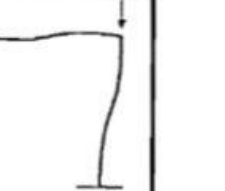
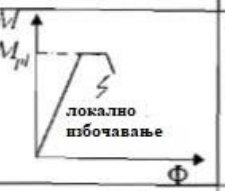
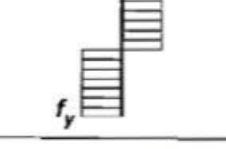
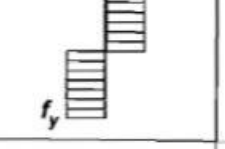
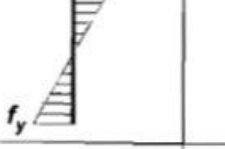
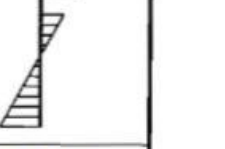
- 1) избор глобалне анализе конструкције (еластична, или пластична)
- 2) прорачун носивости попречног пресека
- 3) прорачун носивости елемената као целине.

Према Еврокоду 3, постоје 4 различите класе попречних пресека у зависности од виткости њихових делова:

- 1) **Класа 1** – у ову класу спадају тзв. компактни (одн. масивни) попречни пресеци који могу да развију момент пуне пластичне носивости (M_{pl}) и који поседују значајан капацитет ротације који је неопходан за примерну пластичне глобалне анализе конструкције
- 2) **Класа 2** – у ову класу спадају компактни (масивни) попречни пресеци у којима може бити достигнут момент пуне пластичности (M_{pl}), али који поседују само ограничен капацитет ротације који врло често није довољан за примену пластичне глобалне анализе конструкције
- 3) **Класа 3** – у ову класу спадају попречни пресеци у којима може бити достигнут само еластичан момент носивости (M_{el}) (дакле, граница развлачења се достиже само у најудаљенијим влакнима), док је даља пластификација попречног пресека онемогућена због појаве избочавања
- 4) **Класа 4** – у ову класу спадају попречни пресеци код којих се, услед избочавања, не може достићи пун момент еластичне носивости (одн. код којих избочавање притиснутих делова пресека настаје пре достизања границе развлачења у најудаљенијим влакнима).

У табели 4.1 дат је упоредни приказ најбитнијих карактеристика све четири класе попречних пресека (метода глобалне анализе, $M-\phi$ крива којом се дефинише зависност између момента и ротације, модел носивости попречног пресека и капацитет ротације).

Табела 4.1: Најважније карактеристике различитих класа попречних пресека [2]

	Класа 1	Класа 2	Класа 3	Класа 4
Metoda globalne analize				
	пластична	еластична	еластична	еластична
Kriva M-φ				
	локално избочавање	локално избочавање	локално избочавање	локално избочавање
Nosivost poprečnog preseka				
	пластична (M_{pl})	пластична (M_{pl})	еластична (M_{el})	еластична - ефективан пресек
Kapacitet rotacije	значајан	ограничен	не постоји	не постоји

При анализи неке конструкције, класификацију је потребно извршити за сваки притиснути део пресека. При томе, под притиснутим деловима се подразумевају они делови попречног пресека који су, услед разматране комбинације оптерећења, делимично, или потпуно притиснути. Важно је напоменути да, уопштено говорећи, различити притиснути делови попречног пресека могу бити различитих класа. У том случају, попречни пресек се класификује према највишој (одн. најнеповољнијој) класи његових притиснутих делова. Са друге стране, класификацију попречног пресека је, такође, могуће извршити навођењем и класе ножице и класе ребра.

С тим у вези, потребно је поменути тзв. *граничне виткости* (λ_{ki}) притиснутих делова попречних пресека. За класе 1, 2 и 3, граничне виткости се одређују на основу табеле 4.2. Као што је већ речено, виткост разматраног дела пресека је једнака односу релевантне ширине и дебљине лима (c/t), при чему релевантна ширина c представља дужину чистог (равног) дела пресека, одн. дужину дела пресека до почетка заобљења (код ваљаних профила), или угаоних шавова (код заварених профила). Уколико је овако одређена виткост дела попречног пресека мања од граничне виткости за класу 1 ($c/t \leq \lambda_{k1}$), тај део пресека припада класи 1. Уколико је виткост дела пресека између граничних виткости за класу 1 и класу 2 ($\lambda_{k1} \leq c/t \leq \lambda_{k2}$), тада део пресека припада класи 2, док у случају када важи ($\lambda_{k2} \leq c/t \leq \lambda_{k3}$), део пресека припада класи 3. Уколико одређени део попречног пресека не задовољава границе за класу 3 ($c/t \geq \lambda_{k3}$), то значи да он припада класи 4. У случају да одређени пресек припада четвртој класи, неопходно је узети у обзир редукцију носивости услед избочавања, што се постиже применом тзв. концепта ефективне ширине.

Tablela 4.2: Граничне виткости унутрашњих делова пресека λ_{K1} (гранични односи c/t) [2]

Класа пресека	Део изложен савијању	Део изложен притиску	Део изложен савијању и притиску			
Дијаграм напона на делу пресека (притисак је позитиван)						
1	$\lambda_{K1} = 72\varepsilon$	$\lambda_{K1} = 33\varepsilon$	када је $\alpha > 0,5$: $\lambda_{K1} = \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ када је $\alpha \leq 0,5$: $\lambda_{K1} = \frac{36\varepsilon}{\alpha}$			
2	$\lambda_{K2} = 83\varepsilon$	$\lambda_{K2} = 38\varepsilon$	када је $\alpha > 0,5$: $\lambda_{K2} = \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ када је $\alpha \leq 0,5$: $\lambda_{K2} = \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$			
Дијаграм напона на делу пресека (притисак је позитиван)						
3	$\lambda_{K3} = 124\varepsilon$	$\lambda_{K3} = 42\varepsilon$	када је $\psi > -1$: $\lambda_{K3} = \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ када је $\psi > -1^*$: $\lambda_{K3} = 62\varepsilon(1-\psi)\sqrt{-\psi}$			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

*) $\psi \leq -1$ примењује се, или када је напон притиска $\sigma \leq f_y$, — или када је дилатација затезања $\epsilon_y > f_y/E$

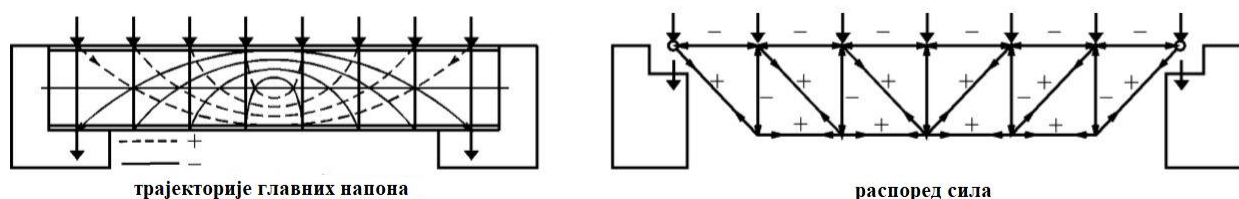
Иако је код делова попречног пресека који су изложени чистом притиску, или савијању, њихову класу могуће одредити директно из табеле 4.2, код класификације делова попречног пресека који су оптерећени истовремено дејством аксијалне силе притиска и момента савијања, поступак је нешто другачији. Наиме, у оваквим случајевима је неопходно најпре одредити вредности параметра α , одн. ψ (у зависности од тога да ли се примењује пластична, или еластична анализа) којима се дефинише однос између притиснуте и затегнуте зоне у посматраном делу попречног пресека. У том случају, најпре се претпостави пластична расподела напона, па се накнадно потврди оправданост њене примене. Уколико се, пак, у том случају испостави да је виткост разматраног дела пресека већа од границе прописане за пластичну расподелу, неопходно је прећи на еластичну расподелу напона и напослетку проверити да ли посматрани део пресека припада класи 3, или класи 4.

5. НОСАЧИ

5.1 Основне карактеристике и врсте носача

Елементи једне челичне конструкције код којих се, услед спољашњих оптерећења, савијање јавља као доминантна врста напрезања, називају се **носачи**. Са становишта отпорности материјала, савијање једног носача се може јавити као последица неког од следећих случајева напрезања: чистог правог савијања, савијања силама, косог савијања, косог савијања силама и ексцентричног притиска (или затезања). Говорећи о ексцентричном притиску (одн. затезању), треба напоменути да се код носача јављају напрезања у области великих ексцентрицитета, тј. таква напрезања код којих су утицаји савијања знатно већи од утицаја изазваних аксијалним напрезањем. Сходно томе, елементи код којих се ексцентрични притисак (или затезање) јављају у зони малих ексцентрицитета, не могу се назвати носачима, јер је код њих доминантан утицај аксијалних сила. [2]

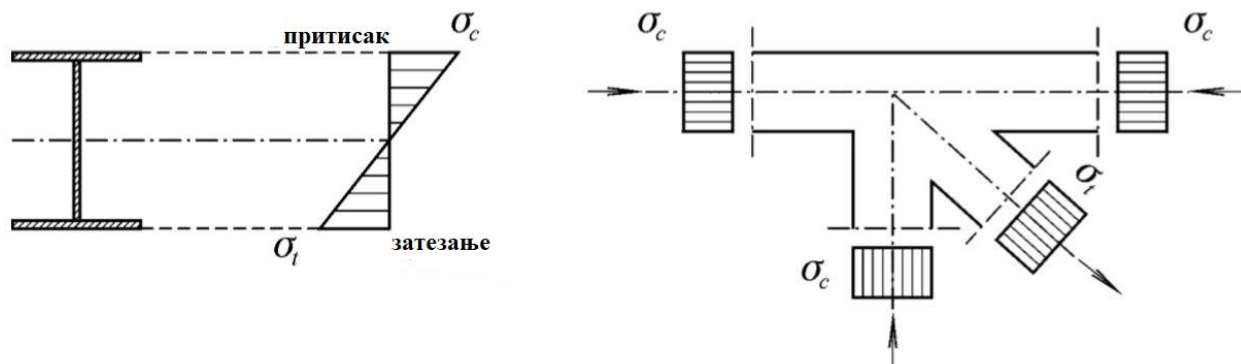
Према начину израде и према некој најосновнијој подели, сви носачи се могу поделити на **пуне** и **решеткасте**. Код пуних носача, појасеви су спојени (као што и само име каже) пуним зидом, одн. ребром, док се код решеткастих носача повезивање горњег и доњег појаса остварује штаповима испуне – вертикалама и дијагоналама. Иако и пуни и решеткасти носачи у основи имају исту функцију и супротстављају се сличним, или чак истим оптерећењима, ове две врсте носача се, осим по конструкцијском извођењу, битно разликују и по начину напрезања. Наиме, док се пријем момената савијања и код једних и код других носача остварује на сличан начин, између пуних и решеткастих носача постоје веома битне разлике у пријему трансверзалних (одн. смичућих) сила. Док се код решеткастих носача пријем смичућих сила остварује аксијалним напрезањем штапова испуне, код пуних носача се трансверзалне (смичуће) силе преносе преко ребра, изазивајући у њему смичуће напоне. Трајекторије главних напона притиска и затезања у ребру носача и напрезања штапова испуне решеткастих носача, приказане су на слици 5.1.



Слика 5.1: Пуни и решеткасти носачи – напрезање [1]

Решеткасти носачи се, дакле, састоје од главних појасева који су спојени појасним штаповима и штаповима испуне који су такође међусобно спојени и формирају троугаону структуру. Сви елементи - штапови решеткастих носача су аксијално напрегнути, па се, сходно томе, конструишу и прорачунавају према правилима која важе за аксијално притиснуте, одн. затегнуте штапове. Док је код штапова решеткастих носача дијаграм нормалних напона константан по свим штаповима, код пуних носача се (према Бернулијевој хипотези о равним пресецима) јавља линеарна промена напона по читавој висини носача (слика 5.2). Како се нормални напони јављају по читавој висини

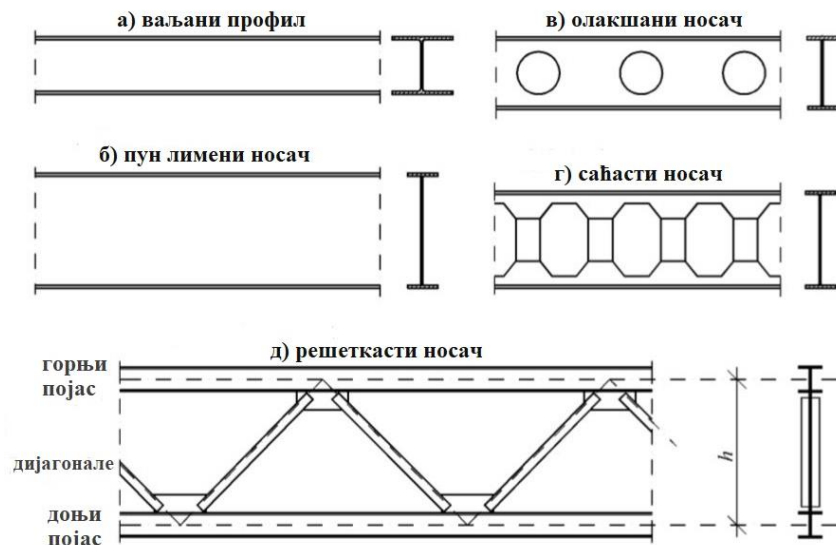
пресека – дакле и у ребру, то се у њему јавља сложено напонско стање које потиче једним делом од напона смицања, а другим делом од нормалних напона. Такође, треба нагласити да линеарна расподела напона по читавој висини попречног пресека пуних носача не дозвољава максимално искоришћење целокупног пресека. Са друге стране, код решеткастих носача, константан распоред напона по пресецима омогућава знатно боље искоришћење материјала, а самим тим и лакше носаче, уз мањи утрошак челика.



Слика 5.2: Пуни и решеткасти носачи – дијаграми нормалних напона [1]

И пуни и решеткасти носачи имају низ својих предности и мана, а избор једне од ове две врсте носача зависи од мноштва чинилаца: распона носача, интензитета оптерећења, цене рада и материјала, предвиђене корозионе заштите итд. Уопштено говорећи, пуни носачи су тежи од решеткастих, али су, са друге стране и једноставнији за израду, монтажу и одржавање, па у појединим случајевима могу бити и јефтинији од решеткастих, чак и када је њихова тежина већа за 10 до 15 %. Једноставне, равне површине и мањи обим по јединици дужине резултују јефтинијом антикорозионом заштитом пуних носача; такође, пуни носачи имају и извесну резерву носивости, која се креће између 10 и 15 %, а која је последица пластификације попречног пресека, па се зато може рећи да имају и већи степен сигурности од решеткастих носача. Међутим и поред свега наведеног, при већим распонима и оптерећењима, пуни носачи постају претешки и неекономични, па се у тим случајевима препоручује примена решеткастих носача. Говорећи о распону, граница економичности између пуних и решеткастих носача креће се у опсегу од 20 до 30 m, тако да је за распоне од преко 30 m свакако економичније користити решеткасте носаче.

Као што је већ напоменуто, по најосновнијој подели, а према начину израде, носачи су подељени на пуне и решеткасте. Међутим, постоје и тзв. **ошупљени** (одн. **олакшани**) и **саћасти носачи**, који, такође, представљају прелаз између пуних и решеткастих носача. И олакшани и саћасти носачи су настали као последица настојања да се добију што лакши носачи, уз минималан утрошак рада. Говорећи о самој изради, добијају се релативно једноставним опрецијама резања и заваривања од ваљаних, или заварених I-профила. Лакши су од пуних носача, а примена им је углавном ограничена на зградарство и то за носаче средњих распона (10-15 m). Поменути типови носача су приказани на слици 5.3.

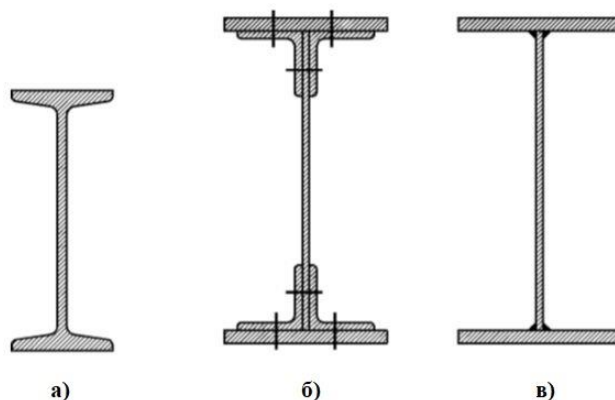


Слика 5.3: Различити облици носача: а) пуни носач – ваљани I-профил; б) пуни лимени носач; в) олакшани I-профил; г) саћасти носач; д) решеткасти носач [1]

5.2 Пуни носачи

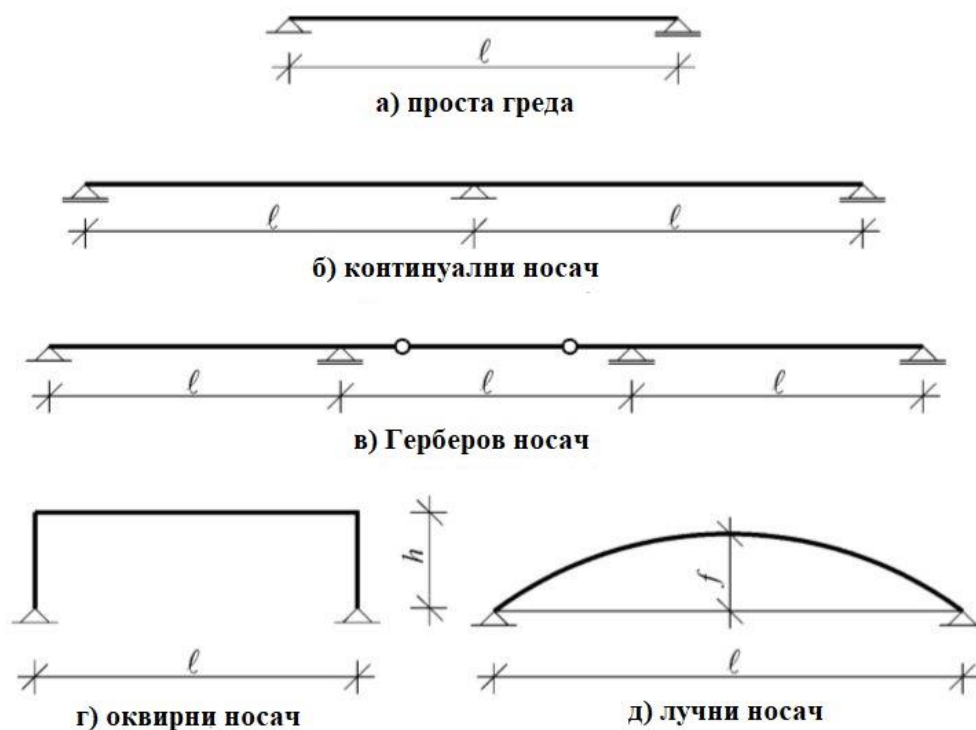
5.2.1 Основни облици и статички системи

За пуне носаче се углавном употребљавају **стандардни ваљани профили** (слика 5.4а) и профили добијени спајањем равних челичних лимова помоћу прикључних угаоника и закивака (тзв. **заковани носачи**) (слика 5.4б), или директним заваривањем (тзв. **носачи у завареној изради**) (слика 5.4в). Заковани и носачи у завареној изради се једним именом називају **пуни лимени носачи**. Пре него што је заваривање узело маха као изузетно рационалан и ефикасан технолошки поступак спајања челичних елемената, пуни лимени носачи су се производили искључиво спајањем помоћу прикључних угаоника и закивака. Данас се, међутим, пуни лимени носачи изводе искључиво заваривањем, али је, такође, због санација и реконструкција многобројних објеката (а нарочито мостова), неопходно познавање и основних правила за прорачун и конструисање пуних лимених носача добијених помоћу прикључних угаоника и закивака.



Слика 5.4: Различити облици попречних пресека пуних носача: а) ваљани I-профил; б) пуни лимени носач у закованој изради; в) пуни лимени носач у завареној изради [1]

Говорећи о статичким системима пуних носача, посебно треба истаћи *гредне носаче* који имају најчешћу примену (*просте греде*, *континуални носачи* и, ређе, *Герберови носачи*), али, такође, треба поменути и *оквирне* и *лучне носаче* (слика 5.5).

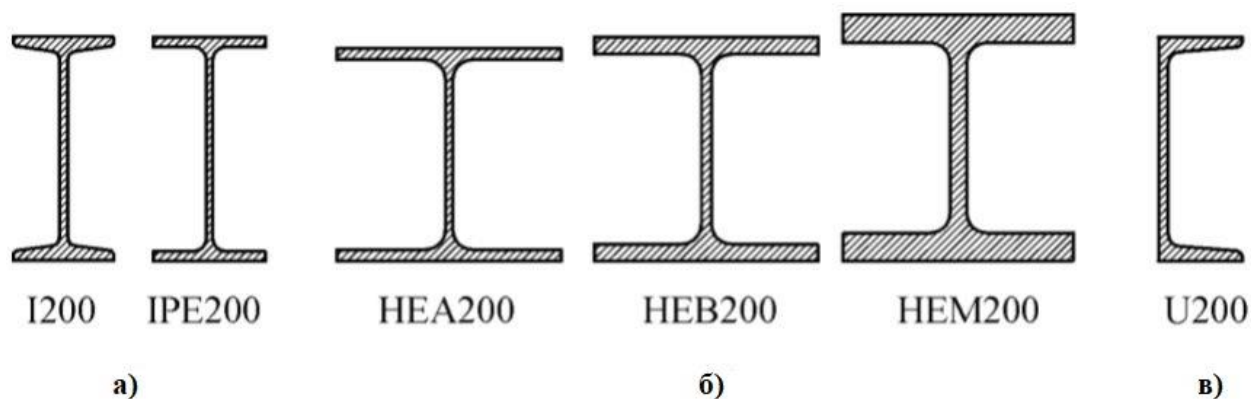


Слика 5.5: Статички системи пуних носача [1]

5.2.2 Пуни носачи израђени од ваљаних профила

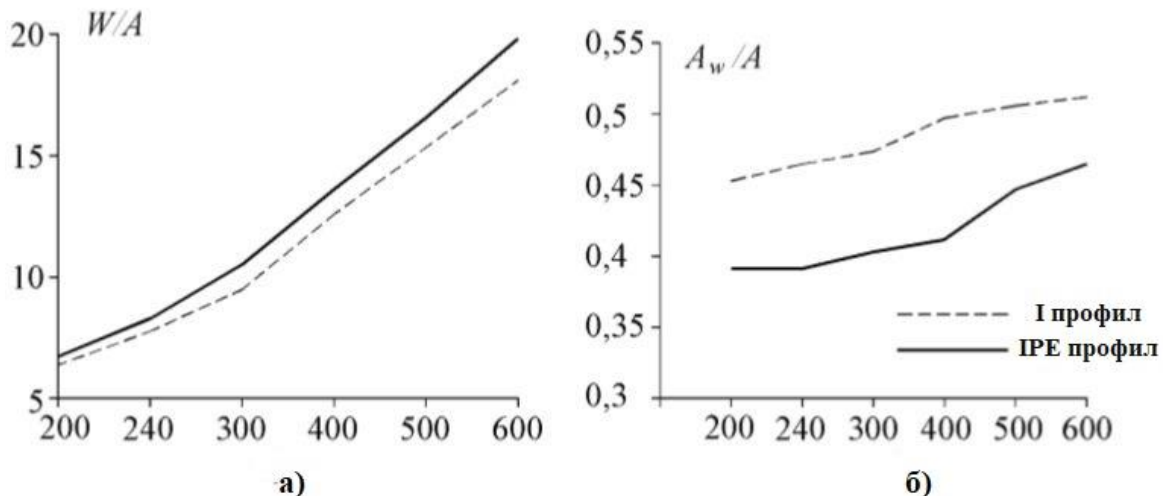
Ова врста носача своју широку примену нашла је, пре свега, у зградарству, где су распони потребних носача релативно мали, а оптерећења мирна и интензитета умерених вредности. Основна предност пуних ваљаних носача у односу на пуне лимене носаче, огледа се, најпре, у минимализацији радионичких захвата (а самим тим и у минимализацији трошкова). Ипак, са друге стране, ваљани профили имају знатно већу тежину од еквивалентних лимених носача, што је директна последица недовољно усавршене технологије њихове производње (одн. технологије ваљања). Наиме, технологија ваљања условљава такве дебљине ребра које би са аспеката економичности и оптималног искоришћења пресека требало да буду знатно мање. Зато се код пуних лимених носача, смањењем дебљине ребра, знатно смањује и тежина носача, уз незнатно смањење носивости – управо због тога што дебљина ребра врло мало утиче на вредности отпорног момента и момента инерције попречног пресека, па самим тим и на вредности носивости. Са друге стране, овај недостатак ваљаних профила се, на неки начин, компензује мањом јединичном ценом ваљаних профила.

Постоји мноштво различитих варијанти пуних ваљаних профила, али се, за носаче, најчешће употребљавају **I-профили** са уским, или широким ножицама и, мало ређе, **U-профили** (слика 5.6).



Слика 5.6: Различити типови ваљаних профила који се најчешће користе за израду носача: а) I-профили са уским ножицама (I и IPE); б) I-профили са широким ножицама (HEA, HEB и HEM); в) U-профили [1]

Пуне ваљане I-профиле са уским ножицама је исплативо користити у случајевима када је носач изложен само савијању око јаче осе инерције, или уколико је савијање око слабије осе инерције занемарљиво мало. Предност ваљаних I-профила са уским ножицама у односу на остале ваљане профиле је, пре свега, у мањој тежини, али због тога њихов главни недостатак представља релативно велика висина, као и релативно мала отпорност на савијање око слабије осе инерције, па самим тим и на бочно-торзионо извијање. Такође, треба напоменути и то да је **класичан ваљани I-профил**, који је до педесетих година прошлог века имао изузетно велику примену, у последње време готово у потпуности потиснут од стране **IPE-профила**, због низа предности које IPE-профили поседују (мања дебљина ребра у односу на класичан I-профил; шире ножице – а самим тим и повећана отпорност на савијање око слабије осе инерције и стабилност на бочно торзионо извијање; већи однос отпорног момента и површине (W_y/A) који осликава рационалност попречног пресека итд). Поређење неких од карактеристика класичног I-профила и IPE-профила приказано је на слици 5.7.



Слика 5.7: Поређење карактеристика I и IPE-профила [1]

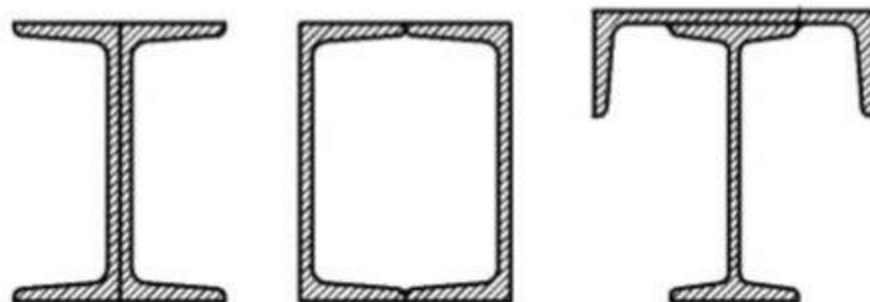
Са друге стране, примена **пуних ваљаних I-профила са широким ножицама** се препоручује када је носач изложен косом савијању, или када је ограничена грађевинска висина. У поређењу са I-профилима са уским ножицама, ови профили су знатно тежи, али зато имају и већу носивост, као и мању висину, па се избор једне од ове две врсте I-профила врши у зависности од строгости услова, или у крајњој линији, у зависности од свеукупно економичнијег решења. При томе, између HEA, HEB и HEM профила са широким ножицама, у највећем броју случајева треба избегавати примену HEM профила, због њихове изузетне тежине.

У табели 5.1 дат је приказ могућности примене различитих типова пуних ваљаних I-профила заједно са њиховим карактеристикама, на примеру просте греде распона **8 m**, оптерећене једнако подељеним оптерећењем $q = 20 \text{ kN/m}$ (при чему сви наведени профили испуњавају напонске и деформацијске услове).

Табела 5.1: Пример компаративне анализе ефикасности различитих типова ваљаних профила [1]

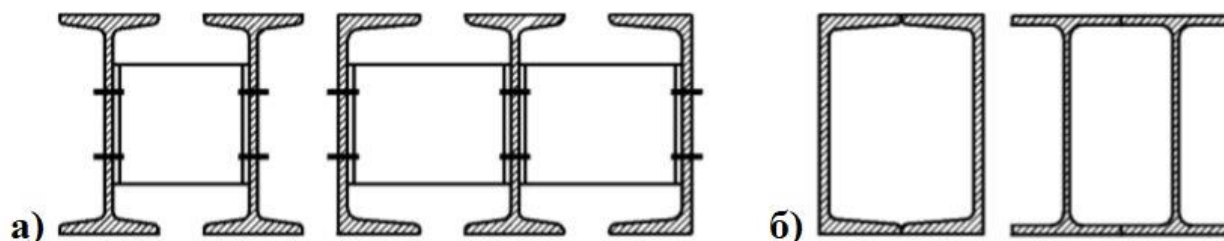
	ПРОФИЛ	g	h	σ	f
		kg/m	mm	MPa	mm
1	IPE 400	66,3	400	137,9	22,0
2	HEA 320	97,6	310	108,1	22,1
3	HEB 280	103,0	280	115,9	26,4
4	HEM 240	157,0	270	88,8	20,9
$\sigma_{dop} = 160 \text{ MPa}$ $f_{dop} = \ell / 300 = 26,6 \text{ mm}$ $M = 160 \text{ kNm}$ $W_{pot.} = 1000 \text{ cm}^3$ $I_{pot.} = 19094 \text{ cm}^4$					

U- профили се, за разлику од до сада поменутих варијанти I-профила, веома ретко користе као самостални носачи, већ је њихова примена углавном ограничена на израду носача који се користе као елементи сложених пресека у комбинацији са неким од ваљаних I-профила (слика 5.8).



Слика 5.8: Употреба U-профила код сложених пресека [1]

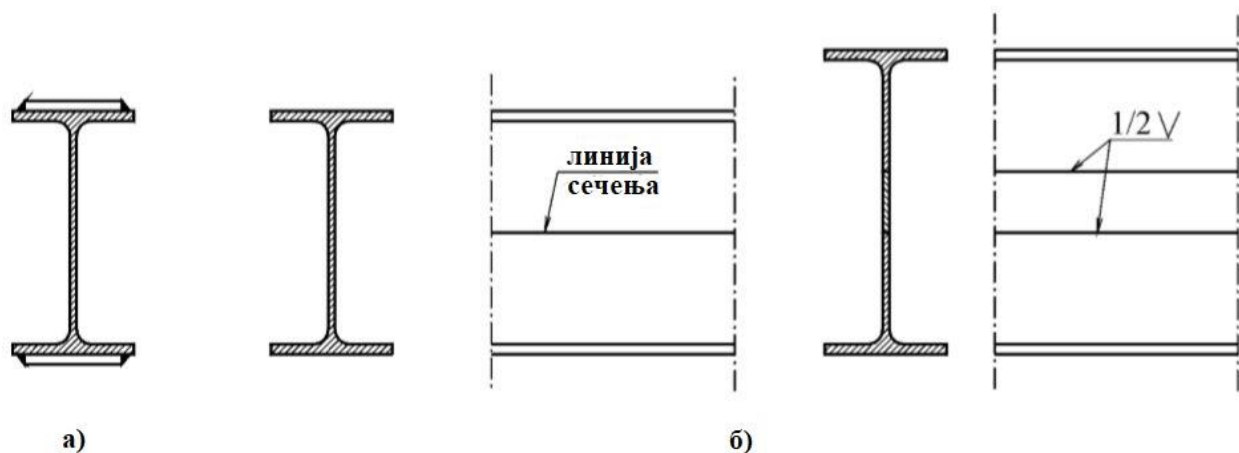
Такође, треба нагласити да се сви ваљани профили израђују у стандардним серијама, те да су њихове геометријске карактеристике, као и носивости, ограничене. Међутим, практични проблеми неретко захтевају употребу носача већих распона, или оптерећења већег интензитета. У тим случајевима, неопходно је да носач поседује носивост већу од оне која је прописана стандардом његовог профила. Овај проблем је могуће решити на два начина: **усвајањем два, или више међусобно спојених ваљаних профила** (слика 5.9), или **ојачањем ваљаног профила** (слика 5.10).



Слика 5.9: Пуни носачи образовани од два или више ваљаних профила [1]

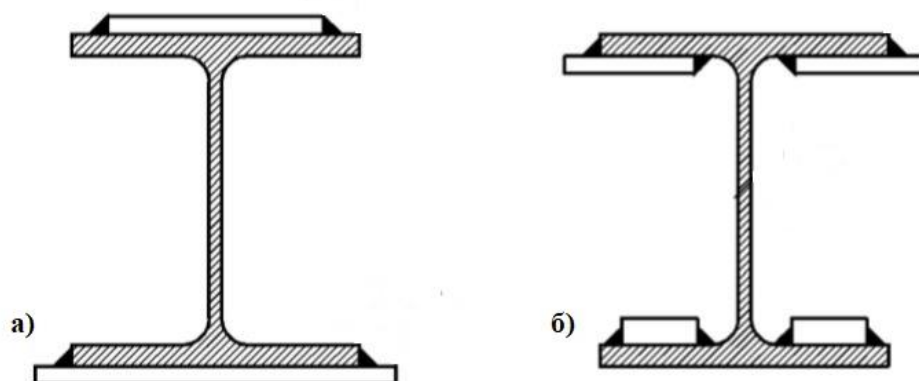
При томе, употреба два, или више међусобно спојених ваљаних профила, оправдана је искључиво у случају изузетно мале грађевинске висине, или уколико се ради о ојачању, одн. реконструкцији, или санацији већ постојећег објекта. Такође, како би се обезбедио заједнички рад носача, они морају бити повезани на растојању од 0,8 до 1,5 m, док се везе остварују преко U, или I-профила помоћу завртњева (одн. закивака) (слика 5.9a), или заваривањем (слика 5.9б).

Као што је већ речено, други начин повећања носивости ваљаних профила постиже се њиховим ојачањем. Ојачање ваљаних профила се може извршити на два начина: **додавањем појасних ламела** (слика 5.10a) и **подужним расецањем ребра** и његовим спајањем заваривањем са уметнутим вертикалним лимом исте, или мање дебљине (слика 5.10б). У оба случаја повећавају се геометријске карактеристике пресека (отпорни момент и момент инерције), а самим тим и његова носивост. Предност ојачања расецањем ребра огледа се, пре свега, у мањем утрошку материјала, будући да је маса уметнутог вертикалног лима далеко мања од масе две појасне ламеле. Међутим, ојачање појасним ламелама је релативно једноставније, а овако ојачани носачи имају и мању грађевинску висину, па и у овом случају избор једне од метода зависи од конкретног проблема.



Слика 5.10: Повећање носивости ваљаних профила: а) додавањем појасних ламела; б) расецањем ребра и уметањем завареног вертикалног лима [1]

Говорећи о појасним ламелама, треба још нагласити да их је могуће постављати на разне начине: са спољашње и са унутрашње стране ножица, као једнострано и обострано покривене, симетрично и асиметрично итд. Појасне ламеле је могуће спајати са носачем закивцима, завртњевима, или заваривањем. Неки од примера спајања појасних ламела са носачем поступком заваривања дати су на слици 5.11.



Слика 5.11: Различите варијанте заваривања појасних ламела за носач: а) са спољашње стране; б) са унутрашње стране [1]

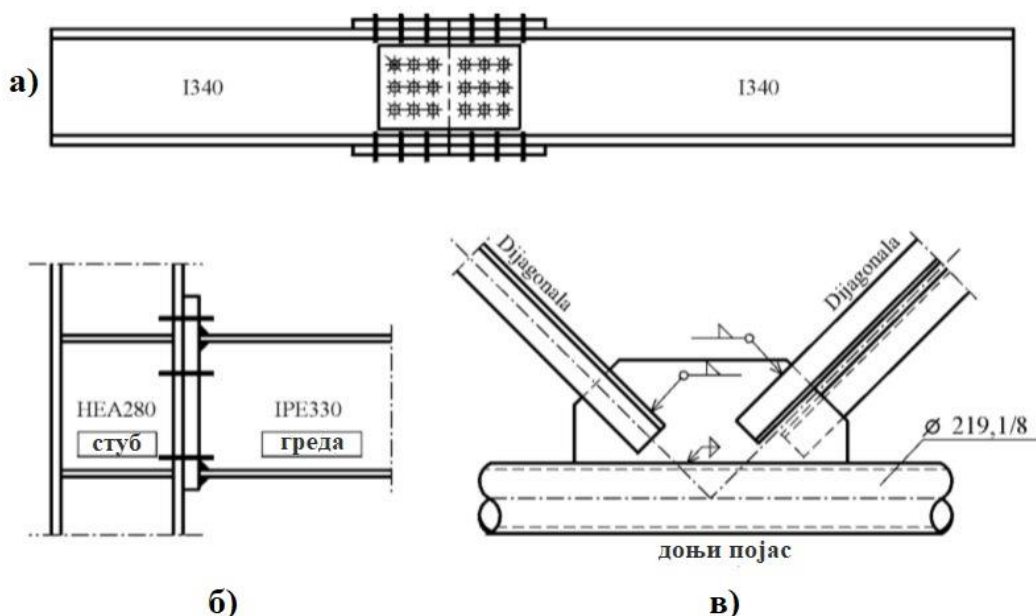
Напослетку, потребно је још истаћи да и повећање носивости стандардних ваљаних профила (без обзира о којој методи је реч) има границе своје примене, па је тако у одређеним случајевима свакако боље одредити се за употребу пуних лимених носача који, уопштено говорећи, имају већу носивост од ваљаних.

6. НАСТАВЦИ И ВЕЗЕ

6.1 Значај пројектовања наставака и веза

Готово свака реална метална конструкција изискује потребу за образовањем *веза* и *наставака* њених конструкционих елемената. Разлози томе могу бити различите природе. Наиме, елементи металних конструкција се, пре свега, производе у радионицама од стандардних производа металне индустрије одређених димензија које, превасходно, зависе од технолошких могућности самог произвођача – дакле, производе се од вруће ваљаних, или пак хладно обликованих профила, лимова итд. У случају када дужина одређеног елемента конструкције превазилази максималну дужину стандардног ваљаоничког производа, неопходно је извршити његово настављање - било да се ради о спајању два, или, веома често, више делова стандардног ваљаоничког производа. Такође, веома често, при исецању неког профила на одређену дужину остају делови значајне дужине које је могуће искористити за настављање и израду истих, или чак различитих елемената конструкције. Тиме се, свакако, повећава степен искоришћења материјала, а самим тим и побољшава економичност читаве конструкције, што је, као што је већ наглашено, врло често један од пресудних параметара при изради конструкција. На самом крају, још један од разлога за настављање елемената конструкције представљају и сам њихов транспорт и складиштење. Наиме, врло често, конструкција поседује елементе чије димензије премашују оне које би један шлепер могао транспортовати од радионице до градилишта (или места монтаже конструкције).

Под појмом *наставка* подразумева се спој два иста, или слична дела једног истог елемента конструкције (нпр. штапа, или носача). Пример једног наставка дат је на слици 6.1а. Са друге стране, под појмом *везе* се, неретко, у литератури не подразумева сам спој, већ, насупротив наставку, спој два различита елемента једне конструкције – на пример спој греде и стуба (слика 6.1б), или спој штапова једног решеткастог носача за чворни лим (слика 6.1в) итд.



Слика 6.1: а) Наставак штапа; б) Греда-стуб; в) Веза штапова у чвору решеткастог носача [1]

При прорачуну неке челичне конструкције (одн. прецизније при прорачуну њених наставака и веза), од огромног је значаја извршити правилан избор *спојног средства*. Наиме, наставци и везе се могу изводити *заваривањем*, са једне стране и помоћу *завртњева* (одн. *закивака*), са друге. Огроман значај правилног избора спојног средства лежи управо у његовом утицају на економичност конструкције, њену носивост и уопште понашање конструкције под оптерећењем.

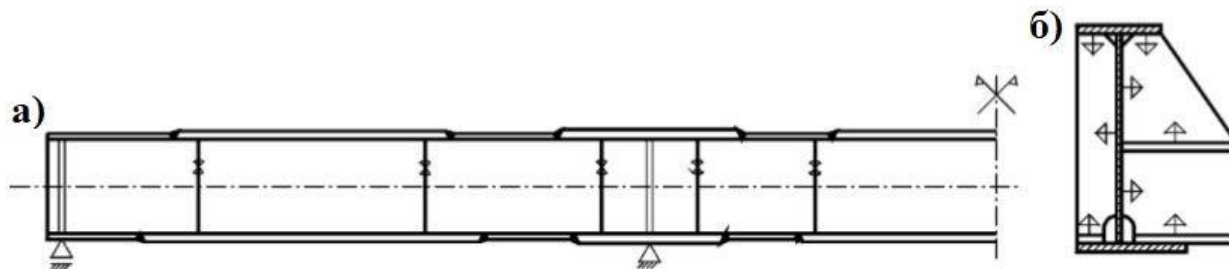
Тако, док се заваривањем добија хомогенији спој и континуалнији пренос сила, спајањем завртњевима (или закивцима) се остварује дисконтинуалан, тзв. тачкасти спој, а неопходни су и додатни лимови (одн. подвезице), што директно утиче на тежину и укупну цену конструкције. Међутим, са друге стране, заваривање представља поступак који изискује контролисане атмосферске услове и посебну опрему, а у многоме зависи и од степена квалификованости особе која изводи сАмо заваривање. Такође, при заваривању, услед локалног уношења топлоте и неравномерног хлађења, долази до појаве заосталих напона и до одређених деформација елемената, тако да је у пракси извршена јасна подела по питању спојних средстава: заваривање се углавном примењује при изради конструкције у радионици, а завртњеви (закивци) се примењују за израду наставака и веза на градилишту.

Напоследку, треба истаћи да правилан избор везе (одн. споја) и спојних средстава у њој утиче битно и на капацитет носивости и крутост саме везе. Наиме, увек треба тежити томе да носивост везе (споја) буде већа, или једнака носивости делова који се везују. Са друге стране, значај крутости везе се огледа у статичком понашању везе и прерасподели унутрашњих сила у конструкцији, те представља и тек како битан парматер споја.

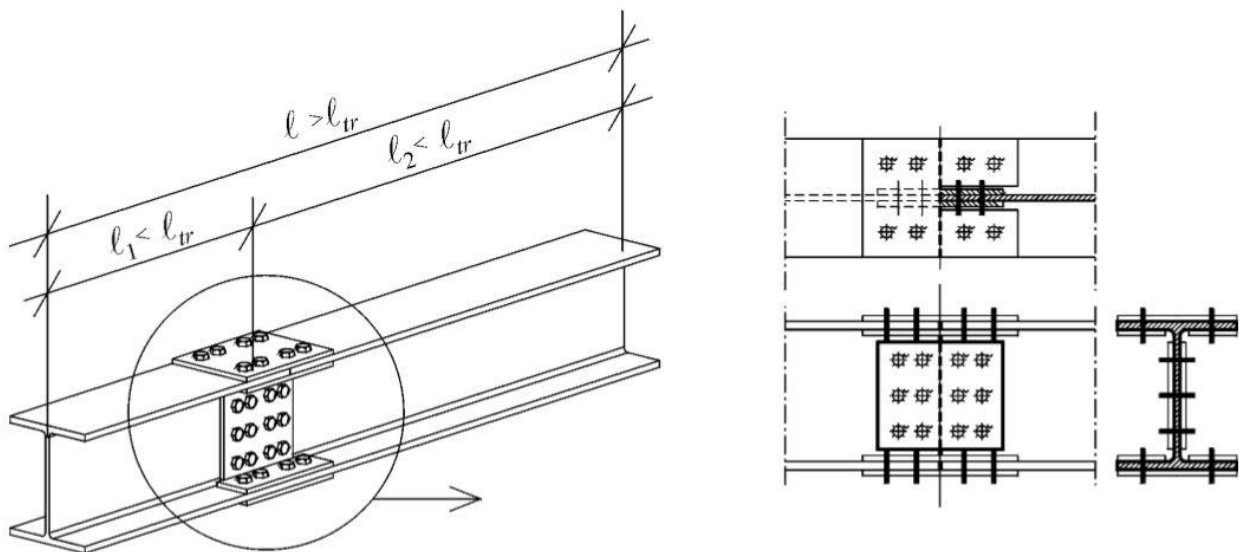
6.2 Основне врсте наставака и веза

Због постојања огромног број различитих типова наставака и веза, као и због тежње за њиховим лакшим анализирањем по различитим параметрима, поделу веза и наставака је могуће извршити на основу различитих критеријума. Тако, у зависности од тога да ли се наставци (одн. везе) изводе у радионици, или на градилишту (одн. монтажи), постоје:

- 1) **радионички наставци и везе** – изводе се, као што и сАм назив каже, у радионици приликом израде елемената конструкције и, углавном, применом поступка заваривања (слика 6.2)
- 2) **монтажни наставци и везе** – изводе се на градилишту и то углавном када су димензије елемената такве да прелазе максималне дозвољене димензије за несметан транспорт (дакле, углавном се ради о елементима дужим од 12,5 m); монтажни наставци и везе се најчешће изводе помоћу завртњева (одн. закивака) (слика 6.3).



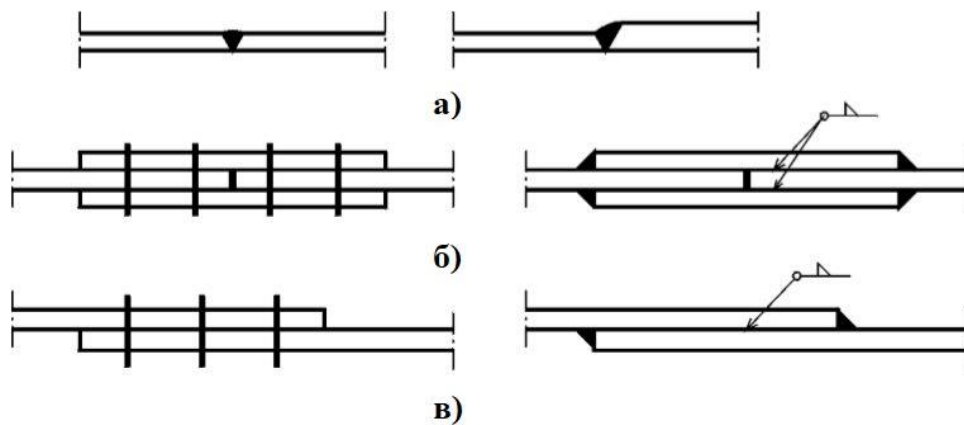
Слика 6.2: Радионички наставци и везе: а) носач дизалице; б) веза попречног и главног носача [1]



Слика 6.3: Монтажни наставци [1]

У зависности од положаја елемената који се спајају, наставци могу да буду:

- 1) **сучеони наставци** – остварују се између два лима (исте, или различите дебљине) који леже у истој равни; изводе се помоћу сучеоних шавова, преко којих се директно врши пренос силе из једног у други елемент везе (слика 6.4а)
- 2) **сучеони наставци са подвезицама** – остварују се, такође, између два лима који леже у истој равни, а изводе се помоћу додатних елемената у облику челичних лимова (тзв. подвезица) који се могу причврстити за основни лим заваривањем (и то угаоним шавовима), или употребом завртњева (закивака); силе се, у овом случају, преносе индиректно преко спојних средстава и подвезица са једног на други елемент споја (слика 6.4б)
- 3) **преклопни наставци** – остварују се између два елемента који су међусобно преклопљени на одређеној дужини преко које се врши повезивање; могу бити изведени помоћу угаоних шавова, или завртњева (закивака), а примењују се само за споредне елементе који су оптерећени малим силама (слика 6.4в).

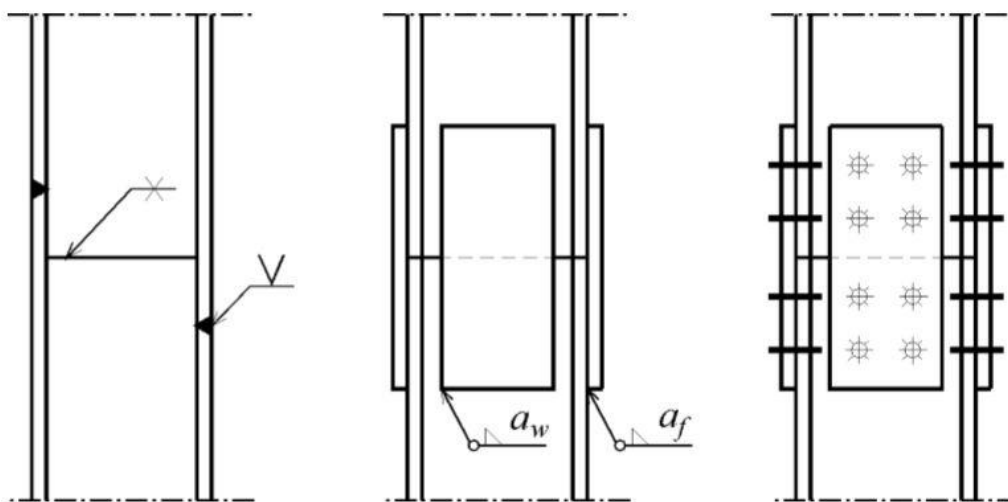


Слика 6.4: а) Сучеони наставци; б) Сучеони наставци са подвезицама; в) Преклопни наставци [1]

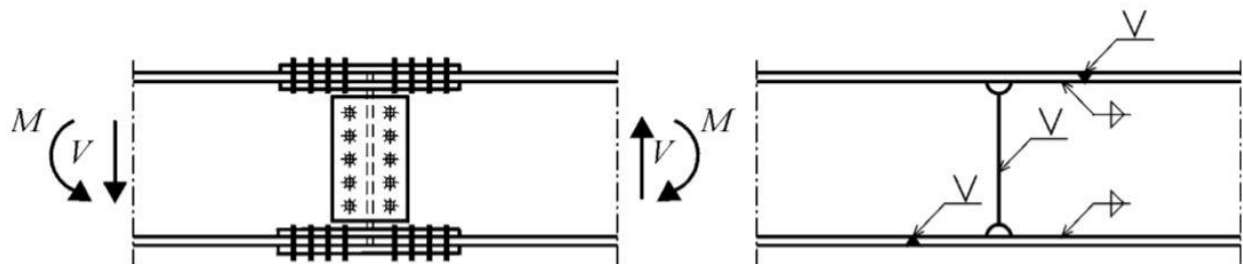
Према начину прорачуна (одн. према статичким утицајима на основу којих се димензионишу) разликују се две врсте наставака:

- 1) **наставци према статичким утицајима** – прорачунавају се према стварним статичким утицајима који се јављају на месту самог наставка и то услед најнеповољније комбинације оптерећења. При прорачуну ове врсте наставака неопходно је извршити контролу напона у попречном пресеку основног елемента на месту наставка (одн. на месту слабљења). При томе, слабљење пресека може бити проузроковано или рупама за завртњеве или, код сучеоних шавова, избором квалитета сучеоног шавова. У случају да су напони прекорачени, неопходно је извршити ојачање попречног пресека на месту наставка.
- 2) **статички покривени наставци** – димензионишу се тако да њихова носивост буде већа, или једнака носивости елемената ван наставка. Дакле, за разлику од наставака према статичким утицајима, ова врста наставака се не димензионише према стварним статичким утицајима који се јављају на месту самог наставка, већ према максималном капацитету носивости (за одређену врсту напрезања) елемената који се спајају. Управо због тога што су стварне силе које се јављају на месту наставака увек мање од носивости елемената који се везују, ова врста наставака има увек већу носивост од наставака према пресечним силама. Самим тим, овакве везе су скупље, али зато имају и већи степен сигурности, па се углавном примењују код одговорних конструкција, или при санацији и реконструкцији носача чије је напрезање непознато.

Говорећи о типовима наставака и веза, треба истаћи и то да се у челичним конструкцијама веома често срећу **монтажни наставци штапова, стубова и носача**, као и **везе носача са стубовима** и **везе носача под углом**. Монтажни наставци штапова се, при томе, најчешће изводе заваривањем сучеоним шавовима, или у виду преклопних наставака остварених помоћу подвезица које се са основним штапом могу спојити завртњевима (закивцима), или такође заваривањем (слика 6.5). Монтажни наставци носача се, врло слично, најчешће изводе помоћу завртњева, или закивака, али могу бити и у завареној изради (слика 6.6).



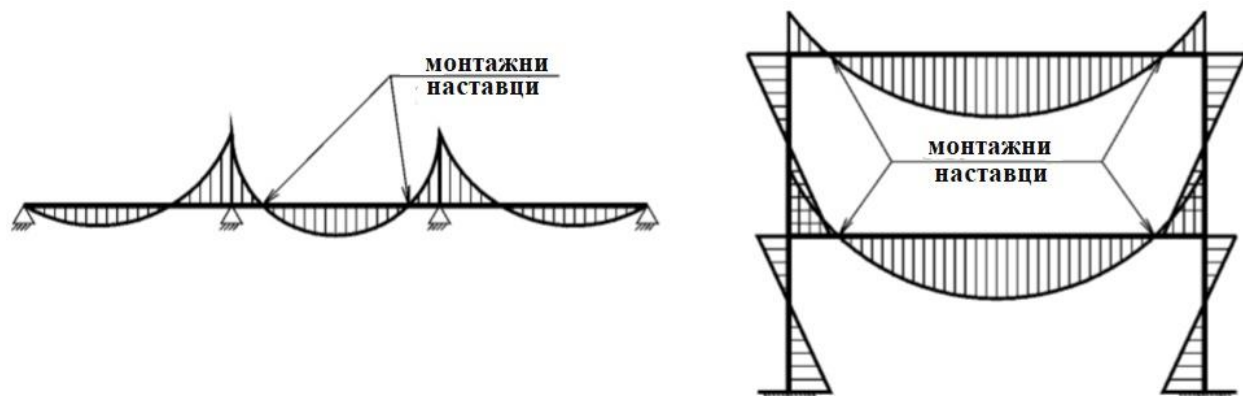
Слика 6.5: Монтажни наставци штапова [1]



Слика 6.6: Начини извођења монтажних наставка носача: а) помоћу завртњева; б) поступком заваривања [1]

6.3 Место наставка и веза у конструкцији

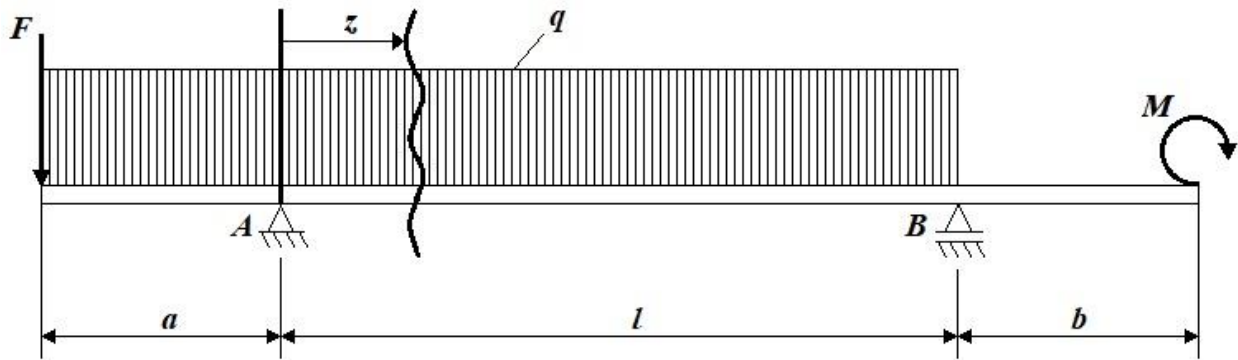
Место, број и врста наставка и веза у конструкцијама зависе од врсте саме конструкције, од њене геометрије, димензија елемената и избора технологије израде и монтаже. У суштини, треба тежити томе да се место наставка (или веза) подудара са местима минималних статичких утицаја у носачу. Тако се монтажни наставци континуалних и оквирних носача, најчешће, постављају на местима минималних вредности момената савијања (слика 6.7). На тим местима, напрезања у носачу су релативно мала, тако да се у тим случајевима слабљењем носача рупама за завртњеве (или закивке), при прорачуну, углавном испунавају услови који се односе на дозвољене напоне. Међутим, неретко се дешава да је наставак (или везу) потребно извести управо на месту максималних вредности статичких утицаја. Тада је, на местима наставка (веза) углавном потребно извршити ојачавање основног пресека – било повећањем дебљине (или ширине) елемента везе, било израдом тзв. вута код везе греда-стуб.



Слика 6.7: Пожељна места наставка код континуалних и оквирних носача [1]

7. ПРИМЕР НОСАЧА СТАНДАРДНОГ ПОПРЕЧНОГ ПРЕСЕКА И ЊЕГОВОГ МОНТАЖНОГ НАСТАВЉАЊА ЗАВРТЊЕВИМА – АНАЛИТИЧКИ

Димензионисати носач оптерећен као на слици 7.1 чији је попречни пресек стандардни *IPN-профил*. На растојању z прорачунати и конструисати монтажни наставак. Као спојно средство користити необрађене завртњеве. За основни материјал и за спојно средство узети **Č0362**.



Слика 7.1: Пример носача са уцртаним полазним подацима (оптерећењима и растојањима)

7.1 Полазни подаци

$$z = 0,1 \text{ m}$$

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

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

$$l = 3,2 \text{ m}$$

$$F = 80 \text{ kN}$$

$$M = 50 \text{ kNm}$$

$$q = 60 \text{ kN/m}$$

$$Fq = (a + l) * q = (0,5 + 3,2) * 60 = 3,7 * 60 = 222 \text{ kN}$$

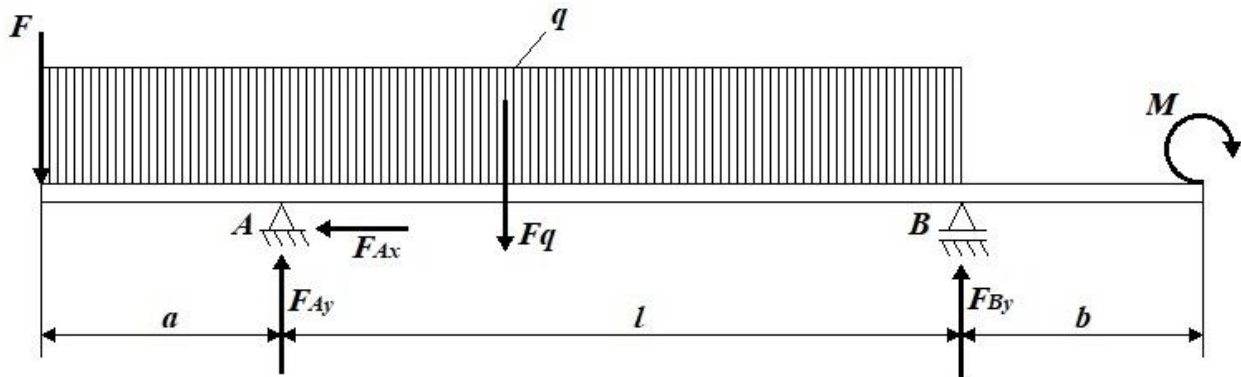
7.2 Статичке једначине

Према учртаним силама ослонаца са слике 7.2 могуће је написати статичке једначине:

$$1) \sum_{i=1}^n F_{ix} = 0 \rightarrow F_{Ax} = 0$$

$$2) \sum_{i=1}^n F_{iy} = 0 \rightarrow -F + F_{Ay} - Fq + F_{By} = 0$$

$$3) \sum_{i=1}^n M_{iA} = 0 \rightarrow F * a - Fq * \left(\frac{a+l}{2} - a \right) + F_{By} * l - M = 0$$



Слика 7.2: Носач са учртаним силама ослонаца

7.3 Силе ослонаца

$$1) \rightarrow \boxed{F_{Ax} = 0}$$

$$3) \rightarrow F_{By} * l = -F * a + Fq * \left(\frac{a+l}{2} - a \right) + M$$

$$3,2 * F_{By} = -80 * 0,5 + 222 * \left(\frac{3,7}{2} - 0,5 \right) + 50$$

$$3,2 * F_{By} = -40 + 299,7 + 50$$

$$\boxed{F_{By} = 96,78 \text{ kN}}$$

$$2) \rightarrow -80 + F_{Ay} - 222 + 96,78 = 0$$

$$\boxed{F_{Ay} = 205,22 \text{ kN}}$$

ПРОВЕРА:

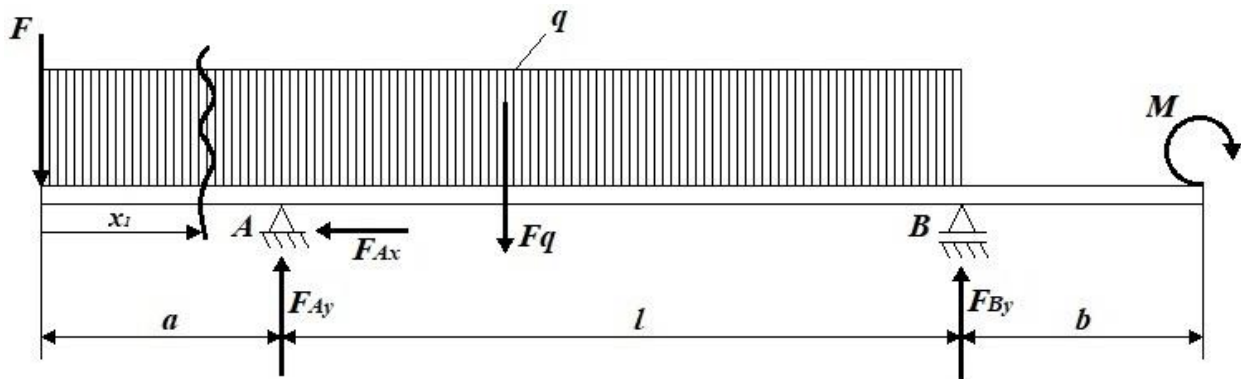
$$\sum_{i=1}^n M_{iB} = 0 \rightarrow F * (a + l) - F_{Ay} * l + Fq * \frac{a + l}{2} - M = 0$$

$$80 * 3,7 - 205,22 * 3,2 + 222 * 1,85 - 50$$

$$= 0296 - 656,704 + 410,7 - 50 = 0$$

$$0 = 0$$

7.4 I поље



Слика 7.3: Прво поље носача с леве стране (са уцртаним растојањем x_1)

$$0 \leq x_1 \leq a$$

$$Fq(x_1) = q * x_1 = 60 * x_1$$

$$Fa = 0 \text{ kN}$$

$$Ft = -F - Fq(x_1) = -80 - 60 * x_1$$

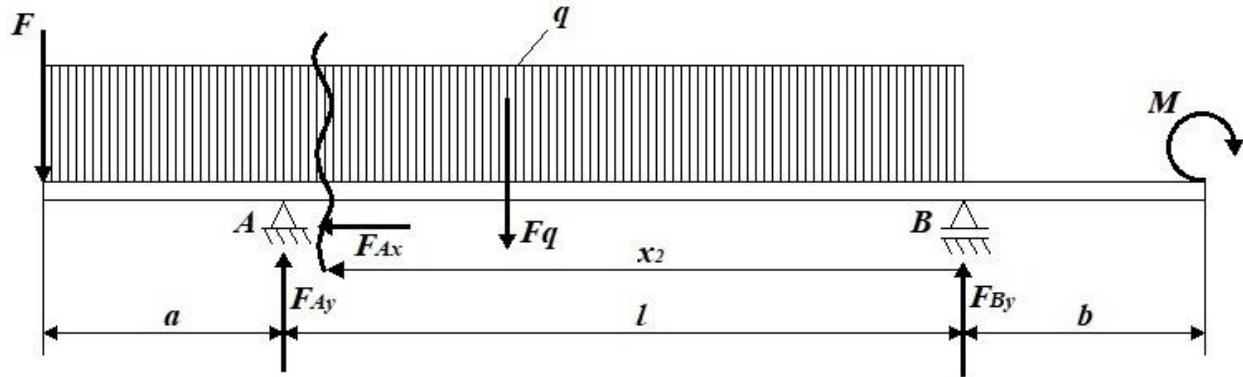
$$Ft = -80 - 60 * x_1 \text{ kN}$$

$$Mf = -Fq(x_1) * \frac{x_1}{2} - F * x_1 = -60 * x_1 * \frac{x_1}{2} - 80 * x_1$$

$$Mf = -30 * x_1^2 - 80 * x_1 \text{ kNm}$$

x_1	0	a
Fa	0	0
Ft	-80	-110
Mf	0	-47,5

7.5 II поље



Слика 7.4: Друго поље носача (са уцртаним растојањем x_2)

$$0 \leq x_2 \leq l$$

$$Fq(x_2) = q * x_2 = 60 * x_2$$

$$Fa = 0 \text{ kN}$$

$$Ft = Fq(x_2) - Fby$$

$$Ft = 60 * x_2 - 96,78 \text{ kN}$$

$$Mf = -Fq(x_2) * \frac{x_2}{2} + Fby * x_2 - M = -60 * x_2 * \frac{x_2}{2} + 96,78 * x_2 - 50$$

$$Mf = -30x_2^2 + 96,78x_2 - 50 \text{ kNm}$$

x_2	0	l
Fa	0	0
Ft	-96,78	95,22
Mf	-50	-47,51

$$Ft = 0 \rightarrow 60 * x_2 - 96,78 = 60 * x_2 = 96,78$$

$$x_2 = 1,613 \text{ m}$$

$$Mf_{(x_2=1,613 \text{ m})} = Mf_{ex}$$

$$Mf_{ex} = -30 * (1,613)^2 + 96,78 * 1,613 - 50$$

$$Mf_{ex} = 28,053 \text{ kNm}$$

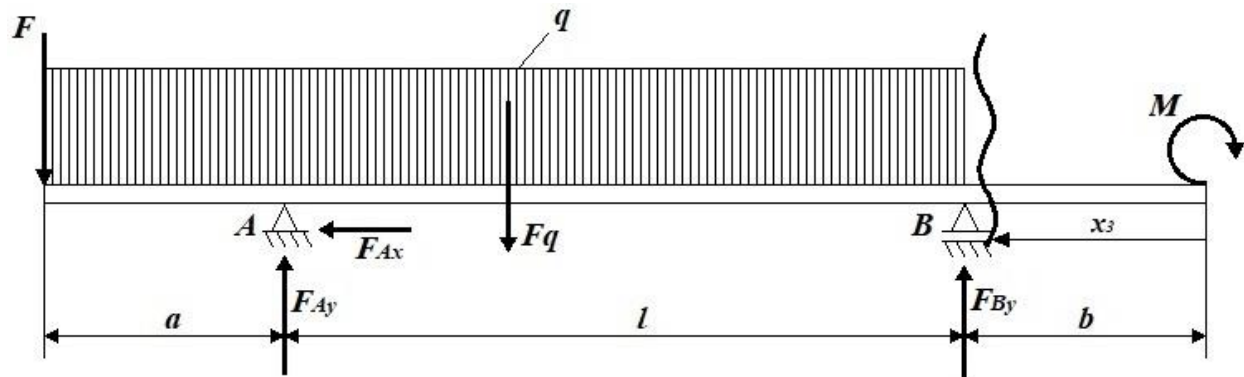
$$Ft(z) = 60 * 3,1 - 96,78$$

$$Ft(z) = 89,22 \text{ kN}$$

$$Mf(z) = -30 * (3,1)^2 + 96,78 * 3,1 - 50 = -288,3 + 300,018 - 50$$

$$Mf(z) = -38,28 \text{ kNm}$$

7.6 III поље



Слика 7.5: Треће поље носача (са уцртаним растојањем x_3)

$$0 \leq x_3 \leq b$$

$$Fa = 0 \text{ kN}$$

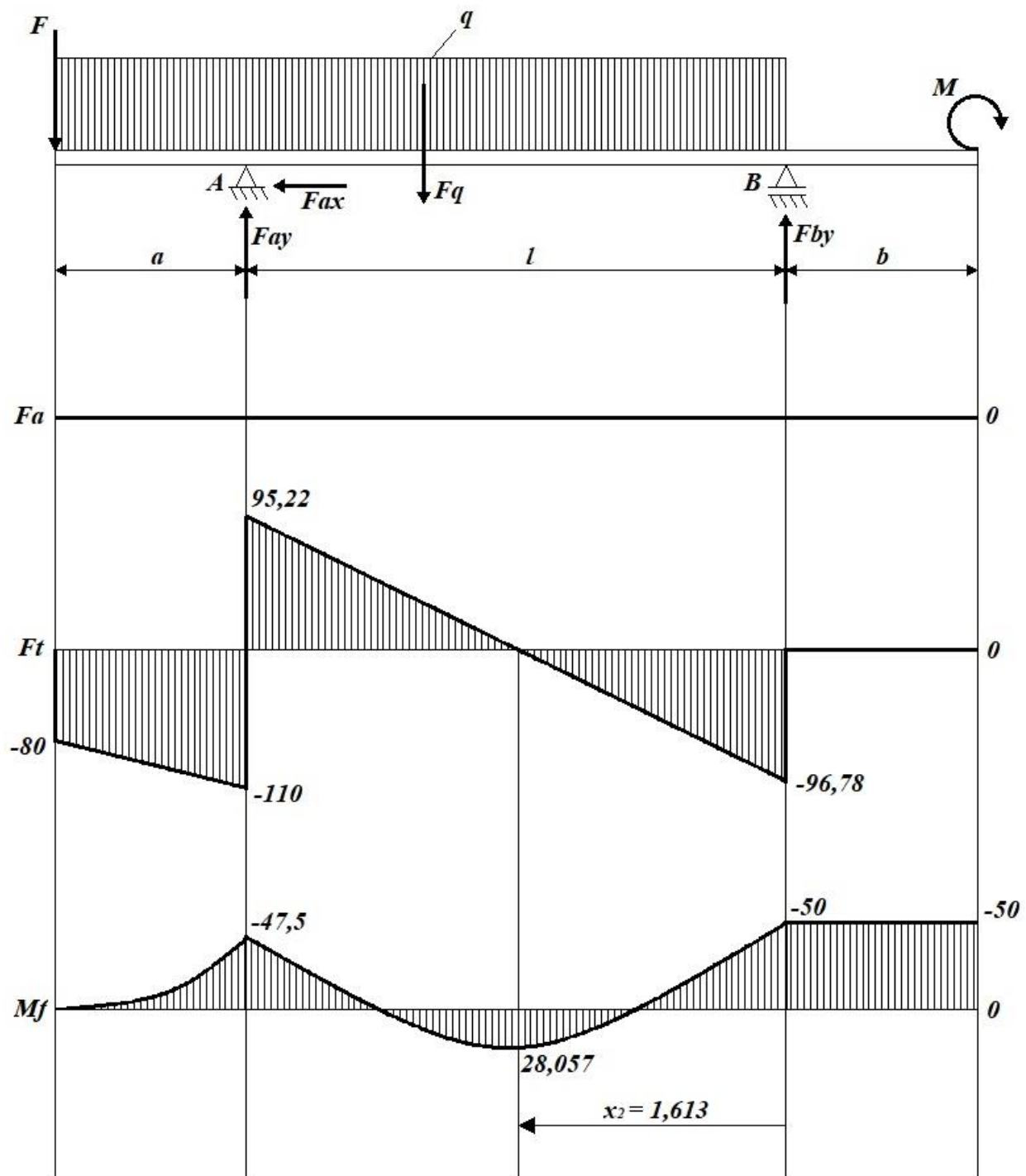
$$Ft = 0 \text{ kN}$$

$$Mf = -M$$

$$Mf = -50 \text{ kNm}$$

x_3	0	b
Fa	0	0
Ft	0	0
Mf	-50	-50

На слици 7.6 приказани су дијаграми аксијалних и трансверзалних сила и момената савијања за дати носач.



Слика 7.6: Дијаграми аксијалних и трансверзалних сила и момената савијања за дати носач

7.7 Димензионисање носача

Из табеле 7.1 и табеле 7.2 извлаче се вредности **допуштених напона** за основни материјал (Č0362) и спојна средства (Č0362) (у овом случају – за неподешене завртњеве) и I случај оптерећења:

Табела 7.1: Допуштени напони за основни материјал [3]

VRSTA NAPONA	I slučaj opterećenja			II slučaj opterećenja		
	za spajanje delova od čelika					
	Č 0361	Č 0451	Č 0561	Č 0361	Č 0451	Č 0561
	Č 0362	Č 0452	Č 0562	Č 0362	Č 0452	Č 0562
	Č 0363	Č 0453	Č 0563	Č 0363	Č 0453	Č 0563
σ_{dop} , N/mm ² pritisak, savijanje, zatezanje	$\frac{2}{3} R_e = 0,667 R_e$			$\frac{3}{4} R_e = 0,75 R_e$		
	160	185	240	180	205	265
τ_{dop} , N/mm ² smicanje	$\frac{2}{3\sqrt{3}} R_e = 0,385 R_e$			$\frac{2}{4\sqrt{3}} R_e = 0,433 R_e$		
	90	105	140	100	120	155

Табела 7.2: Допуштени напони за неподешене завртњеве [3]

VRSTA NAPONA	I slučaj opterećenja				II slučaj opterećenja			
	za spajanje delova od čelika							
	Č 0361	Č 0451	Č 0561	Č 0361	Č 0451	Č 0561		
	Č 0362	Č 0452	Č 0562	Č 0362	Č 0452	Č 0562		
	Č 0363	Č 0453	Č 0563	Č 0363	Č 0453	Č 0563		
$\sigma_{b, \text{dop}}$, N/mm ² pritisak na omotač rupe	1,70 $\sigma_{\text{dop I}}$				1,70 $\sigma_{\text{dop II}}$			
	270	315	410	305	350	450		
	4,6	5,6	6,8	8,8	4,6	5,6	6,8	8,8
τ_{dop} , N/mm ² smicanje	0,377 R_m				0,425 R_m			
	150	190	225	300	170	210	255	340
$\sigma_{z, \text{dop}}$, N/mm ² zatezanje	$\frac{0,53 R_m}{1,25}$				$\frac{0,6 R_m}{1,25}$			
$\sigma_{i, \text{dop}}$, N/mm ² kombinovani naponi	170	215	255	340	190	240	290	380

Основни материјал

$$\sigma_{dop} = 160 \text{ MPa}$$

$$\tau_{dop} = 90 \text{ MPa}$$

Спојно средство (неподешени завртњевеи)

$$\sigma_{b,dop} = 270 \text{ MPa}$$

$$\tau_{dop} = 150 \text{ MPa}$$

На основу вредности допуштеног напона за основни материјал (σ_{dop}) и максималне вредности момента савијања (Mf_{max}) могуће је одредити потребну вредност **отпорног момента**:

$$\sigma = \frac{Mf_{max}}{Wy} \leq \sigma_{dop} \rightarrow Wy \geq \frac{Mf_{max}}{\sigma_{dop}}$$

$$Wy = \frac{50 * 10^3 \text{ Nm}}{160 * 10^6 \text{ Pa}}$$

$$Wy \geq 312,5 * 10^3 \text{ mm}^3$$

Сада се, на основу прве веће вредности отпорног момента (Wy) од израчунате, из табеле 7.3 (2) усађа **профил IPN 240** за профил носача. Карактеристике профила IPN 240 су приказане на слици 7.7, а извучене су из табела 7.3 (1) и 7.3 (2). Након усвојеног стандардног IPN-профила, неопходно је израчунати **брuto момент инерције ножице** који се рачуна на следећи начин:

$$I_{nož} = \frac{b * t^3}{12} + b * t * y_{c1}^2$$

Како је:

$$\frac{b * t^3}{12} \rightarrow 0$$

$$y_{c1} = \frac{h}{2} - \frac{t}{2} = \frac{24}{2} - \frac{1,31}{2} = 11,345 \text{ cm}$$

То следи да је:

$$I_{nož} = b * t * y_{c1}^2 = 10,6 * 1,31 * 11,345^2$$

$$I_{nož} = 1787 \text{ cm}^4$$

Након израчунате вредности брутo момента инерције ножице, потребно је израчунати и вредност **брuto момента инерције ребра** по следећем обрасцу:

$$I_{reb} = I_x - 2 * I_{nož} = 4250 - 2 * 1787$$

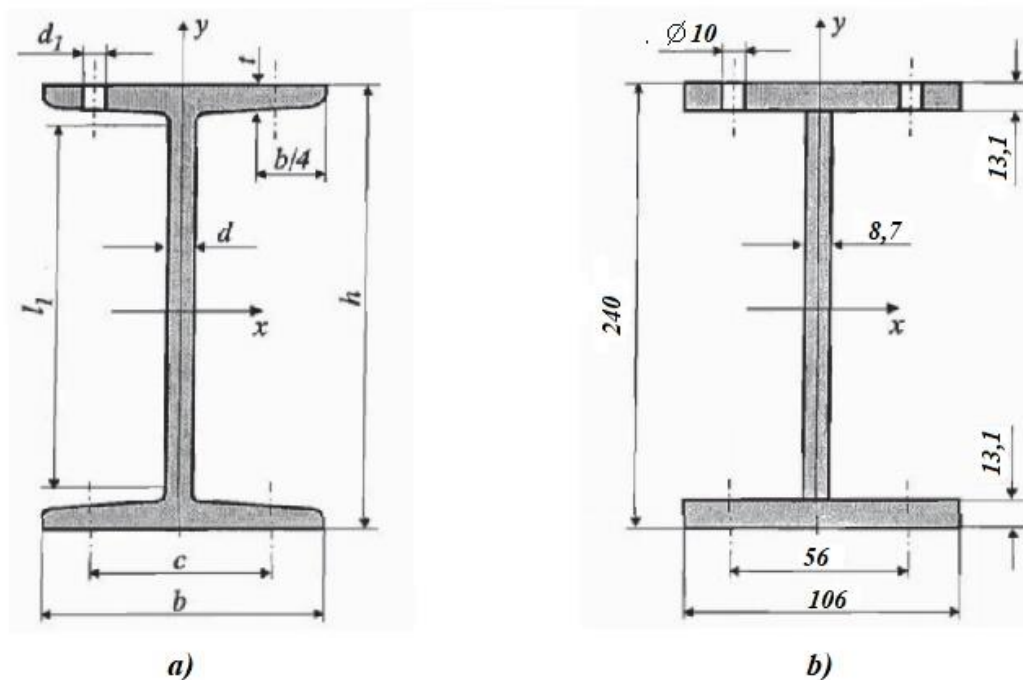
$$I_{reb} = 676 \text{ cm}^4$$

Табела 7.3 (1): Карактеристике стандардних IPN-профила [5]

Oznaka	Dimenzije							Dimenzije detalja				Presek	
Težina													
G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r ₁ mm	r ₂ mm	A mm ²	d mm	Ø	P _{min} mm	P _{max} mm	A _L m ² /m	A _G m ² /t
							× 10 ²						
IPN 80	5,9	80	42	3,9	5,9	3,9	2,3	7,58	59	-	-	0,304	51,09
IPN 100	8,3	100	50	4,5	6,8	4,5	2,7	10,6	75,7	-	-	0,370	44,47
IPN 120	11,1	120	58	5,1	7,7	5,1	3,1	14,2	92,4	-	-	0,439	39,38
IPN 140	14,3	140	66	5,7	8,6	5,7	3,4	18,3	109,1	-	-	0,502	34,94
IPN 160	17,9	160	74	6,3	9,5	6,3	3,8	22,8	125,8	-	-	0,575	32,13
IPN 180	21,9	180	82	6,9	10,4	6,9	4,1	27,9	142,4	-	-	0,640	29,22
IPN 200	26,2	200	90	7,5	11,3	7,5	4,5	33,4	159,1	-	-	0,709	27,04
IPN 220	31,1	220	98	8,1	12,2	8,1	4,9	39,5	175,8	M 10	50	0,775	24,99
IPN 240	36,2	240	106	8,7	13,1	8,7	5,2	46,1	192,5	M 10	54	0,844	23,32
IPN 260	41,9	260	113	9,4	14,1	9,4	5,6	53,3	208,9	M 12	62	0,906	21,65
IPN 280	47,9	280	119	10,1	15,2	10,1	6,1	61,0	225,1	M 12	68	0,966	20,17
IPN 300	54,2	300	125	10,8	16,2	10,8	6,5	69,0	241,6	M 12	70	1,03	19,02
IPN 320	61,0	320	131	11,5	17,3	11,5	6,9	77,7	257,9	M 12	70	1,09	17,87
IPN 340	68,0	340	137	12,2	18,3	12,2	7,3	86,7	274,3	M 12	78	1,15	16,90
IPN 360	76,1	360	143	13	19,5	13	7,8	97,0	290,2	M 12	78	1,21	15,89
IPN 380	84,0	380	149	13,7	20,5	13,7	8,2	107	306,7	M 16	84	1,27	15,12
IPN 400	92,4	400	155	14,4	21,6	14,4	8,6	118	322,9	M 16	86	1,33	14,36
IPN 450	115	450	170	16,2	24,3	16,2	9,7	147	363,6	M 16	92	1,48	12,83
IPN 500	141	500	185	18	27	18	10,8	179	404,3	M 20	102	1,63	11,60
IPN 550	166	550	200	19	30	19	11,9	212	445,6	M 22	112	1,80	10,80
IPN 600	199	600	215	21,6	32,4	21,6	13	254	485,8	M 24	126	1,97	9,89

Табела 7.3 (2): Карактеристике стандардних IPN-профила [5]

Oznaka	Statičke karakteristike												Klasifikacija ENV 1993-1-1				EN 10025:1993	EN 10113-3:1993	EN 10225:2001	
	osa y-y						osa z-z							čisto savijanje y-y		čist pritisak				
	Težina														S 235	S 355				S 235
G kg/m	I _y mm ⁴	W _{el,y} mm ³	W _{pl,y} ★ mm ³	i _y mm	A _{vz} mm ²	I _z mm ⁴	W _{el,z} mm ³	W _{pl,z} ★ mm ³	i _z mm	s ₃ mm	I _t mm ⁴	I _w mm ⁵	S 235	S 355	S 235	S 355				
	x 10 ⁴	x 10 ³	x 10 ³	x 10	x 10 ²	x 10 ⁴	x 10 ³	x 10 ³	x 10		x 10 ⁴	x 10 ⁹								
IPN 80	5,9	77,8	19,5	22,8	3,20	3,41	6,29	3,00	5,00	0,91	21,6	0,87	0,09	4	4	4	4	✓		
IPN 100	8,3	171	34,2	39,8	4,01	4,85	12,2	4,88	8,10	1,07	25,0	1,60	0,27	1	1	1	1	✓		
IPN 120	11,1	328	54,7	63,6	4,81	6,63	21,5	7,41	12,4	1,23	28,4	2,71	0,69	1	1	1	1	✓		
IPN 140	14,3	573	81,9	95,4	5,61	8,65	35,2	10,7	17,9	1,40	31,8	4,32	1,54	1	1	1	1	✓		
IPN 160	17,9	935	117	136	6,40	10,83	54,7	14,8	24,9	1,55	35,2	6,57	3,14	1	1	1	1	✓		
IPN 180	21,9	1450	161	187	7,20	13,35	81,3	19,8	33,2	1,71	38,6	9,58	5,92	1	1	1	1	✓		
IPN 200	26,2	2140	214	250	8,00	16,03	117	26,0	43,5	1,87	42,0	13,5	10,5	1	1	1	1	✓		
IPN 220	31,1	3060	278	324	8,80	19,06	162	33,1	55,7	2,02	45,4	18,6	17,8	1	1	1	1	✓		
IPN 240	36,2	4250	354	412	9,59	22,33	221	41,7	70,0	2,20	48,9	25,0	28,7	1	1	1	1	✓		
IPN 260	41,9	5740	442	514	10,40	26,08	288	51,0	85,9	2,32	52,6	33,5	44,1	1	1	1	1	✓		
IPN 280	47,9	7590	542	632	11,10	30,18	364	61,2	103	2,45	56,4	44,2	64,6	1	1	1	1	✓		
IPN 300	54,2	9800	653	762	11,90	34,58	451	72,2	121	2,56	60,1	56,8	91,8	1	1	1	1	✓		
IPN 320	61,0	12510	782	914	12,70	39,26	555	84,7	143	2,67	63,9	72,5	129	1	1	1	1	✓		
IPN 340	68,0	15700	923	1080	13,50	44,27	674	98,4	166	2,80	67,6	90,4	176	1	1	1	1	✓		
IPN 360	76,1	19610	1090	1276	14,20	49,95	818	114	194	2,90	71,8	115	240	1	1	1	1	✓		
IPN 380	84,0	24010	1260	1482	15,00	55,55	975	131	221	3,02	75,4	141	319	1	1	1	1	✓		
IPN 400	92,4	29210	1460	1714	15,70	61,69	1160	149	253	3,13	79,3	170	420	1	1	1	1	✓		
IPN 450	115	45850	2040	2400	17,70	77,79	1730	203	345	3,43	88,9	267	791	1	1	1	1	✓		
IPN 500	141	68740	2750	3240	19,60	95,60	2480	268	456	3,72	98,5	402	1400	1	1	1	1	✓		
IPN 550	166	99180	3610	4240	21,60	111,3	3490	349	592	4,02	107,3	544	2390	1	1	1	1	✓		
IPN 600	199	138800	4627	5452	23,39	138,0	4674	435	752	4,29	117,6	787	3814	1	1	1	1	✓		



Слика 7.7: а) Стандардни профил IPN 240; б) Апроксимација профила за прорачун [4]

У табелама 7.3 (1) и 7.3 (2) све карактеристике профила дате су по новим ознакама, док су на слици 7.7 сви параметри дати по старим ознакама; такође, x и y оса са слике 7.7 одговарају осама u и z (респективно) из табела 7.3 (1) и 7.3 (2). Због тога, у наставку су наведене димензије и карактеристике профила IPN 240 упоредно по старим и новим ознакама.

$$h = h = 240 \text{ mm}$$

$$b = b = 106 \text{ mm}$$

$$t = t_f = 13,1 \text{ mm}$$

$$d = t_w = 8,7 \text{ mm}$$

$$A = A = 46,1 \text{ cm}^2$$

$$c = p = 56 \text{ mm}$$

$$l_1 = d = 192,5 \text{ mm}$$

$$I_x = I_y = 4250 \text{ cm}^4$$

$$W_y = W_{el,y} = 354 \text{ cm}^3$$

7.8 Расподела пресечних сила

1) Спољашњи момент савијања (M_f) дели се на елементе попречног пресека носача сразмерно њиховим моментима инерције. Према томе, *спољашњи моменти савијања које прихватају ребро и ножице*, рачунају се по следећим обрасцима респективно:

$$M_{reb} = M_f * \frac{I_{reb}}{I_x} = 38,28 * 10^3 * \frac{676 * 10^{-8}}{4250 * 10^{-8}}$$

$$M_{reb} = 6,089 \text{ kNm}$$

$$M_{nož} = M_f * \frac{I_{nož}}{I_x} = M_f - M_{reb} = 38,28 - 6,089$$

$$M_{nož} = 32,191 \text{ kNm}$$

2) Целу *попречну (трансверзалну) силу* носи само ребро носача, па је, према томе:

$$Ft_{reb} = Ft = 89,22 \text{ kN}$$

$$Ft_{nož} = 0$$

7.9 Прорачун подвеза

1) *Прорачун подвеза на ножицама:*

Најпре је потребно прорачунати *силу у ножицама* која је меродавна за прорачун њихових подвеза и која се рачуна према следећем обрасцу:

$$F_{znož} = -F_{pnož} = \frac{M_{nož}}{h} = \frac{32,191 * 10^3}{0,24}$$

$$F_{znož} = -F_{pnož} = \frac{M_{nož}}{h} = 134,129 \text{ kN}$$

1.1) *Прорачун затегнуте подвезе (ГОРЊА):*

При прорачуну затегнуте подвезе на ножици, посматра се нето површина попречног пресека подвезе (дакле, посматра се површина попречног пресека подвезе од које се одбијају отвори за завртњеве). Притом, *потребна површина затегнуте подвезе* износи:

$$A_{pod} = \frac{F_{znož}}{\sigma_{dop}} = \frac{134,129 * 10^3}{160 * 10^6}$$

$$A_{pod} = 8,383 \text{ cm}^2$$

За ширину затегнуте подвезе потребно је усвојити ширину бар за 10 mm већу од ширине саме ножице. Према томе, ширина подвезе се може израчунати као:

$$b_p \geq b + 10 \text{ mm} = 106 + 10 = 116 \text{ mm}$$

Према томе, за **ширину затегнуте подвезе** се усваја:

$$b_p = 120 \text{ mm}$$

Након прорачуне површине и ширине подвезе, потребно је прорачунати и дебљину затегнуте подвезе. Минимална потребна дебљина затегнуте подвезе износи:

$$t_{pmin} \geq \frac{A_{pod}}{(b_p - 2d_1)} = \frac{8,383}{(12 - 2 * 1,1)} = \frac{8,383}{9,8} = 8,55 \text{ mm}$$

Дакле, за **дебљину затегнуте подвезе** се усваја:

$$t_p = 10 \text{ mm}$$

Према томе, за **подвезу горње ножице** усваја се:

$$\neq 120 \times 10 \times l$$

Коначна дужина подвезе (**I**) усваја се након дефинисања потребног броја завртњева и њиховог конструктивног размештаја у подвези.

1.2) Прорачун притиснуте подвезе (ДОЊА):

Код прорачуна притиснуте подвезе, могуће је усвојити исту дебљину као и код затегнуте, али, са друге стране, то не мора нужно бити случај. У овом конкретном примеру, ипак, за дебљину притиснуте подвезе биће усвојена вредност дебљине затегнуте подвезе. Такође, приликом прорачуна притиснуте подвезе, посматра се бруто површина попречног пресека подвезе (не одбијају се отвори за завртњеве). Имајући у виду претходно усвојену ширину подвезе (која је иста и за затегнуту и за притиснуту), минимална потребна дебљина притиснуте подвезе износи:

$$t_{pmin} \geq \frac{A_{pod}}{b_p} = \frac{8,383}{12} = 6,99 \text{ mm}$$

Дакле, за **дебљину притиснуте подвезе** се усваја:

$$t_{p'} = 10 \text{ mm}$$

Према томе, за **подвезу доње ножице** усваја се:

$$\neq 120 \times 10 \times l$$

2) Прорачун подвеза на ребру:

Наиме, пошто се наставак ребра изводи као обострано покривен (дакле, подвезе се налазе са обе стране ребра), површина самог ребра треба да буде минимална потребна површина подвеза. Притом, **површина ребра** се рачуна по обрасцу:

$$A_{reb} = d * (h - 2t) = 0,87 * (24 - 2 * 1,31)$$

$$A_{reb} = 18,601 \text{ cm}^2$$

Дужина слободне подвезе ребра, према табели 7.3 (1), може највише бити $l_1 = 192,5 \text{ mm}$, тако да се за **дужину подвезе ребра** усваја:

$$l_p = 190 \text{ mm}$$

Према томе, дебљина подвезе ребра износи:

$$t_p = \frac{A_{reb}}{2 * l_p} = \frac{18,601}{2 * 19} = 4,895 \text{ mm}$$

За **дебљину подвезе ребра** коначно се усваја:

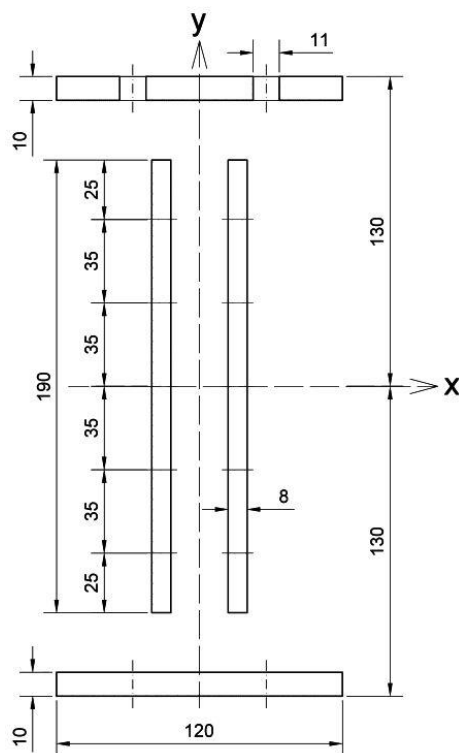
$$t_p = 8 \text{ mm}$$

Према томе, за **подвезу ребра** усваја се:

$$2 \neq 190 \times 8 \times l$$

Коначна дужина подвезе (l) усваја се након дефинисања потребног броја завртњева у подвези и њиховог конструктивног размештаја.

На слици 7.8 приказана је геометрија усвојених подвеза.



Слика 7.8: Геометрија усвојених подвеза

7.10 Контрола напона у подвезама

Отпорни момент нето пресека подвеза се може израчунати као:

$$W_{pod}^{neto} = \frac{I_{xpod}}{y_{max}} = \frac{I_{xpod}^{znož} + I_{xpod}^{pnož} + I_{xpod}^{reb}}{y_{max}}; \quad y_{max} = 13cm$$

$$I_{xpod}^{znož} = \frac{(b_p - 2 * d_1) * t_p^3}{12} + (b_p - 2 * d_1) * t_p * \left(\frac{h + t_p}{2}\right)^2$$

$$\frac{(b_p - 2 * d_1) * t_p^3}{12} \rightarrow 0$$

$$I_{xpod}^{znož} = (b_p - 2 * d_1) * t_p * \left(\frac{h + t_p}{2}\right)^2 = (12 - 2 * 1,1) * 1 * \left(\frac{24 + 1}{2}\right)^2 = 9,8 * 1 * 156,25$$

$$\boxed{I_{xpod}^{znož} = 1531,25 \text{ cm}^4}$$

$$I_{xpod}^{pnož} = \frac{b_p * t_{p'}^3}{12} + b_p * t_{p'} * \left(\frac{h + t_{p'}}{2}\right)^2$$

$$\frac{b_p * t_{p'}^3}{12} \rightarrow 0$$

$$I_{xpod}^{pnož} = b_p * t_{p'} * \left(\frac{h + t_{p'}}{2}\right)^2 = 12 * 1 * \left(\frac{24 + 1}{2}\right)^2$$

$$\boxed{I_{xpod}^{pnož} = 1875 \text{ cm}^4}$$

$$I_{xpod}^{reb} = 2 * \frac{t_p * l_p^3}{12} = 2 * \frac{0,8 * 19^3}{12}$$

$$\boxed{I_{xpod}^{reb} = 914,53 \text{ cm}^4}$$

Коначно, заменом свих вредности се добија вредност **отпорног момента нето пресека подвеза**:

$$W_{pod}^{neto} = \frac{1531,25 + 1875 + 914,53}{13}$$

$$\boxed{W_{pod}^{neto} = 332,37 \text{ cm}^3}$$

Напоследку, **напон у подвезама** се рачуна као:

$$\sigma = \frac{Mf}{W_{pod}^{neto}} = \frac{38,28 * 10^3}{332,37 * 10^{-6}} = 115,173 \text{ MPa}$$

$$\boxed{\sigma = 115,173 \text{ MPa} < \sigma_{dop} = 160 \text{ MPa}}$$

7.11 Прорачун завртњева

1) Прорачун завртњева за везу ножица и подвеза:

Како се из табеле 7.3 (1) може видети, за профил IPN-240, највећи дозвољени пречник рупа за спојна средства износи 17 mm, а препоручује се употреба завртњева ознаке M10. Сходно томе, за везу ножица и подвеза усвајају се *неподешени једносечни завртњеви ознаке M10*, пречника навоја $d_1 = 10 \text{ mm}$ и пречника рупе $d_0 = 11 \text{ mm}$.

При прорачуну завртњева за везу ножица и подвеза, најпре је потребно израчунати моћ ношења завртњева према критеријуму смицања; *моћ ношења једносечних завртњева према критеријуму смицања* се рачуна по обрасцу:

$$F_{\tau} = \frac{d_1^2 * \pi}{4} * \tau_{dop} = \frac{1^2 * \pi}{4} * 15$$

$$F_{\tau} = 11,78 \text{ kN}$$

Потом је потребно израчунати моћ ношења завртњева према критеријуму контактеног притиска између стабла и зида отвора; *моћ ношења једносечних завртњева према критеријуму контактеног притиска између стабла и зида отвора* рачуна се по обрасцу:

$$F_{\sigma b} = d_1 * t_{min} * \sigma_{bdop} = 1 * 1 * 27$$

$$F_{\sigma b} = 27 \text{ kN}$$

За одређивање броја завртњева меродавна је мања вредност моћи ношења (у овом случају - F_{τ}). Притом, добијена вредност се заокружује на прву већу парну вредност (због тога што се закивци на ножицама смештају у 2 реда). Дакле, *број потребних завртњева за везу подвезе и ножице* се може израчунати по обрасцу:

$$n = \frac{F_{nož}}{F_{\tau}} = \frac{134,129}{11,78}$$

$$n = 11,39 \text{ комада}$$

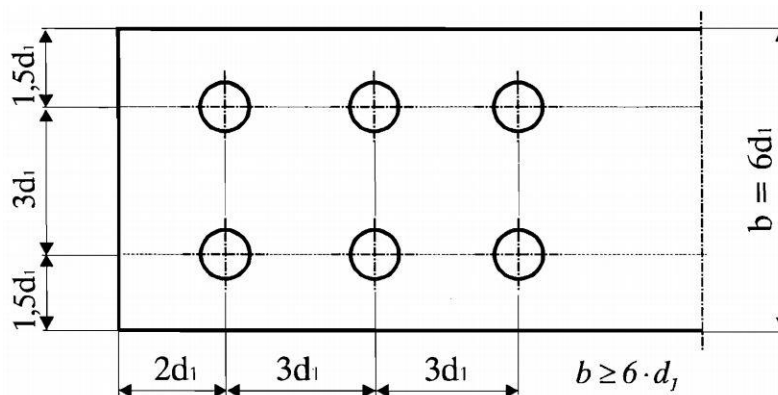
Дакле, за *везу ножице и одговарајуће подвезе*, усваја се:

$$n = 2 \times 6 = 12 \text{ комада завртњева}$$

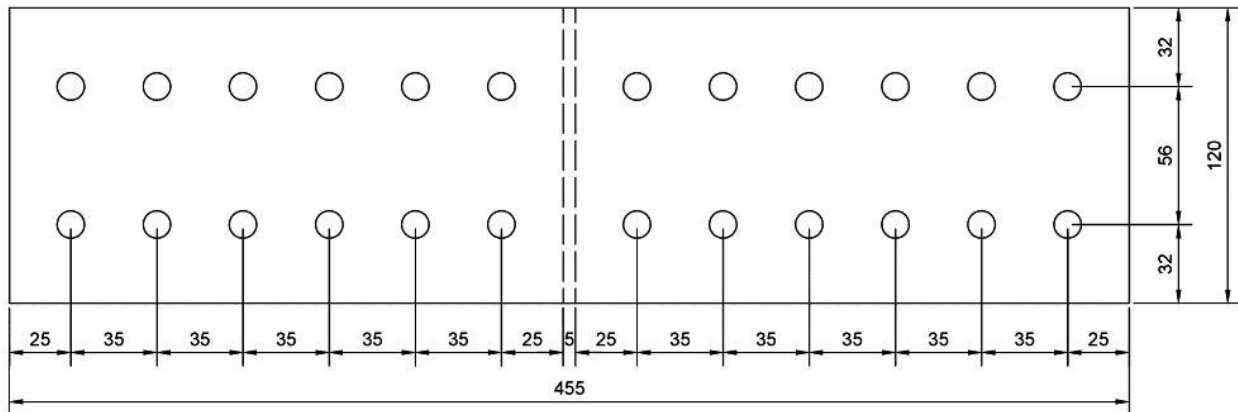
Добијена веза приказана је на слици 7.10. При одређивању распореда завртњева у вези, поштована су правила која се односе на распоред закивака (завртњева) у вези (слика 7.9 и табела 7.4).

Табела 7.4: Распоред закивака (завртњева) у споју [3]

Опис	Најмање	Максимално	
Растојање између средишта рупе за закивке односно завртњева e	$3d_1$	За носеће закивке и завртњева, конструкционе завртњева у притиснутим штаповима и укрућењима ребара	$8d_1$ или $15t$
		За конструкционе закивке и завртњева за везе између ребара и ножице лимених носача изван наставка и слабије оптерећене закивке и завртњева	$3d_1$ или $25t$
Растојање између средишта рупе за закивак односно завртањ и ивице у правцу силе e_1	$2d_1$	Кад је ивица укрућена (превијена), на пример за профиле (видети слику)	$3d_1$ или $9t$
		У осталим случајевима	$3d_1$ или $6t$
Растојање између средишта рупе за закивак односно завртањ и ивице попречно на правац силе e_2	$1,5d_1$	Кад је ивица укрућена (превијена), на пример за профиле (видети слику)	$3d_1$ или $9t$
		У осталим случајевима	$3d_1$ или $6t$



Слика 7.9: Распоред закивака (завртњева) у два реда – наспрамно [3]



Слика 7.10: Веза ножице и одговарајуће подвезе

2) Прорачун завртњева за везу ребра и подвеза:

За везу ребра и подвеза на њему усвајају се **двосечни неподешени завртњеви ознаке M10**, пречника навоја $d_1 = 10 \text{ mm}$ и пречника рупе $d_0 = 11 \text{ mm}$.

При прорачуну завртњева за везу ребра и подвеза, такође је најпре потребно израчунати моћ ношења завртњева према критеријуму смицања; **моћ ношења двосечних завртњева према критеријуму смицања** се рачуна по обрасцу:

$$F_{\tau} = 2 * \frac{d_1^2 * \pi}{4} * \tau_{доп} = \frac{1^2 * \pi}{2} * 15$$

$$F_{\tau} = 23,56 \text{ kN}$$

Моћ ношења двосечних завртњева према критеријуму контактнoг притиска између стабла и зида отвора рачуна се по обрасцу:

$$F_{\sigma b} = d_1 * t_{min} * \sigma_{bдоп} = 1 * 0,87 * 27$$

$$F_{\sigma b} = 23,49 \text{ kN}$$

Према овом начину прорачуна **броја завртњева за везу ребра и подвеза**, најпре се изврши распоређивање завртњева у једном реду према расположивом простору (дакле, према претходно усвојеној дужини слободне подвезе ребра $l_p = 190 \text{ mm}$); притом и овде је неопходно поштовати сва правила која се односе на распоред закивака (завртњева) у вези (табела 7.4 и слика 7.9).

На тај начин, долази се до **броја завртњева у једном реду**:

$$n = 5$$

Са друге стране, **потребан број редова завртњева** одређује се на следећи начин:

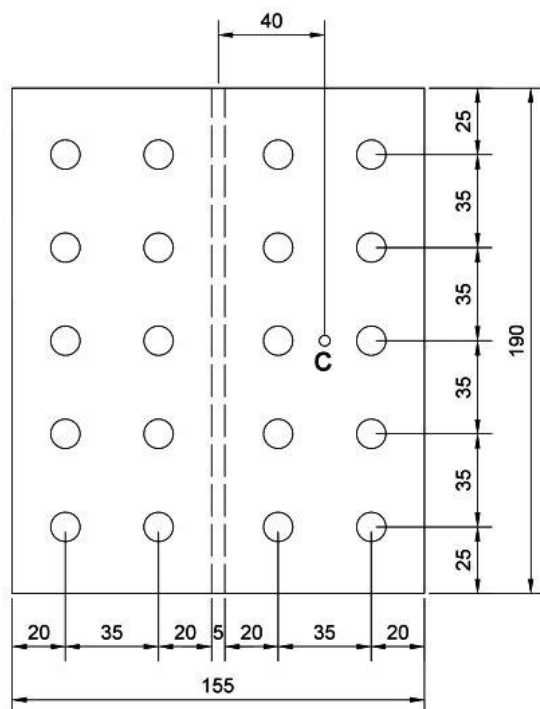
$$m' = \frac{M_{reb} * l_{max}}{F_{\tau} * \sum_{i=1}^n l_i^2} = \frac{6,089 * 14}{23,56 * (7^2 + 14^2)} = \frac{85,246}{5772,2} = 1,48 \text{ редова}$$

$$m'' = \frac{M_{reb} * l_{max}}{F_{\sigma b} * \sum_{i=1}^n l_i^2} = \frac{6,089 * 14}{23,49 * (7^2 + 14^2)} = \frac{85,246}{5755,05} = 1,48 \text{ редова}$$

Дакле, усваја се **број редова завртњева**: $m = \max(m', m'') = 2 \text{ реда завртњева}$.

$$\boxed{m = 2}$$

Добијена веза приказана је на слици 7.11.



Слика 7.11: Веза ребра и одговарајуће подвезе

С обзиром на то да је за овако добијену везу $h/2 > b$ (при чему h представља растојање између средишта крајњих рупа у вези по висини подвезе, а b представља растојање између редова са једне стране подвезе), њена провера се врши на следећи начин:

$$F_n = \frac{M'_{reb} * l_{max}}{m * \sum_{i=1}^n l_i^2} = \frac{9,6578 * 14}{2 * (7^2 + 14^2)} = \frac{135,2092}{490} = 27,59 \text{ kN}$$

Притом, M'_{reb} се рачуна као:

$$M'_{reb} = M_{reb} + Ft_{reb} * a = 6,089 + 89,22 + 0,04 = 9,6578 \text{ kNm}$$

$$F_{tn} = \frac{Ft_{reb}}{m * n} = \frac{89,22}{2 * 5} = 8,922 \text{ kN}$$

Резултујућа сила се, потом, рачуна као:

$$F_r = \sqrt{F_n^2 + F_{tn}^2} = \sqrt{27,59^2 + 8,922^2}$$

$$F_r = 29 \text{ kN}$$

Да би се за прорачунату везу могло рећи да задовољава, неопходно је да буде испуњен услов:

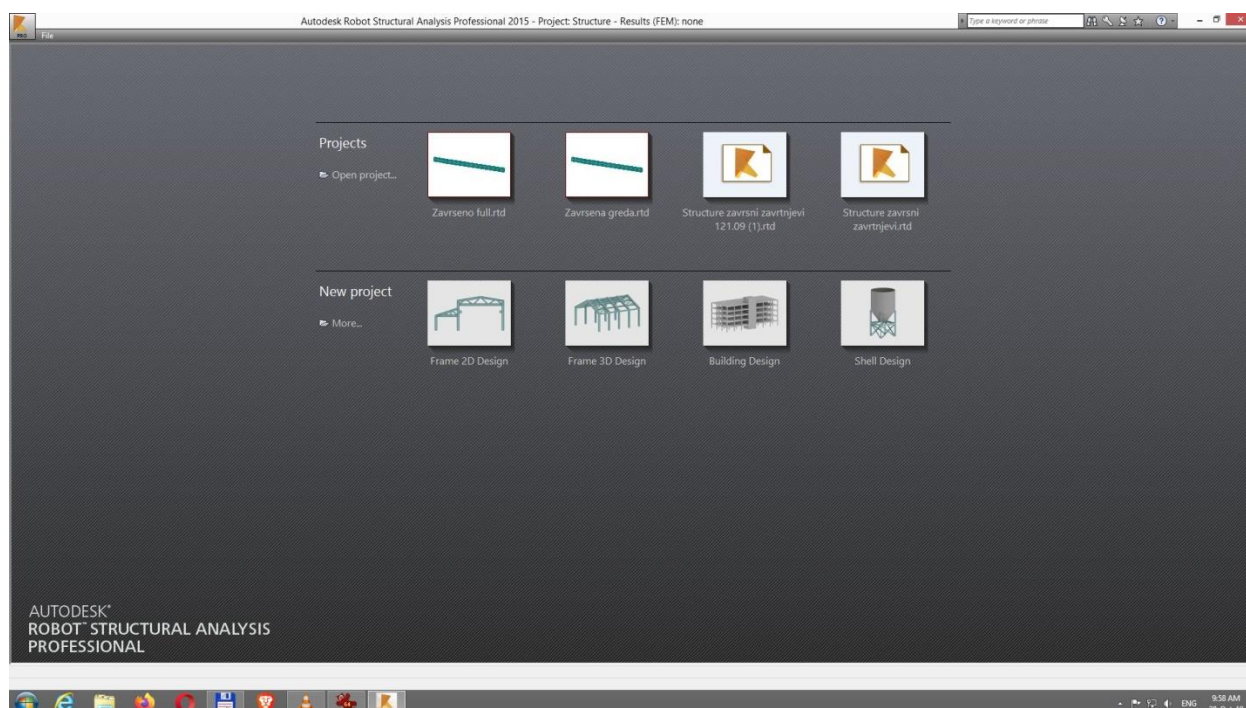
$$F_r = 29 \text{ kN} < \begin{cases} F_\tau = 23,56 \text{ kN} \\ F_{\sigma b} = 23,49 \text{ kN} \end{cases}$$

Као што се може и видети, у овом случају, прорачуната веза не задовољава услов по коме резултујућа сила мора бити мања од обе моћи ношења завртњева. Овај приступ прорачуну се заснива на теорији допуштених напона, која, као што је речено у првом поглављу овог рада, узима у обзир понашање челика само у зони еластичности. Овакав пример, у коме горе-поменути услов није испуњен, узет је управо ради истицања разлике у резултатима добијеним при коришћењу потпуно истих параметара везе, а, са друге стране, коришћењем различитих метода прорачуна. Наиме, идентичан пример, са идентичним свим параметрима биће детаљно обрађен у наредном поглављу коришћењем софтверског пакета “Robot Structural Analysis” који ради по савременим методама прорачуна које за своју основу узимају Еврокодове и у обзир узимају пост-еластично понашање челика.

8. ПРИМЕР НОСАЧА СТАНДАРДНОГ ПОПРЕЧНОГ ПРЕСЕКА И ЊЕГОВОГ МОНТАЖНОГ НАСТАВЉАЊА ЗАВРТЊЕВИМА – КОРИШЋЕЊЕМ СОФТВЕРСКОГ ПАКЕТА „ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS“

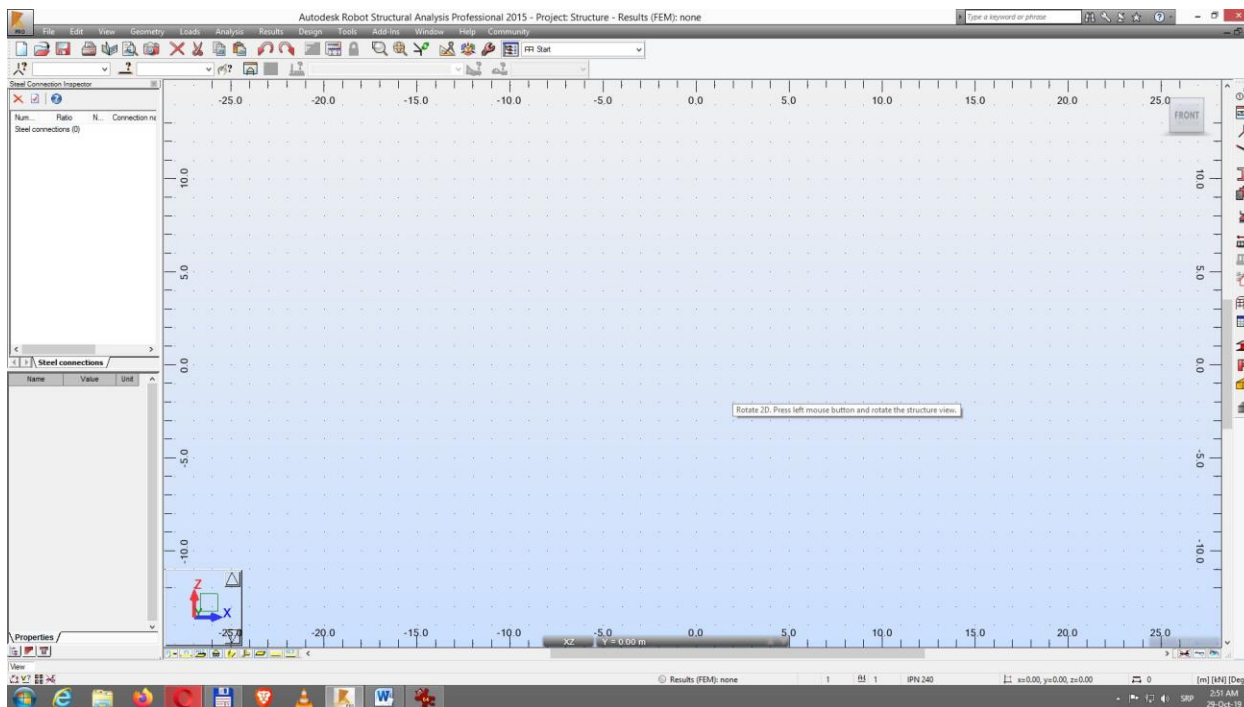
Као што је већ наглашено, у овом поглављу ће бити детаљно приказано решавање примера из претходног поглавља, али коришћењем софтверског пакета „*Robot Structural Analysis*“.

Будући да Robot у себи садржи велику базу различитих стандарда за прорачун конструкција, најпре је неопходно подесити жељени стандард (у овом случају *Еврокод 3*). Почетни екран Robot-а, који се отвара одмах при покретању програма, приказан је на слици 8.1.



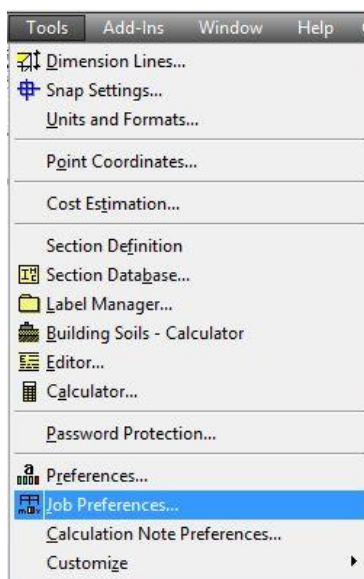
Слика 8.1: Почетни екран Robot-а

На самом почетку, Robot нуди могућност одабира различитих типова новог пројекта, међутим, у овом примеру, биће разматран рад у **Frame 2D Design** моду. Кликом на поменути мод, отвара се прозор као на слици 8.2.

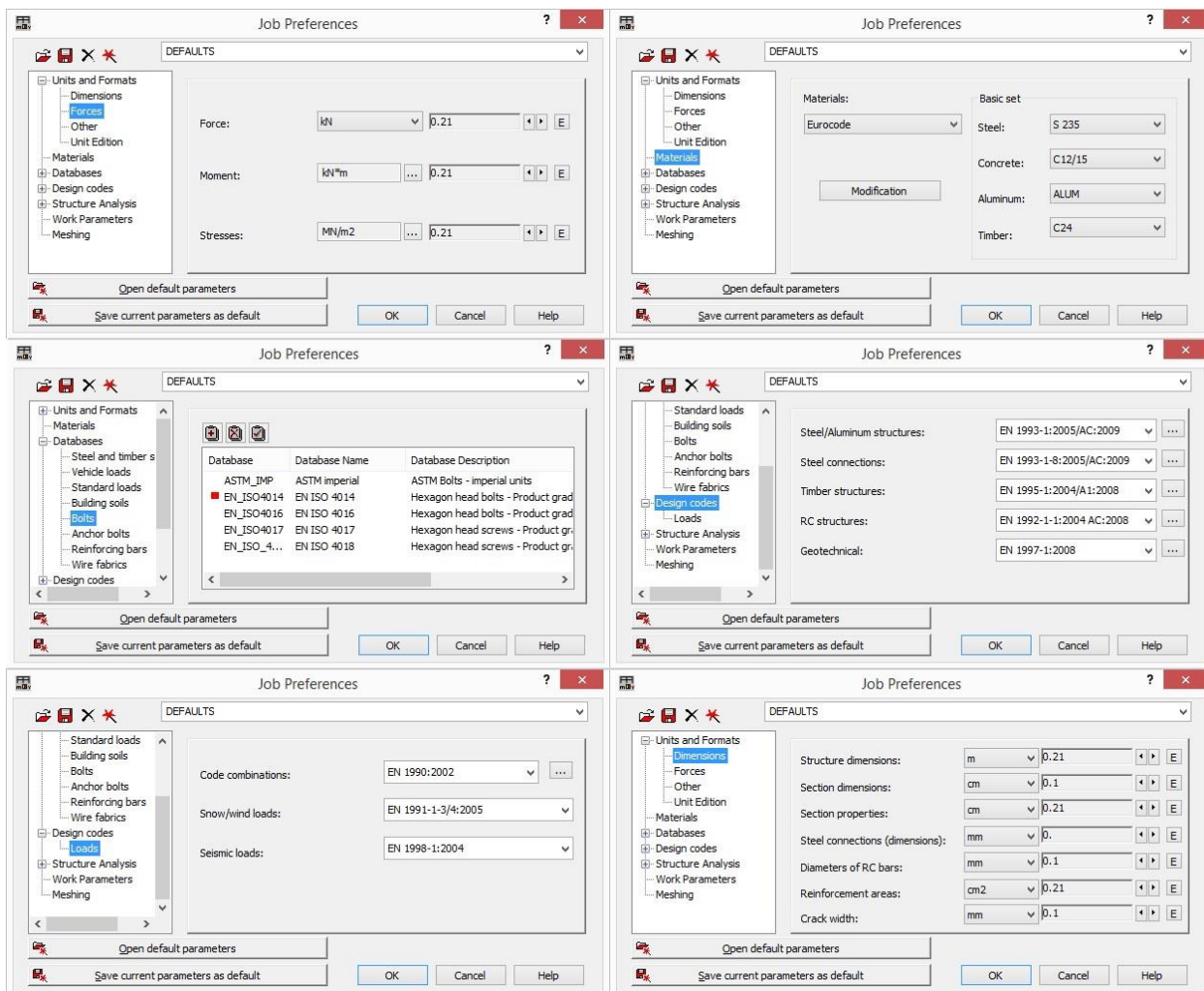


Слика 8.2: Почетни екран „Frame 2D Design“ мода

Кликом на „Tools – Job Preferences“ (слика 8.3), отвара се прозор у коме је могуће подешавати различите параметре (основну јединицу, дозвољено одступање итд.) физичких величина попут дужине, силе, момента, температуре, тежине, масе итд. Могуће је подесити стандард за материјале и изабрати основне типове материјала за челик, бетон, алуминијум и дрво; могуће је подесити стандард за завртњеве, стандард за челичне, алуминијумске и дрвене конструкције, челичне везе и геотехничне параметре; такође је могуће подешавати и стандард за оптерећења ветра и снега, као и сеизмичка оптерећења. Сви стандарди и основни параметри који су коришћени у овом примеру, приказани су на слици 8.4.

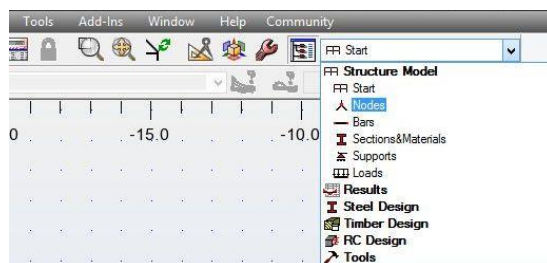


Слика 8.3: Отпуца „Tools – Job Preferences“

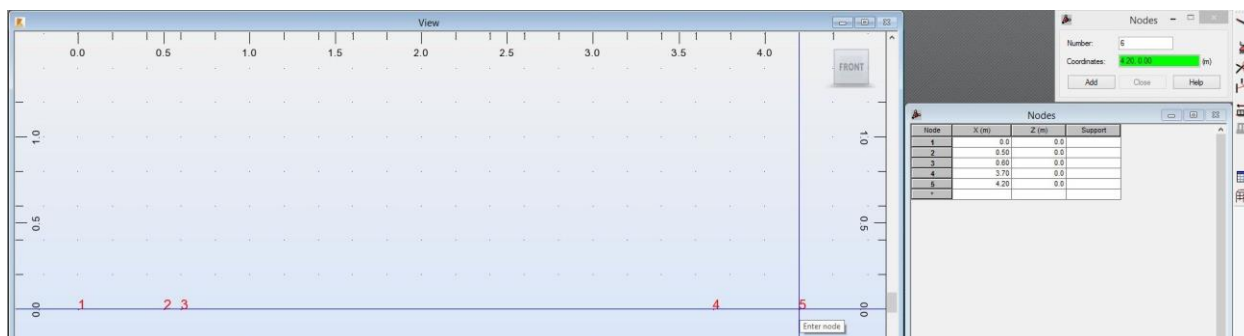


Слика 8.4: Приказ коришћених стандарда

Након тога, неопходно је, најпре, дефинисати статички систем: одредити растојања између чворова (**nodes**), одредити жељене материјале и профиле, учртати носач, ослонце и оптерећења и затим израчунати потребне силе ослонаца, као и статичке дијаграме аксијалних и трансверзалних сила и момената савијања. Свим овим функцијама могуће је приступити из почетног екрана „**Frame 2D Design**“ мода (слика 8.2) кликом на падајући мени „**start**“ (слика 8.5). Прво је неопходно одредити чворове (**nodes**) који у овом примеру имају **z-координату 0**, а **x-координате: 0, 0.5, 0.6, 3.7 i 4.2 m** респективно (слика 8.6).

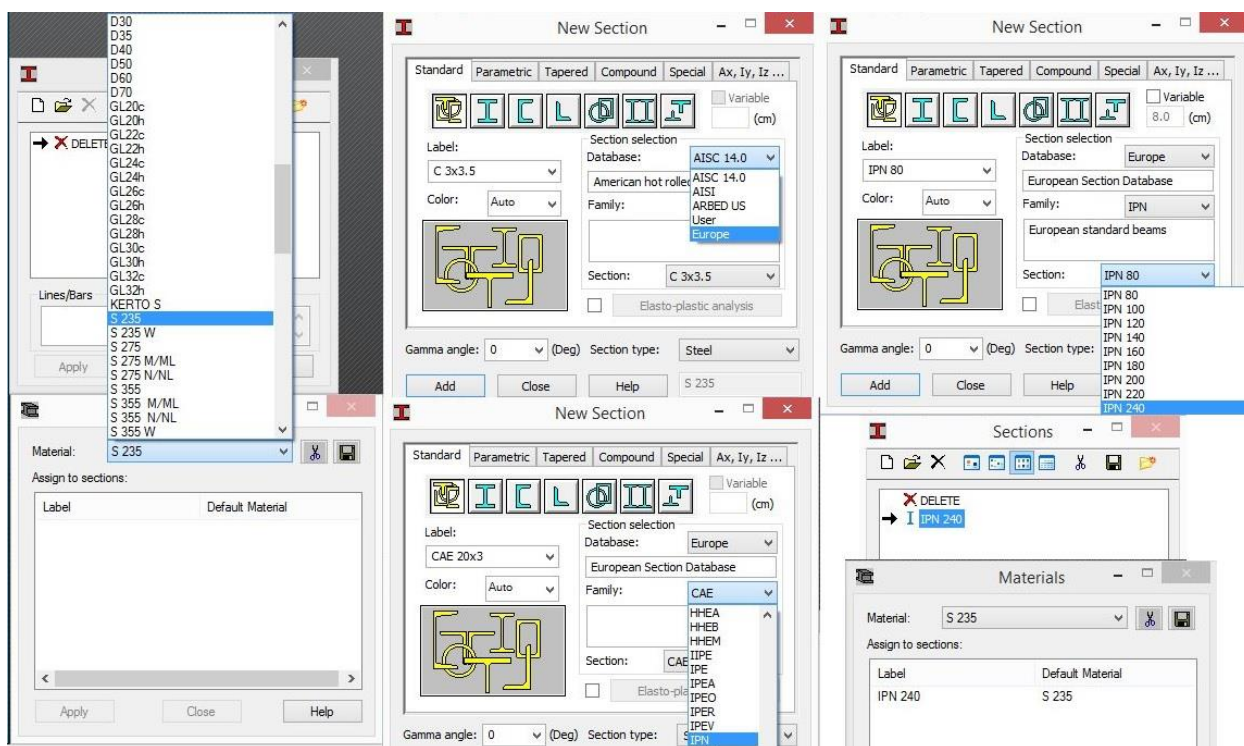


Слика 8.5: „Start“ мени и опције за дефинисање чворова, профила и материјала, носача, ослонаца и оптерећења



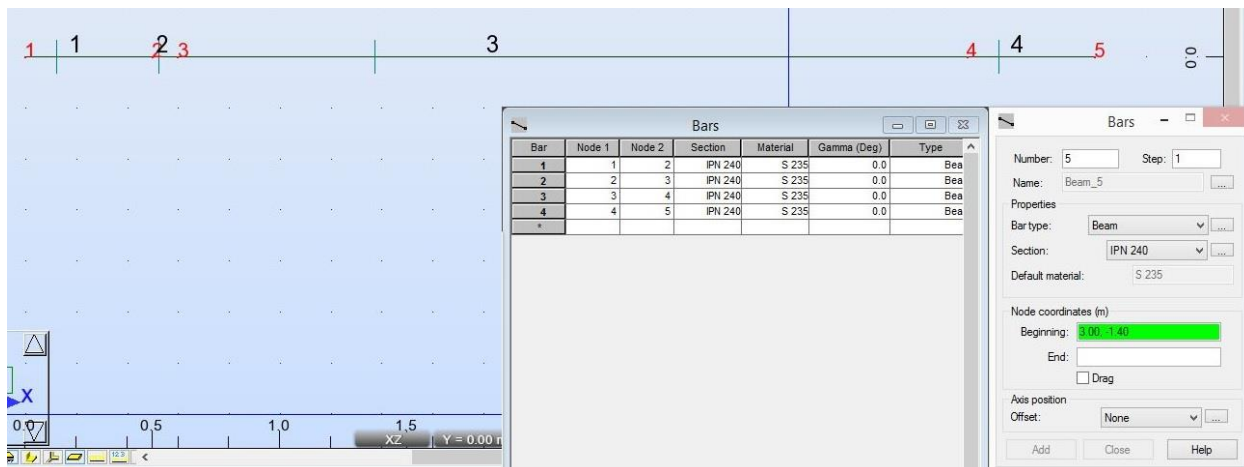
Слика 8.6: Уцртани чворови (лево) и табела са координатама истих (десно)

Након уцртаних чворова, потребно је извршити избор материјала (у овом случају је коришћен челик ознаке **S235** који је еквивалентан челику **Č0362** по Еврокоду), као и избор профила (евентуално и избор базе профила, уколико раније није подешена европска база профила као примарна). Као и код аналитичке анализе и овде је коришћен профил **IPN 240** (слика 8.7).



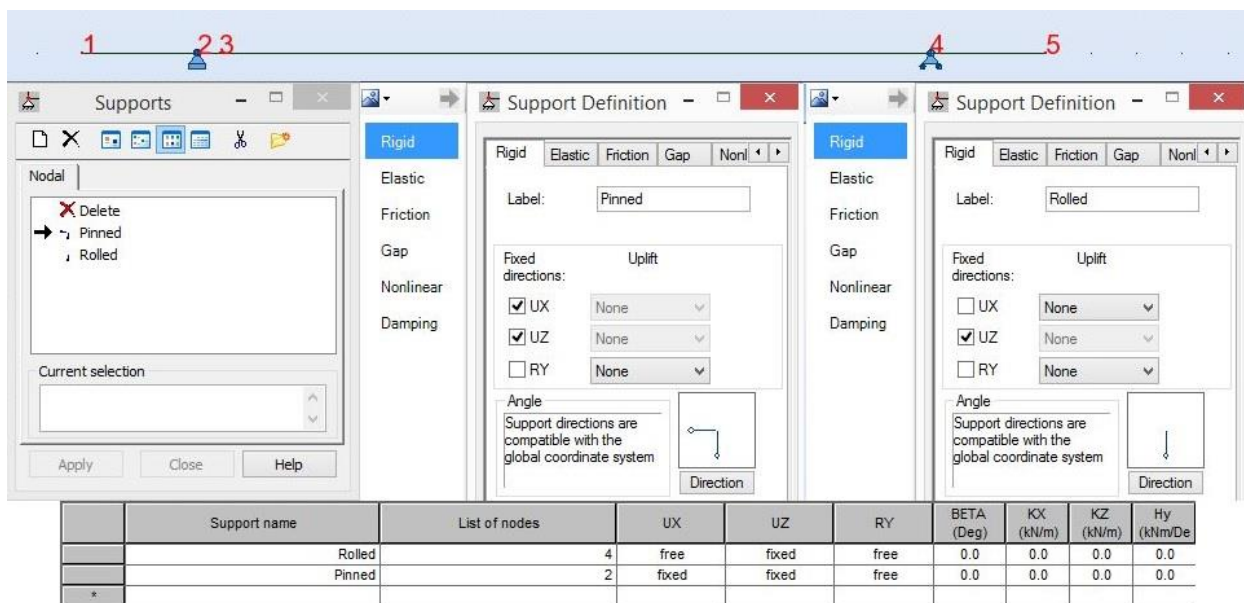
Слика 8.7: Прозори за одабир и дефинисање материјала и профила носача

Након одабраног материјала и профила носача, потребно је, кликом на опцију „bars“ из „start“ менија са слике 8.5, уцртати носач између претходно дефинисаних чворова. Селектовањем опције „beam“ (греда) и спајањем чворова 1-2, 2-3, 3-4 и 4-5 респективно, дефинисан је носач материјала **S235**, профила **IPN 240** и претходно утврђених димензија (слика 8.8).



Слика 8.8: Дефинисани делови греде између чворова и приказ коришћених материјала и профила

Након овако дефинисане греде, потребно је одредити тип и позицију ослонаца („fixed“ – укљештење, „pinned“ – непокретни ослонац и „rolled“ – покретни ослонац). Такође, Robot нуди и ручно дефинисање ослонаца (селектовањем сила којима су подложни). Детаљи позора за дефинисање и табела усвојених ослонаца дати су на слици 8.9.

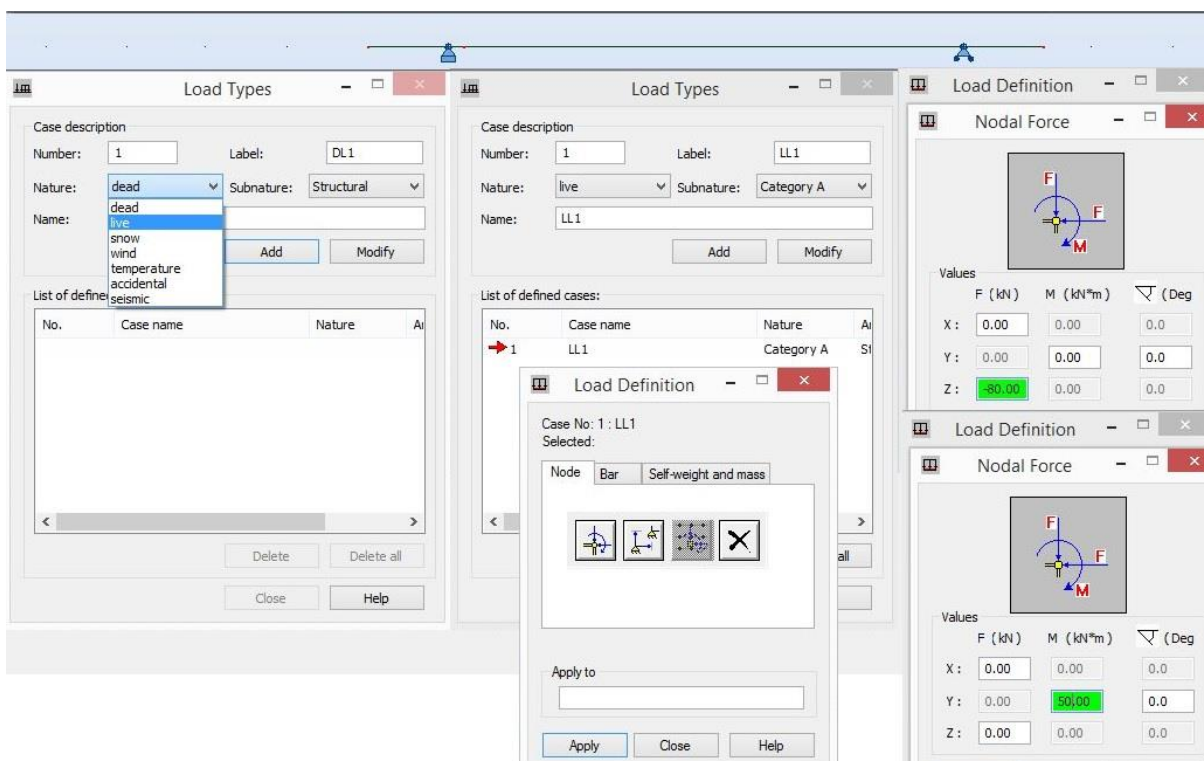


Слика 8.9: Детаљи прозора за дефинисање ослонаца и табела усвојених ослонаца

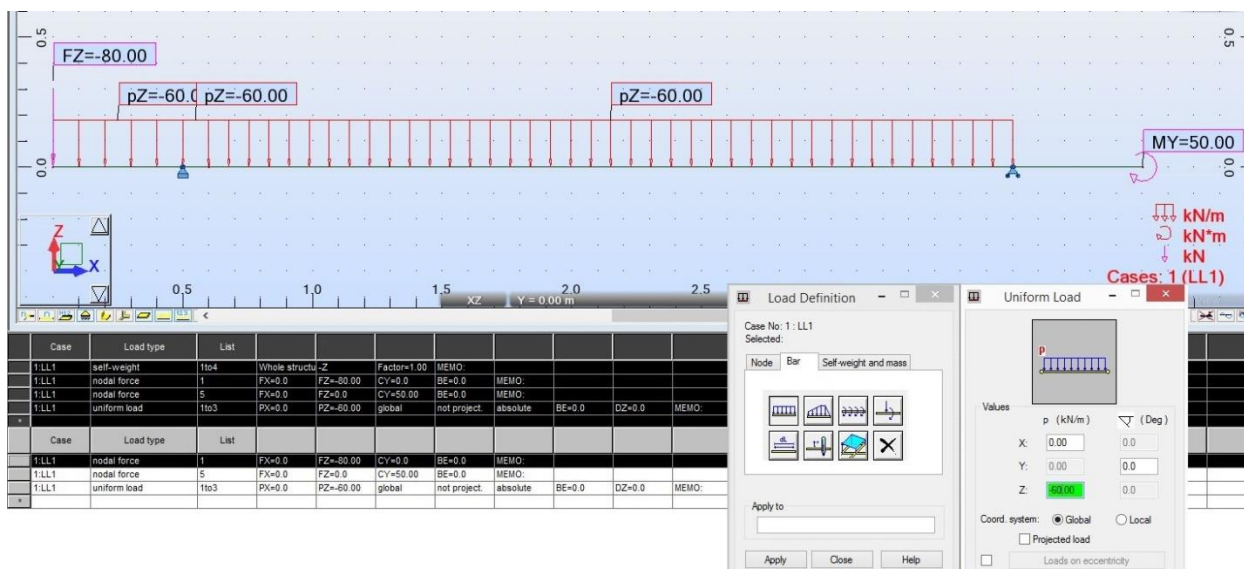
На самом крају дефинисања греде, одн. носача, потребно је дефинисати место, тип, правац, смер и интензитет оптерећења која на њу делују – дакле, потребно је моделирати оптерећења. Моделирању оптерећења се приступа из „start“ падајућег менија са слике 8.5 и избором опције „loads“. Наиме, Robot, у складу са Еврокодovima, омогућава дефинисање сопствене тежине, различитих типова тачкастих и континуалних сила, оптерећења снега и ветра, као и температурних, сеизмичких и инцидентних утицаја и одговарајућих оптерећења. Како при аналитчком прорачуну није узета у обзир сопствена тежина греде, то ће се и у овом случају она занемарити; иако по default-у Robot узима у обзир сопствену тежину, једноставним кликом на

„delete“ у табели оптерећења, могуће је поништити њен утицај при разматрању статичких дијаграма.

На сликама 8.10 и 8.11 приказани су детаљи прозора за дефинисање тачкастих и континуалних оптерећења респективно, као и табела дефинисаних оптерећења и скица греде са унетим оптерећењима.

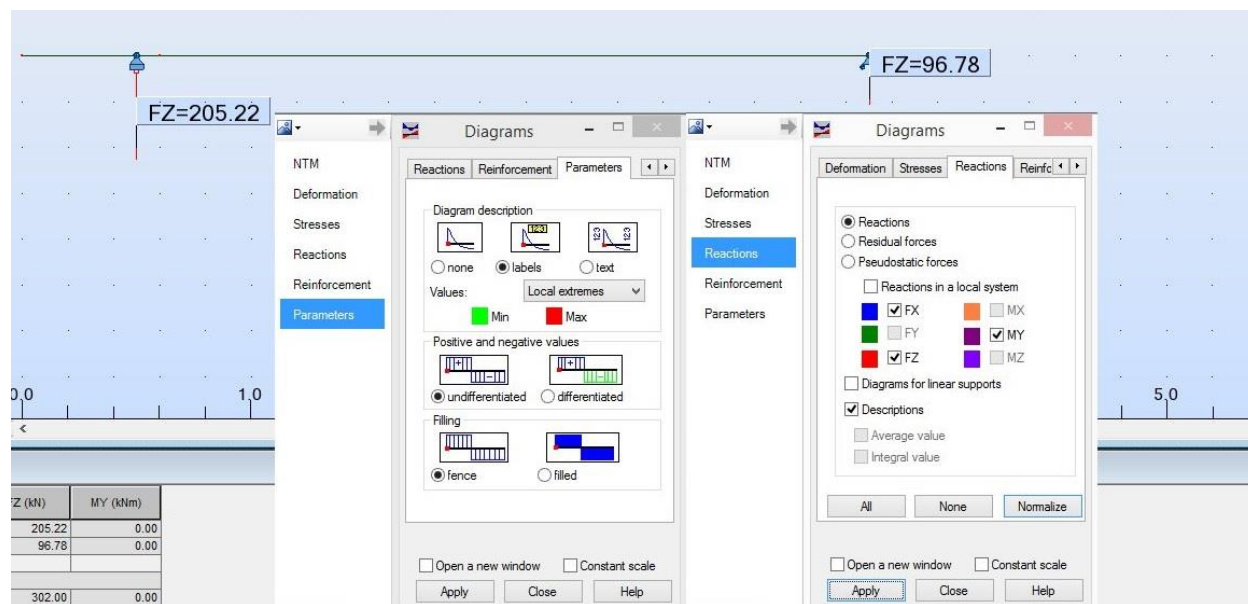


Слика 8.10: Детаљи прозора за дефинисање тачкастог оптерећења (nodal force)

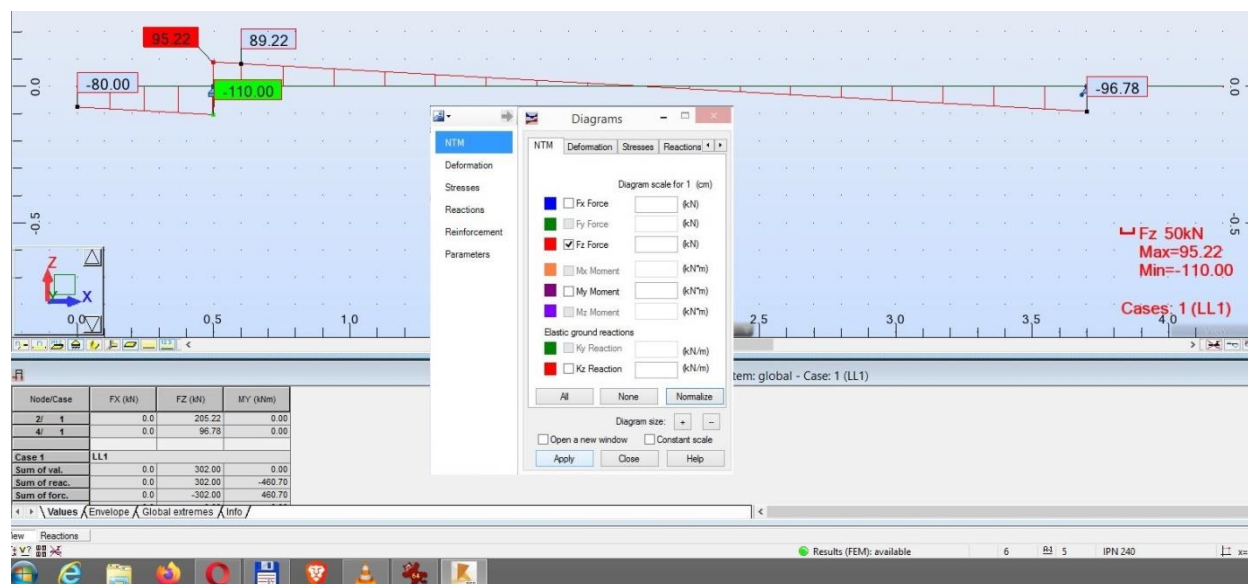


Слика 8.11: Детаљи прозора за дефинисање континуалног оптерећења (uniform load), скица греде са оптерећењима и табеле свих искоришћених оптерећења (са и без сопствене тежине)

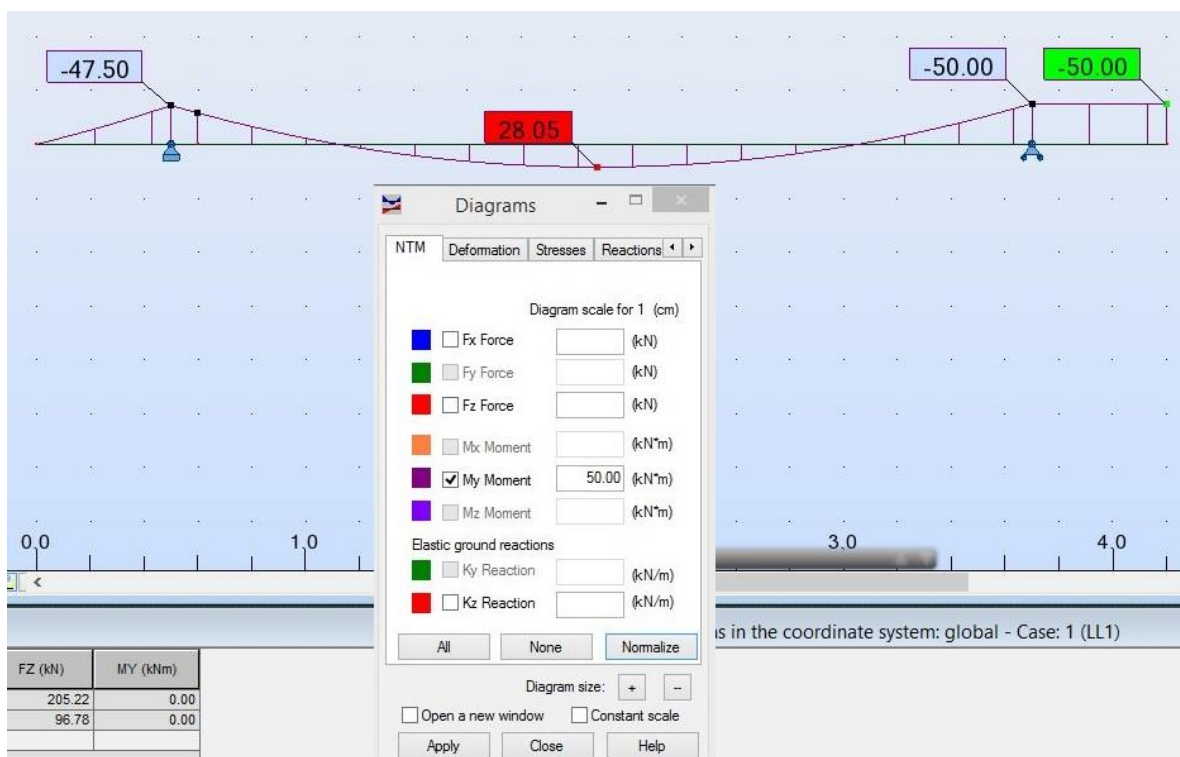
Након свих дефинисаних параметара носача, могуће је израчунати силе ослонаца, као и статичке дијаграме аксијалних и трансверзалних сила и момената савијања. Наиме, најпре је потребно приступити опцији „results“ из „start“ менија, након чега се отвара прозор „diagrams“ у коме је могуће дефинисати начин приказа добијених резултата (картица „parameters“ слика 8.12), али и приступити резултатима сила ослонаца (картица „reactions“ – слика 8.12) и резултатима и дијаграмима аксијалних и трансверзалних сила („NTM“ картица - слика 8.13), или момената савијања („NTM“ картица – слика 8.14).



Слика 8.12: Детаљи прозора „Diagrams“ и картице „Parameters“ и „Reactions“ са силама ослонаца и њихов графички приказ

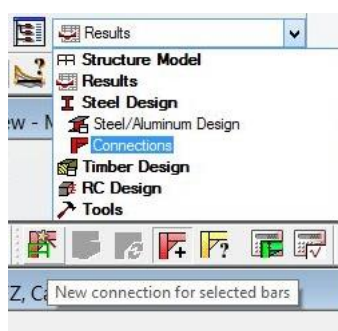


Слика 8.13: Детаљи прозора „Diagrams“ и картице „NTM“ и дијаграм трансверзалних сила



Слика 8.14: Детаљи прозора „Diagrams“ и картице „NTM“ и дијаграм момента савијања

Као што се може и видети са слика, коришћењем Robota су добијени потпуно идентични резултати као и коришћењем аналитичке методе прорачуна при статичкој анализи датог носача. Након овако добијених резултата, могуће је приступити прорачуну саме везе (одн. наставка носача) на дужини $z = 0,1 \text{ m}$ од непокретног ослоња (одн. на месту трећег чвора). Самом делу програма за креирање веза се приступа из „start“ менија одабиром опција „Steel Design – Connections“ (слика 8.15). Након тога, потребно је дефинисати место везе (одн. селекувати делове греде између којих је потребно остварити везу); кликом на „New connection for selected bars“ (слика 8.15), отвара се прозор са различитим опцијама за креирање везе (различите варијанте постављања подвеза, одређивање размака између делова носача који се спајају, одабир заварене варијанте везе, или везе изведене помоћу завртњева, дефинисање параметара подвеза на ребру и ножицама, као и дефинисање самих параметара завртњева и њиховог конструктивног размештаја у вези итд). Прозори и картице за дефинисање везе (као и параметри коришћени у овом примеру) дати су на сликама 8.16 и 8.17.



Слика 8.15: Опција за креирање веза “Steel Design - Connections” и иконица за креирање нове везе

Define a Beam-to-Beam Splice connection - EN 1993-1-8:2005/AC:2009

File Help

Connection

General settings

Web plates

Flange plates

Web bolts

Flange plates bolts

Number: 1 Name: Beam Splice

☒ Symmetrical connection

☐ Align upper bars edges

Distance between bars: $s_1 = 5 \text{ mm}$

Distance from right bar axis: $s_2 =$

Connecting plates:

Left side

Bar no.: 2

Section: IPN 240

Material: S 235

Web plates: Bolted

Lower plates: Bolted

Upper plates: Bolted

Right side

Bar no.: 3

Section: IPN 240

Material: S 235

Web plates: Bolted

Lower plates: Bolted

Upper plates: Bolted

Apply OK Cancel

File Help

Connection

General settings

Web plates

Flange plates

Web bolts

Flange plates bolts

☒ The same material used for all plates S 235

☒ The same settings for all bolts

Diameter: M10

Bolts grade: 5.6

Shear plane: Unthreaded

Connection category: A

Slip factor: $\mu = 0.50$

Factor: $k_s = 1.00$

Welds

☐ The same thickness for web welds $a_w =$

☐ The same thickness for flange welds $a_f =$

Apply OK Cancel

Define a Beam-to-Beam Splice connection - EN 1993-1-8:2005/AC:2009

File Help

Connection

General settings

Web plates

Flange plates

Web bolts

Flange plates bolts

Web plates parameters

☐ One sided

☒ Center

Distance from right bar edge: $c_{1w} = 75 \text{ mm}$

Distance from left bar edge: $c_{2w} = 75 \text{ mm}$

Length: $l_{pw} = 155 \text{ mm}$

Width: $b_{pw} = 190 \text{ mm}$

Thickness: $t_{pw} = 8 \text{ mm}$

Material: S 235

Distance from right bar axis: $d_{pw} = 0 \text{ mm}$

Apply OK Cancel

Слика 8.16: Опције за дефинисање варијанте подвеза и дефинисање завртњева и подвеза ребра

Define a Beam-to-Beam Splice connection - EN 1993-1-8:2005/AC:2009

File Help

Connection
General settings
Web plates
Flange plates
Web bolts
Flange plates bolts

External plate parameters

☒ Center

Distance from right bar edge: $c_{1fe} = 225 \text{ mm}$

Distance from left bar edge: $c_{2fe} = 225 \text{ mm}$

Length: $l_{pfe} = 455 \text{ mm}$

Width: $b_{pfe} = 120 \text{ mm}$

Thickness: $t_{pfe} = 10 \text{ mm}$

Material: S 235

Internal plate parameters

☒ Center

Distance from right bar edge: $c_{1fi} =$

Distance from left bar edge: $c_{2fi} =$

Length: $l_{pfi} =$

Width: $b_{pfi} =$

Thickness: $t_{pfi} =$

Material:

Distance from external edge bar flange: $d_{pfi} =$

Apply OK Cancel

Define a Beam-to-Beam Splice connection - EN 1993-1-8:2005/AC:2009

File Help

Connection
General settings
Web plates
Flange plates
Web bolts
Flange plates bolts

Left side

Diameter: M10

Bolt grade: 5.6

Shear portion: Unthreaded

Connection category: A

Slip factor: $\mu = 0.50$

Factor: $k_s = 1.00$

☒ Center

Number of rows: $r = 5$

Number of columns: $c = 2$

Distance: $e_1 = 25 \text{ mm}$

Vertical spacing: $p_1 = 35 \text{ mm}$

Distance: $e_2 = 20 \text{ mm}$

Horizontal spacing: $p_2 = 35 \text{ mm}$

Right side

Diameter: M10

Bolt grade: 5.6

Shear portion: Unthreaded

Connection category: A

Slip factor: $\mu = 0.50$

Factor: $k_s = 1.00$

☒ Center

Number of rows: $r = 5$

Number of columns: $c = 2$

Distance: $e_1 = 25 \text{ mm}$

Vertical spacing: $p_1 = 35 \text{ mm}$

Distance: $e_2 = 20 \text{ mm}$

Horizontal spacing: $p_2 = 35 \text{ mm}$

Apply OK Cancel

Define a Beam-to-Beam Splice connection - EN 1993-1-8:2005/AC:2009

File Help

Connection
General settings
Web plates
Flange plates
Web bolts
Flange plates bolts

Right side

Diameter: M10

Bolt grade: 5.6

Shear portion: Unthreaded

Connection category: A

Slip factor: $\mu = 0.50$

Factor: $k_s = 1.00$

Number of rows: $r = 6$

Number of columns: $c = 1$

Distance: $e_1 = 25 \text{ mm}$

Vertical spacing: $p_1 = 35 \text{ mm}$

Distance: $e_2 = 56 \text{ mm}$

Horizontal spacing: $p_2 =$

Right side

Diameter: M10

Bolt grade: 5.6

Shear portion: Unthreaded

Connection category: A

Slip factor: $\mu = 0.50$

Factor: $k_s = 1.00$

Number of rows: $r = 6$

Number of columns: $c = 1$

Distance: $e_1 = 25 \text{ mm}$

Vertical spacing: $p_1 = 35 \text{ mm}$

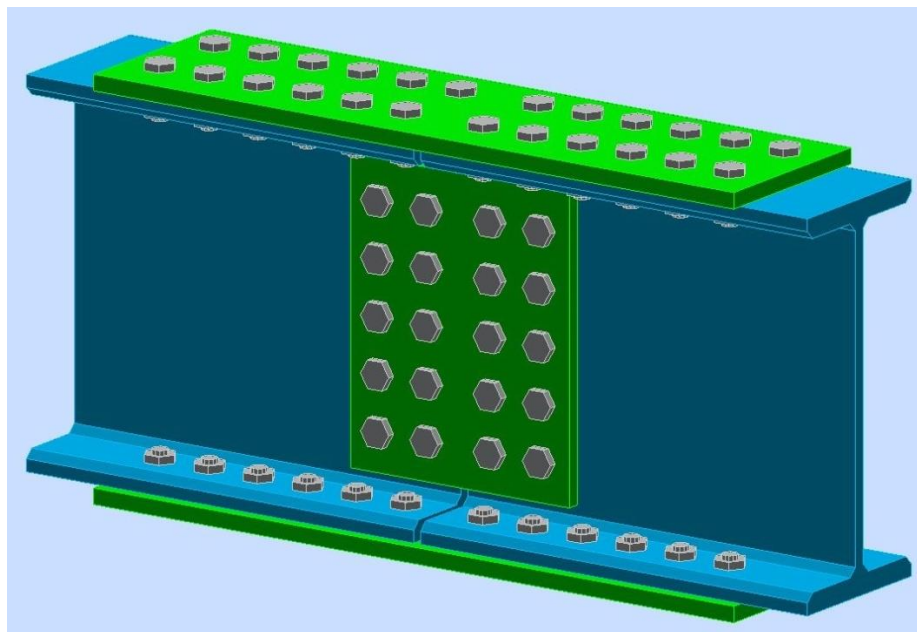
Distance: $e_2 = 56 \text{ mm}$

Horizontal spacing: $p_2 =$

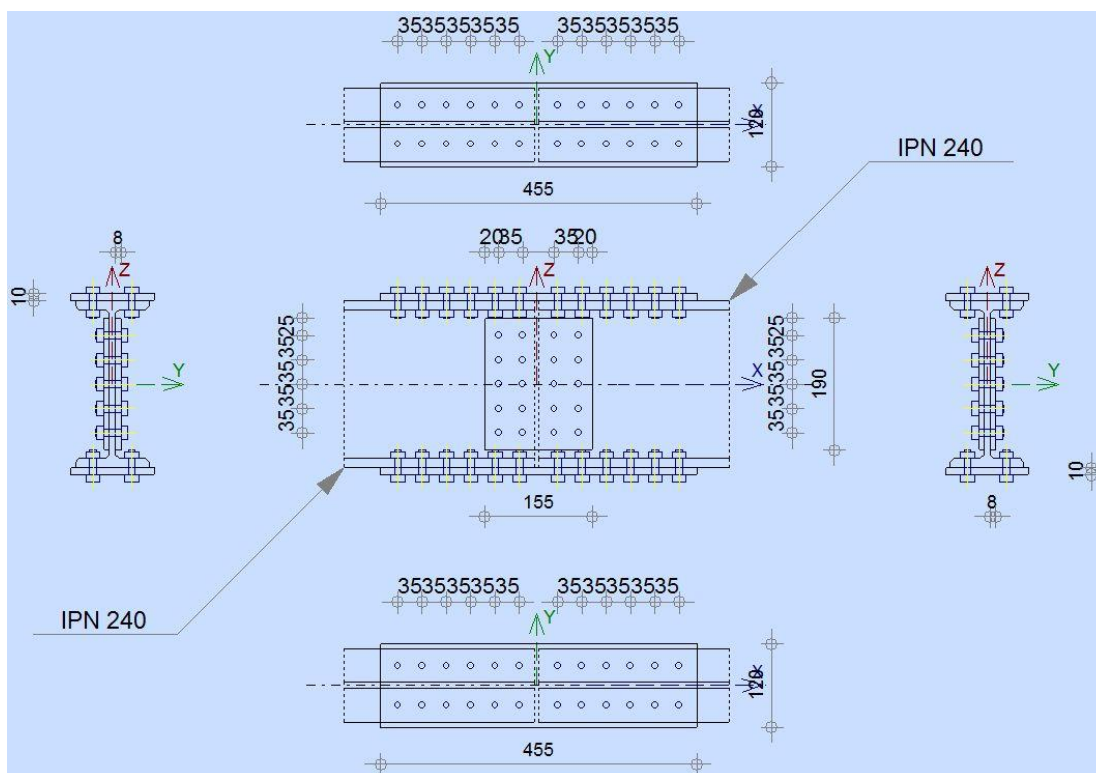
Apply OK Cancel

Слика 8.17: Опције за дефинисање подвеза на ножицама и дефинисање распореда завртњева

Након дефинисаних свих параметара везе, могуће је видети њен 3D приказ који је дат на слици 8.18. Кликом на иконицу **“connection calculations”**, Robot сАм прорачунава да ли конструисана веза задовољава све услове по претходно дефинисаним стандардима (у овом случају, по Еврокодovima); шема везе дата је на слици 8.19, а резултати прорачуна везе дати су на сликама 8.20-8.38.



Слика 8.18: 3D приказ прорачунате везе



Слика 8.19: Шема прорачунате везе



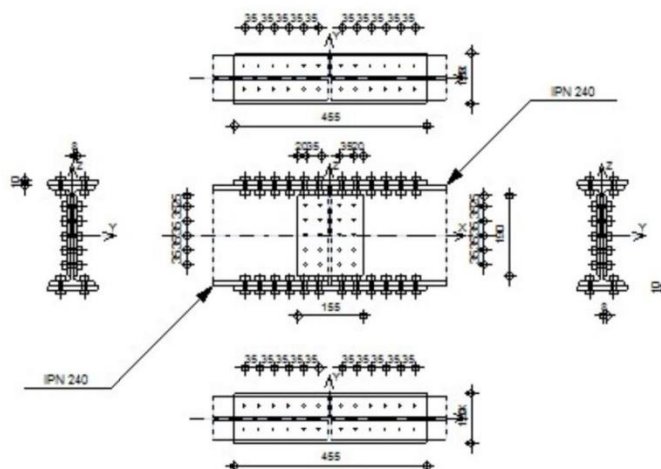
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015

Calculation of the beam-to-beam splice connection

EN 1993-1-8:2005/AC:2009



Ratio
0.86



GENERAL

Connection no.: 1
 Connection name: Beam Splice

RIGHT BEAM

Section: IPN 240

$h_{b1} = 240$ [mm] Height of beam section
 $b_{fb1} = 106$ [mm] Width of beam section
 $t_{wb1} = 9$ [mm] Thickness of the web of beam section
 $t_{fb1} = 13$ [mm] Thickness of the flange of beam section
 $r_{b1} = 9$ [mm] Radius of beam section fillet
 $A_{b1} = 46.10$ [cm²] Cross-sectional area of a beam
 $I_{yb1} = 4237.45$ [cm⁴] Moment of inertia of the beam section
 Material: S 235
 $f_{yb1} = 235.00$ [MPa] Resistance
 $f_{ub1} = 360.00$ [MPa]

LEFT BEAM

Слика 2.20: Резултати прорачуна везе (1)

Section: IPN 240

$h_{b2} = 240$ [mm] Height of beam section
 $b_{fb2} = 106$ [mm] Width of beam section
 $t_{wb2} = 9$ [mm] Thickness of the web of beam section
 $t_{fb2} = 13$ [mm] Thickness of the flange of beam section
 $r_{b2} = 9$ [mm] Radius of beam section fillet
 $A_{b2} = 46.10$ [cm²] Cross-sectional area of a beam
 $I_{yb2} = 4237.45$ [cm⁴] Moment of inertia of the beam section
Material: S 235
 $f_{yb2} = 235.00$ [MPa] Resistance
 $f_{ub2} = 360.00$ [MPa]

SPLICE PLATE

Type: bilateral

$l_{pw} = 155$ [mm] Plate length
 $h_{pw} = 190$ [mm] Plate height
 $t_{pw} = 8$ [mm] Plate thickness
Material: S 235
 $f_{ypw} = 235.00$ [MPa] Design resistance
 $f_{upw} = 360.00$ [MPa] Tensile resistance

UPPER EXTERNAL PLATE

$l_{pe} = 455$ [mm] Plate length
 $h_{pe} = 120$ [mm] Plate height
 $t_{pe} = 10$ [mm] Plate thickness
Material: S 235
 $f_{ype} = 235.00$ [MPa] Design resistance
 $f_{upe} = 360.00$ [MPa] Tensile resistance

LOWER EXTERNAL PLATE

$l_{pe} = 455$ [mm] Plate length
 $h_{pe} = 120$ [mm] Plate height
 $t_{pe} = 10$ [mm] Plate thickness
Material: S 235
 $f_{ype} = 235.00$ [MPa] Design resistance
 $f_{upe} = 360.00$ [MPa] Tensile resistance

RIGHT SIDE

Слика 2.21: Резултати прорачуна везе (2)

BOLTS CONNECTING A SPLICE PLATE WITH THE BEAM WEB

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

Connection category A

Class =	5.6	Bolt class
d =	10 [mm]	Bolt diameter
d ₀ =	11 [mm]	Bolt opening diameter
A _s =	0.58 [cm ²]	Effective section area of a bolt
A _v =	0.79 [cm ²]	Area of bolt section
f _{yb} =	300.00 [MPa]	Yield strength of bolt
f _{ub} =	500.00 [MPa]	Bolt tensile resistance
n _h =	2	Number of bolt columns
n _v =	5	Number of bolt rows
e ₁ =	25 [mm]	Level of first bolt
p ₂ =	35 [mm]	Horizontal spacing
p ₁ =	35 [mm]	Vertical spacing

BOLTS CONNECTING A FLANGE PLATE WITH THE BEAM TOP FLANGE

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

Connection category A

Class =	5.6	Bolt class
d =	10 [mm]	Bolt diameter
d ₀ =	11 [mm]	Bolt opening diameter
A _s =	0.58 [cm ²]	Effective section area of a bolt
A _v =	0.79 [cm ²]	Area of bolt section
f _{yb} =	300.00 [MPa]	Yield strength of bolt
f _{ub} =	500.00 [MPa]	Bolt tensile resistance
n _h =	1	Number of bolt columns
n _v =	6	Number of bolt rows
e ₁ =	25 [mm]	Level of first bolt
p ₁ =	35 [mm]	Vertical spacing

BOLTS CONNECTING A FLANGE PLATE WITH THE BEAM BOTTOM FLANGE

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

Connection category A

Class =	5.6	Bolt class
d =	10 [mm]	Bolt diameter
d ₀ =	11 [mm]	Bolt opening diameter
A _s =	0.58 [cm ²]	Effective section area of a bolt
A _v =	0.79 [cm ²]	Area of bolt section
f _{yb} =	300.00 [MPa]	Yield strength of bolt
f _{ub} =	500.00 [MPa]	Bolt tensile resistance
n _h =	1	Number of bolt columns
n _v =	6	Number of bolt rows
e ₁ =	25 [mm]	Level of first bolt
p ₁ =	35 [mm]	Vertical spacing

LEFT SIDE

BOLTS CONNECTING A SPLICE PLATE WITH THE BEAM WEB

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

Connection category A

Class =	5.6	Bolt class
d =	10 [mm]	Bolt diameter
d ₀ =	11 [mm]	Bolt opening diameter
A _s =	0.58 [cm ²]	Effective section area of a bolt
A _v =	0.79 [cm ²]	Area of bolt section
f _{yb} =	300.00 [MPa]	Yield strength of bolt
f _{ub} =	500.00 [MPa]	Bolt tensile resistance
n _h =	2	Number of bolt columns
n _v =	5	Number of bolt rows
e ₁ =	25 [mm]	Level of first bolt
p ₂ =	35 [mm]	Horizontal spacing
p ₁ =	35 [mm]	Vertical spacing

BOLTS CONNECTING A FLANGE PLATE WITH THE BEAM TOP FLANGE

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

Connection category A

Слика 2.23: Резултати прорачуна везе (4)

Class =	5.6	Bolt class
d =	10 [mm]	Bolt diameter
d ₀ =	11 [mm]	Bolt opening diameter
A _s =	0.58 [cm ²]	Effective section area of a bolt
A _v =	0.79 [cm ²]	Area of bolt section
f _{yb} =	300.00 [MPa]	Yield strength of bolt
f _{ub} =	500.00 [MPa]	Bolt tensile resistance
n _h =	1	Number of bolt columns
n _v =	6	Number of bolt rows
e ₁ =	25 [mm]	Level of first bolt
p ₁ =	35 [mm]	Vertical spacing

BOLTS CONNECTING A FLANGE PLATE WITH THE BEAM BOTTOM FLANGE

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

Connection category A

Class =	5.6	Bolt class
d =	10 [mm]	Bolt diameter
d ₀ =	11 [mm]	Bolt opening diameter
A _s =	0.58 [cm ²]	Effective section area of a bolt
A _v =	0.79 [cm ²]	Area of bolt section
f _{yb} =	300.00 [MPa]	Yield strength of bolt
f _{ub} =	500.00 [MPa]	Bolt tensile resistance
n _h =	1	Number of bolt columns
n _v =	6	Number of bolt rows
e ₁ =	25 [mm]	Level of first bolt
p ₁ =	35 [mm]	Vertical spacing

MATERIAL FACTORS

γ _{M0} =	1.00	Partial safety factor	[2.2]
γ _{M2} =	1.25	Partial safety factor	[2.2]

LOADS

Case: 1: LL1

ULTIMATE LIMIT STATE

Слика 2.24: Резултати прорачуна везе (5)

$N_{Ed1} = 0.00$ [kN] Axial force
 $V_{z,Ed1} = 89.22$ [kN] Shear force
 $M_{y,Ed1} = 38.28$ [kN*m] Bending moment
 $N_{Ed2} = 0.00$ [kN] Axial force
 $V_{z,Ed2} = -89.22$ [kN] Shear force
 $M_{y,Ed2} = 38.28$ [kN*m] Bending moment

RESULTS

RIGHT SIDE

Axial force

Plate	A_i [cm ²]	EQUIVALENT FORCES N_i [kN]	EQUIVALENT FORCES $N_i(M_{y,Ed})$ [kN]	Resultant force $N_{Ed,i}$ [kN]
	$A_{pw} = 15.20$	0.00	-	$N_{Ed,pw} = 0.00$
	$A_{pfue} = 12.00$	0.00	128.24	$N_{Ed,pfue} = 128.24$
	$A_{pfle} = 12.00$	0.00	-128.24	$N_{Ed,pfle} = -128.24$

$$N_i = (N_{Ed} * A_i) / (2 * A_{wp} + A_{pfue} + A_{pfle})$$

$$N_{Ed,i} = N_i + N_i(M_{y,Ed})$$

Shear force Z

Plate	A_i [cm ²]	$V_{zEd,i}$ [kN]
	$A_{z,pw} = 15.20$	$V_{z,Ed,pw} = 24.93$
	$A_{z,pfue} = 12.00$	$V_{z,Ed,pfue} = 19.68$
	$A_{z,pfle} = 12.00$	$V_{z,Ed,pfle} = 19.68$

Bending moment Y

Plate	$I_{y,i}$ [cm ⁴]	EQUIVALENT FORCES $M_{y,i}$ [kN*m]	Resultant force $M_{y,Ed,i}$ [kN*m]
	$I_{y,pw} = 457.27$	3.75	$M_{y,Ed,pw} = 3.75$
	$I_{y,pfue} = 1876.00$	15.39	-
	$I_{y,pfle} = 1876.00$	15.39	-

$$M_{y,i} = (M_{y,Ed} * I_{y,i}) / (2 * I_{pw} + I_{pfue} + I_{pfle})$$

BOLTS CONNECTING A SPLICE PLATE WITH THE BEAM WEB

BOLT CAPACITIES

$$F_{v,Rd} = 37.70 \text{ [kN]} \quad \text{Shear resistance of the shank of a single bolt} \quad F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

Bolt bearing on the beam

Direction x

$$k_{1x} = 2.50 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bx} = 0.61 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0.61 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd1x} = 37.96 \text{ [kN]} \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2.50 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bz} = 0.81 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0.81 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd1z} = 50.78 \text{ [kN]} \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Bolt bearing on the plate

Direction x

$$k_{1x} = 2.50 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bx} = 0.61 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0.61 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd2x} = 69.82 \text{ [kN]} \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2.50 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bz} = 0.76 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0.76 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd2z} = 87.27 \text{ [kN]} \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$$

ULTIMATE LIMIT STATE**Bolt shear****Слика 2.26: Резултати прорачуна везе (7)**

$e_0 = 40$ [mm]	Shear force eccentricity relative to the center of gravity of a bolt group	$e_0 = e_{2b} + 0$
$M_y = 11.07$ [kN*m]	Real bending moment	$M_y = M_{y, Ec}$
$F_{z, V_z} = 8.92$ [kN]	Component force in a bolt due to influence of the shear force V_z on the z direction	F_z
$F_{x, M_y} = 28.12$ [kN]	Component force in a bolt due to influence of the moment M_y on the x direction	$F_{x, M_y} =$
$F_{z, M_y} = 7.03$ [kN]	Component force in a bolt due to influence of the moment M_y on the z direction	$F_{z, M_y} =$
$F_{x, Ed} = 28.12$ [kN]	Design total force in a bolt on the direction x	
$F_{z, Ed} = 15.95$ [kN]	Design total force in a bolt on the direction z	$F_{z, l}$
$F_{Ed} = 32.32$ [kN]	Resultant shear force in a bolt	$F_{Ed} = \sqrt{}$
$F_{Rd, x} = 37.96$ [kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction x	$F_{Rdx} = \min(f$
$F_{Rd, z} = 50.78$ [kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction z	$F_{Rdz} = \min(f$
$ F_{x, Ed} \leq F_{Rd, x}$	$ 28.12 < 37.96$	verified (0.74)
$ F_{z, Ed} \leq F_{Rd, z}$	$ 15.95 < 50.78$	verified (0.31)
$F_{Ed} \leq F_{v, Rd}$	$32.32 < 37.70$	verified (0.86)

BOLTS CONNECTING A FLANGE PLATE WITH THE BEAM TOP FLANGE

BOLT CAPACITIES

$F_{v, Rd} = 18.85$ [kN] Shear resistance of the shank of a single bolt $F_{v, Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_V \cdot m / \gamma_{M2}$

Bolt bearing on the beam flange

Direction x

$k_{1x} = 2.50$ Coefficient for calculation of $F_{b, Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2.50 > 0.00$ verified

$\alpha_{bx} = 0.76$ Coefficient for calculation of $F_{b, Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0.76 > 0.00$ verified

$F_{b, Rd1x} = 71.45$ [kN] Bearing resistance of a single bolt $F_{b, Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction y

$k_{1y} = 2.50$ Coefficient for calculation of $F_{b, Rd}$ $k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1y} > 0.0$ $2.50 > 0.00$ verified

$\alpha_{by} = 0.76$ Coefficient for calculation of $F_{b, Rd}$ $\alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{by} > 0.0$ $0.76 > 0.00$ verified

$F_{b, Rd1y} = 71.45$ [kN] Bearing resistance of a single bolt $F_{b, Rd1y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

Bolt bearing on the plate

Direction x

$k_{1x} = 2.50$ Coefficient for calculation of $F_{b, Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2.50 > 0.00$ verified

Слика 2.27: Резултати прорачуна везе (8)

$$\alpha_{bx} = 0.76 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0.76 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd2x} = 54.55 \quad [\text{kN}] \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / M2$$

Direction y

$$k_{1y} = 2.50 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1y} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1y} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{by} = 0.97 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{by} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{by} > 0.0 \quad 0.97 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd2y} = 69.82 \quad [\text{kN}] \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rd2y} = k_{1y} * \alpha_{by} * f_u * d * \sum t_i / M2$$

ULTIMATE LIMIT STATE**Bolt shear**

$$F_{Ed} = 10.69 \quad [\text{kN}] \quad \text{Shear force in a bolt} \quad F_{Ed} = N_{Ed, pfue} / n_b$$

$$\beta_{Lf} = 0.99 \quad \text{Reduction factor for long connections} \quad \beta_{Lf} = \max(0.75, \min(1; 1 - (L - 15*d)/(200*d)))$$

$$F_{Rd} = 18.85 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effective design capacity of a bolt} \quad F_{Rd} = \min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd1}; F_{b,Rd2})$$

$$|F_{Ed}| \leq \beta_{Lf} * F_{Rd} \quad |10.69| < 18.61 \quad \text{verified} \quad (0.57)$$

BOLTS CONNECTING A FLANGE PLATE WITH THE BEAM BOTTOM FLANGE**BOLT CAPACITIES**

$$F_{v,Rd} = 18.85 \quad [\text{kN}] \quad \text{Shear resistance of the shank of a single bolt} \quad F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / M2$$

Bolt bearing on the beam flange

Direction x

$$k_{1x} = 2.50 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bx} = 0.76 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0.76 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd1x} = 71.45 \quad [\text{kN}] \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / M2$$

Direction y

$$k_{1y} = 2.50 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1y} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1y} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{by} = 0.76 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{by} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{by} > 0.0 \quad 0.76 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd1y} = 71.45 \quad [\text{kN}] \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rd1y} = k_{1y} * \alpha_{by} * f_u * d * \sum t_i / M2$$

Bolt bearing on the plate

Direction x

Слика 2.28: Резултати прорачуна везе (9)

$k_{1x} =$	2.50	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	2.50 > 0.00		verified
$\alpha_{bx} =$	0.76	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	0.76 > 0.00		verified
$F_{b,Rd2x} =$	54.55 [kN]	Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t / \gamma_{M2}$
Direction y			
$k_{1y} =$	2.50	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1y} > 0.0$	2.50 > 0.00		verified
$\alpha_{by} =$	0.97	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$\alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{by} > 0.0$	0.97 > 0.00		verified
$F_{b,Rd2y} =$	69.82 [kN]	Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd2y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t / \gamma_{M2}$

ULTIMATE LIMIT STATE

Bolt shear

$F_{Ed} =$	-10.69 [kN]	Shear force in a bolt	$F_{Ed} = N_{Ed, pfl e} / n_b$
$\beta_{Lf} =$	0.99	Reduction factor for long connections	$\beta_{Lf} = \max(0.75, \min(1; 1 - (L - 15 \cdot d)/(200 \cdot d)))$
$F_{Rd} =$	18.85 [kN]	Effective design capacity of a bolt	$F_{Rd} = \min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd1}; F_{b,Rd2})$
$ F_{Ed} \leq \beta_{Lf} \cdot F_{Rd}$	$ -10.69 < 18.61$		verified (0.57)

VERIFICATION OF THE SECTION DUE TO BLOCK TEARING - [3.10]

BEAM

Nr	Model	A_{nv} [cm ²]	A_{nt} [cm ²]	V_0 [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Status
1		12.22	3.35	89.22 (*1)	214.08 (*)	0.42	verified
2		18.27	2.55	128.24 (*2)	569.46 (***)	0.23	verified

(*1) $V_0 = V_{zEd1}$

(*2) $V_0 = N_{fuEd}$

(*) $V_{eff,Rd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

(***) $V_{eff,Rd} = 2 \cdot [0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}]$

SPLICE PLATE

Nr	Model	A_{nv} [cm ²]	A_{nt} [cm ²]	V_0 [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Status
1		9.24	3.08	44.61 (*1)	169.72 (*)	0.26	verified

$$(*) V_0 = V_{zEd1}$$

$$(*) V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$$

UPPER EXTERNAL PLATE

Nr	Model	A_{nv} [cm ²]	A_{nt} [cm ²]	V_0 [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Status
1		13.95	7.15	128.24 (*)	292.23 (*)	0.44	verified
2		27.90	4.50	128.24 (*)	508.14 (**)	0.25	verified

$$(*) V_0 = N_{fueEd}$$

$$(*) V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$(**) V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$$

VERIFICATION OF SECTIONS WEAKENED BY OPENINGS - [5.4]**BEAM**

$$A_t = 23.51 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Area of tension zone of the gross section}$$

$$A_{t,net} = 18.72 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Net area of the section in tension}$$

$$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \leq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0}) \quad 0.72 < 0.82 \quad \text{verified}$$

$$W = 353.12 \text{ [cm}^3\text{]} \quad \text{Elastic section modulus}$$

$$W_{net} = 353.12 \text{ [cm}^3\text{]} \quad \text{Elastic section modulus}$$

$$M_{c,Rdnet} = 82.98 \text{ [kN*m]} \quad \text{Design resistance of the section for bending} \quad M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |38.28| < 82.98 \quad \text{verified} \quad (0.46)$$

$$A_v = 20.88 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Effective section area for shear} \quad A_v = h_p * t_p$$

$$A_{v,net} = 16.09 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Net area of a section effective for shear} \quad A_{v,net} = A_v - n_v * d_0 * t_p$$

$$A_{v,net} \geq (f_{yp} / f_{up}) * A_v \quad 16.09 > 13.63 \quad \text{verified}$$

$$V_{pl,Rd} = 283.29 \text{ [kN]} \quad \text{Design plastic resistance for shear} \quad V_{pl,Rd} = (A_v * f_{yp}) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$$

$$|V_0| \leq V_{pl,Rd} \quad |89.22| < 283.29 \quad \text{verified} \quad (0.31)$$

SPLICE PLATE

$$A_t = 7.60 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Area of tension zone of the gross section}$$

$$A_{t,net} = 5.84 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Net area of the section in tension}$$

$$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \leq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0}) \quad 0.69 < 0.82 \quad \text{verified}$$

$W = 48.13 \text{ [cm}^3\text{]}$ Elastic section modulus
 $W_{net} = 45.03 \text{ [cm}^3\text{]}$ Elastic section modulus
 $M_{c,Rdnet} = 10.58 \text{ [kN*m]}$ Design resistance of the section for bending
 $M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$
 $|M_0| \leq M_{c,Rdnet}$ $|0.01| < 10.58$ **verified** (0.52)

$A_v = 15.20 \text{ [cm}^2\text{]}$ Effective section area for shear
 $A_{v,net} = 10.80 \text{ [cm}^2\text{]}$ Net area of a section effective for shear
 $A_{v,net} \geq (f_{yp}/f_{up}) * A_v$ $10.80 > 9.92$ **verified**
 $A_v = h_p * t_p$
 $A_{v,net} = A_v - n_v * d_0 * t_p$

$V_{pl,Rd} = 206.23 \text{ [kN]}$ Design plastic resistance for shear
 $V_{pl,Rd} = (A_v * f_{yp}) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$
 $|V_0| \leq V_{pl,Rd}$ $|44.61| < 206.23$ **verified** (0.22)

UPPER EXTERNAL PLATE

$A = 12.00 \text{ [cm}^2\text{]}$ Area of tension zone of the gross section
 $A_{net} = 9.80 \text{ [cm}^2\text{]}$ Net cross-sectional area
 $N_{pl,Rd} = 282.00 \text{ [kN]}$ Design plastic resistance of the gross section
 $N_{u,Rd} = 254.02 \text{ [kN]}$ Design plastic resistance of the net section
 $F_{Ed} = 128.24 \text{ [kN]}$
 $|F_{Ed}| \leq N_{u,Rd}$ $|128.24| < 254.02$ **verified** (0.50)
 $|F_{Ed}| \leq N_{pl,Rd}$ $|128.24| < 282.00$ **verified** (0.45)
 $A = h_p * t_p$
 $A_{net} = A - n_v * d_0 * t_{pf}$
 $N_{pl,Rd} = A * f_y / \gamma_{M0}$
 $N_{u,Rd} = 0.9 * A_{net} * f_u / \gamma_{M2}$
 $F_{Ed} = N_{Ed,pfue}$

LOWER EXTERNAL PLATE

$A = 12.00 \text{ [cm}^2\text{]}$ Area of tension zone of the gross section
 $A_{net} = 9.80 \text{ [cm}^2\text{]}$ Net cross-sectional area
 $N_{pl,Rd} = 282.00 \text{ [kN]}$ Design plastic resistance of the gross section
 $N_{u,Rd} = 254.02 \text{ [kN]}$ Design plastic resistance of the net section
 $F_{Ed} = -128.24 \text{ [kN]}$
 $|F_{Ed}| \leq N_{u,Rd}$ $|128.24| < 254.02$ **verified** (0.50)
 $|F_{Ed}| \leq N_{pl,Rd}$ $|128.24| < 282.00$ **verified** (0.45)
 $A = h_p * t_p$
 $A_{net} = A - n_v * d_0 * t_{pf}$
 $N_{pl,Rd} = A * f_y / \gamma_{M0}$
 $N_{u,Rd} = 0.9 * A_{net} * f_u / \gamma_{M2}$
 $F_{Ed} = N_{Ed,pfli}$

LEFT SIDE

Axial force

Plate	$A_i \text{ [cm}^2\text{]}$	EQUIVALENT FORCES $N_i \text{ [kN]}$	EQUIVALENT FORCES $N_i(M_{y,Ed}) \text{ [kN]}$	Resultant force $N_{Ed,i} \text{ [kN]}$
	$A_{pw} = 15.20$	0.00	-	$N_{Ed,pw} = 0.00$
	$A_{pfue} = 12.00$	0.00	128.24	$N_{Ed,pfue} = 128.24$
	$A_{pfle} = 12.00$	0.00	-128.24	$N_{Ed,pfle} = -128.24$

$$N_i = (N_{Ed} * A_i) / (2 * A_{wp} + A_{pfue} + A_{pfle})$$

$$N_{Ed,i} = N_i + N_i(M_{y,Ed})$$

Shear force Z

Plate	A_i [cm ²]	$V_{z,Ed,i}$ [kN]
 $A_{z,pw} = 15.20$		$V_{z,Ed,pw} = -24.93$
 $A_{z,pfue} = 12.00$		$V_{z,Ed,pfue} = -19.68$
 $A_{z,pfle} = 12.00$		$V_{z,Ed,pfle} = -19.68$

Bending moment Y

Plate	$I_{y,i}$ [cm ⁴]	EQUIVALENT FORCES $M_{y,i}$ [kN*m]	Resultant force $M_{y,Ed,i}$ [kN*m]
 $I_{y,pw} = 457.27$		3.75	$M_{y,Ed,pw} = 3.75$
 $I_{y,pfue} = 1876.00$		15.39	-
 $I_{y,pfle} = 1876.00$		15.39	-

$$M_{y,i} = (M_{y,Ed} * I_{y,i}) / (2 * I_{pw} + I_{pfue} + I_{pfle})$$

BOLTS CONNECTING A SPLICE PLATE WITH THE BEAM WEB

BOLT CAPACITIES

$$F_{v,Rd} = 37.70 \text{ [kN]} \quad \text{Shear resistance of the shank of a single bolt} \quad F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_V * m / \gamma_{M2}$$

Bolt bearing on the beam

Direction x

$$k_{1x} = 2.50 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bx} = 0.61 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0.61 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd1x} = 37.96 \text{ [kN]} \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2.50 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$\alpha_{bz} = 0.81 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0.81 > 0.00 \quad \text{verified}$$

$$F_{b,Rd1z} = 50.78 \text{ [kN]} \quad \text{Bearing resistance of a single bolt} \quad F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Bolt bearing on the plate

Direction x

$$k_{1x} = 2.50 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

Слика 2.32: Резултати прорачуна везе (13)

$k_{1x} > 0.0$	2.50 > 0.00	verified
$\alpha_{bx} = 0.61$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	0.61 > 0.00	verified
$F_{b,Rd2x} = 69.82$ [kN]	Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / M_2$
Direction z		
$k_{1z} = 2.50$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 1.4*(p_2/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	2.50 > 0.00	verified
$\alpha_{bz} = 0.76$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	0.76 > 0.00	verified
$F_{b,Rd2z} = 87.27$ [kN]	Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * \sum t_i / M_2$

ULTIMATE LIMIT STATE

Bolt shear

$e_0 = 40$ [mm]	Shear force eccentricity relative to the center of gravity of a bolt group	$e_0 = e_{2b} + 0$
$M_y = 3.93$ [kN*m]	Real bending moment	$M_y = M_{y,Ed}$
$F_{z,V_z} = 8.92$ [kN]	Component force in a bolt due to influence of the shear force V_z on the z direction	F_z
$F_{x,M_y} = 9.99$ [kN]	Component force in a bolt due to influence of the moment M_y on the x direction	F_{x,M_y}
$F_{z,M_y} = 2.50$ [kN]	Component force in a bolt due to influence of the moment M_y on the z direction	F_{z,M_y}
$F_{x,Ed} = 9.99$ [kN]	Design total force in a bolt on the direction x	
$F_{z,Ed} = 11.42$ [kN]	Design total force in a bolt on the direction z	$F_{z,I}$
$F_{Ed} = 15.17$ [kN]	Resultant shear force in a bolt	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rd,x} = 37.96$ [kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{t,Rd}, F_{s,Rd})$
$F_{Rd,z} = 50.78$ [kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{t,Rd}, F_{s,Rd})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rd,x}$	$ 9.99 < 37.96$	verified (0.26)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rd,z}$	$ 11.42 < 50.78$	verified (0.22)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$15.17 < 37.70$	verified (0.40)

BOLTS CONNECTING A FLANGE PLATE WITH THE BEAM TOP FLANGE

BOLT CAPACITIES

$F_{v,Rd} = 18.85$ [kN]	Shear resistance of the shank of a single bolt	$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / M_2$
-------------------------	--	---

Bolt bearing on the beam flange

Direction x		
$k_{1x} = 2.50$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	2.50 > 0.00	verified
$\alpha_{bx} = 0.76$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

Слика 2.33: Резултати прорачуна везе (14)

$\alpha_{bx} > 0.0$	$0.76 > 0.00$	verified
$F_{b,Rd1x} = 71.45$ [kN]	Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction y

$k_{1y} = 2.50$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
-----------------	---	--

$k_{1y} > 0.0$	$2.50 > 0.00$	verified
----------------	---------------	----------

$\alpha_{by} = 0.76$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$\alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
----------------------	---	--

$\alpha_{by} > 0.0$	$0.76 > 0.00$	verified
---------------------	---------------	----------

$F_{b,Rd1y} = 71.45$ [kN]	Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd1y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$
---------------------------	-------------------------------------	--

Bolt bearing on the plate

Direction x

$k_{1x} = 2.50$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
-----------------	---	---

$k_{1x} > 0.0$	$2.50 > 0.00$	verified
----------------	---------------	----------

$\alpha_{bx} = 0.76$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
----------------------	---	--

$\alpha_{bx} > 0.0$	$0.76 > 0.00$	verified
---------------------	---------------	----------

$F_{b,Rd2x} = 54.55$ [kN]	Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$
---------------------------	-------------------------------------	--

Direction y

$k_{1y} = 2.50$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
-----------------	---	--

$k_{1y} > 0.0$	$2.50 > 0.00$	verified
----------------	---------------	----------

$\alpha_{by} = 0.97$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$\alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
----------------------	---	--

$\alpha_{by} > 0.0$	$0.97 > 0.00$	verified
---------------------	---------------	----------

$F_{b,Rd2y} = 69.82$ [kN]	Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd2y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$
---------------------------	-------------------------------------	--

ULTIMATE LIMIT STATE**Bolt shear**

$F_{Ed} = 10.69$ [kN]	Shear force in a bolt	$F_{Ed} = N_{Ed, pfue} / n_b$
-----------------------	-----------------------	-------------------------------

$\beta_{Lf} = 0.99$	Reduction factor for long connections	$\beta_{Lf} = \max(0.75, \min(1; 1 - (L - 15 \cdot d)/(200 \cdot d)))$
---------------------	---------------------------------------	--

$F_{Rd} = 18.85$ [kN]	Effective design capacity of a bolt	$F_{Rd} = \min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd1}; F_{b,Rd2})$
-----------------------	-------------------------------------	---

$ F_{Ed} \leq \beta_{Lf} \cdot F_{Rd}$	$ 10.69 < 18.61$	verified (0.57)
---	-------------------	-----------------

BOLTS CONNECTING A FLANGE PLATE WITH THE BEAM BOTTOM FLANGE**BOLT CAPACITIES**

$F_{v,Rd} = 18.85$ [kN]	Shear resistance of the shank of a single bolt	$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
-------------------------	--	---

Bolt bearing on the beam flange

Direction x

$k_{1x} = 2.50$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
-----------------	---	---

$k_{1x} > 0.0$	2.50 > 0.00	verified
$\alpha_{bx} = 0.76$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	0.76 > 0.00	verified
$F_{b,Rd1x} = 71.45$ [kN]	Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / M_2$

Direction y

$k_{1y} = 2.50$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_{1y} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1y} > 0.0$	2.50 > 0.00	verified
$\alpha_{by} = 0.76$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$\alpha_{by} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{by} > 0.0$	0.76 > 0.00	verified
$F_{b,Rd1y} = 71.45$ [kN]	Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd1y} = k_{1y} * \alpha_{by} * f_u * d * \sum t_i / M_2$

Bolt bearing on the plate

Direction x

$k_{1x} = 2.50$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	2.50 > 0.00	verified
$\alpha_{bx} = 0.76$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	0.76 > 0.00	verified
$F_{b,Rd2x} = 54.55$ [kN]	Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / M_2$

Direction y

$k_{1y} = 2.50$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_{1y} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1y} > 0.0$	2.50 > 0.00	verified
$\alpha_{by} = 0.97$	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$\alpha_{by} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{by} > 0.0$	0.97 > 0.00	verified
$F_{b,Rd2y} = 69.82$ [kN]	Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd2y} = k_{1y} * \alpha_{by} * f_u * d * \sum t_i / M_2$

ULTIMATE LIMIT STATE**Bolt shear**

$F_{Ed} = -10.69$ [kN]	Shear force in a bolt	$F_{Ed} = N_{Ed, pflc} / n_b$
$\beta_{Lf} = 0.99$	Reduction factor for long connections	$\beta_{Lf} = \max(0.75, \min(1; 1-(L-15*d)/(200*d)))$
$F_{Rd} = 18.85$ [kN]	Effective design capacity of a bolt	$F_{Rd} = \min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd1}; F_{b,Rd2})$
$ F_{Ed} \leq \beta_{Lf} * F_{Rd}$	$ -10.69 < 18.61$	verified (0.57)

VERIFICATION OF THE SECTION DUE TO BLOCK TEARING - [3.10]**BEAM**

Nr	Model	A_{nv} [cm ²]	A_{nt} [cm ²]	V_0 [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Status
1		12.22	3.35	-89.22 (*1)	214.08 (*)	0.42	verified
2		18.27	2.55	128.24 (*2)	569.46 (***)	0.23	verified

$$(*1) V_0 = V_{zEd2}$$

$$(*2) V_0 = N_{fuEd}$$

$$(*) V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$(***) V_{effRd} = 2 \cdot [0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}]$$

SPLICE PLATE

Nr	Model	A_{nv} [cm ²]	A_{nt} [cm ²]	V_0 [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Status
1		9.24	3.08	-44.61 (*1)	169.72 (*)	0.26	verified

$$(*1) V_0 = V_{zEd2}$$

$$(*) V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

UPPER EXTERNAL PLATE

Nr	Model	A_{nv} [cm ²]	A_{nt} [cm ²]	V_0 [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Status
1		13.95	7.15	128.24 (*1)	292.23 (*)	0.44	verified
2		27.90	4.50	128.24 (*1)	508.14 (**)	0.25	verified

$$(*1) V_0 = N_{fuEd}$$

$$(*) V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$(**) V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

VERIFICATION OF SECTIONS WEAKENED BY OPENINGS - [5.4]**BEAM**

$$A_t = 23.51 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Area of tension zone of the gross section}$$

$$A_{t,net} = 18.72 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Net area of the section in tension}$$

$$0.9 \cdot (A_{t,net} / A_t) \leq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0.72 < 0.82 \quad \text{verified}$$

$$W = 353.12 \text{ [cm}^3\text{]} \quad \text{Elastic section modulus}$$

$$W_{net} = 353.12 \text{ [cm}^3\text{]} \quad \text{Elastic section modulus}$$

$$M_{c,Rdnet} = 82.98 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \quad \text{Design resistance of the section for bending}$$

$$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	$ 38.28 < 82.98$	verified	(0.46)
--------------------------	-------------------	----------	--------

$A_v = 20.88$ [cm ²]	Effective section area for shear	$A_v = h_p \cdot t_p$
----------------------------------	----------------------------------	-----------------------

$A_{v,net} = 16.09$ [cm ²]	Net area of a section effective for shear	$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0 \cdot t_p$
--	---	---

$A_{v,net} \geq (f_{yp}/f_{up}) \cdot A_v$	$16.09 > 13.63$	verified	
--	-----------------	----------	--

$V_{pl,Rd} = 283.29$ [kN]	Design plastic resistance for shear	$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_{yp}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$
---------------------------	-------------------------------------	---

$ V_0 \leq V_{pl,Rd}$	$ -89.22 < 283.29$	verified	(0.31)
------------------------	---------------------	----------	--------

SPLICE PLATE

$A_t = 7.60$ [cm ²]	Area of tension zone of the gross section	
---------------------------------	---	--

$A_{t,net} = 5.84$ [cm ²]	Net area of the section in tension	
---------------------------------------	------------------------------------	--

$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \leq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$	$0.69 < 0.82$	verified	
--	---------------	----------	--

$W = 48.13$ [cm ³]	Elastic section modulus	
--------------------------------	-------------------------	--

$W_{net} = 45.03$ [cm ³]	Elastic section modulus	
--------------------------------------	-------------------------	--

$M_{c,Rdnet} = 10.58$ [kN*m]	Design resistance of the section for bending	$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$
------------------------------	--	--

$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	$ 0.00 < 10.58$	verified	(0.19)
--------------------------	------------------	----------	--------

$A_v = 15.20$ [cm ²]	Effective section area for shear	$A_v = h_p \cdot t_p$
----------------------------------	----------------------------------	-----------------------

$A_{v,net} = 10.80$ [cm ²]	Net area of a section effective for shear	$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0 \cdot t_p$
--	---	---

$A_{v,net} \geq (f_{yp}/f_{up}) \cdot A_v$	$10.80 > 9.92$	verified	
--	----------------	----------	--

$V_{pl,Rd} = 206.23$ [kN]	Design plastic resistance for shear	$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_{yp}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$
---------------------------	-------------------------------------	---

$ V_0 \leq V_{pl,Rd}$	$ -44.61 < 206.23$	verified	(0.22)
------------------------	---------------------	----------	--------

UPPER EXTERNAL PLATE

$A = 12.00$ [cm ²]	Area of tension zone of the gross section	$A = h_p \cdot t_p$
--------------------------------	---	---------------------

$A_{net} = 9.80$ [cm ²]	Net cross-sectional area	$A_{net} = A - n_v \cdot d_0 \cdot t_{pf}$
-------------------------------------	--------------------------	--

$N_{pl,Rd} = 282.00$ [kN]	Design plastic resistance of the gross section	$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$
---------------------------	--	---

$N_{u,Rd} = 254.02$ [kN]	Design plastic resistance of the net section	$N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2}$
--------------------------	--	--

$F_{Ed} = 128.24$ [kN]		$F_{Ed} = N_{Ed,pfue}$
------------------------	--	------------------------

$ F_{Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ 128.24 < 254.02$	verified	(0.50)
--------------------------	---------------------	----------	--------

$ F_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ 128.24 < 282.00$	verified	(0.45)
---------------------------	---------------------	----------	--------

LOWER EXTERNAL PLATE**Слика 2.37: Резултати прорачуна везе (18)**

$A =$	12.00	[cm ²]	Area of tension zone of the gross section	$A = h_p \cdot t_p$
$A_{net} =$	9.80	[cm ²]	Net cross-sectional area	$A_{net} = A - n_v \cdot d_0 \cdot t_{pf}$
$N_{pl,Rd} =$	282.00	[kN]	Design plastic resistance of the gross section	$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$
$N_{u,Rd} =$	254.02	[kN]	Design plastic resistance of the net section	$N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2}$
$F_{Ed} =$	-128.24	[kN]		$F_{Ed} = N_{Ed,pl}$
$ F_{Ed} \leq N_{u,Rd}$			$ 128.24 < 254.02$	verified (0.50)
$ F_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$			$ 128.24 < 282.00$	verified (0.45)

Connection conforms to the code

Ratio 0.86

Слика 2.38: Резултати прорачуна везе (19)

9. ЗАКЉУЧАК

Као што се може и видети из приложених резултата које Robot сАм исписује након извршеног прорачуна везе, овако усвојена веза задовољава. Притом, као што је већ наглашено на крају седмог поглавља, аналитички прорачуната идентична веза (са идентичним свим параметрима) дала је негативне резултате. Разлог томе лежи управо у другачијем приступу прорачуну и у коришћењу уопштено различитих метода прорачуна и различитих стандарда.

Наиме, при аналитичкој анализи, рађен је прорачун који се заснива на теорији допуштених напона и користи стандарде базиране на њој. Такође, као што је напоменуто у уводу рада, теорија допуштених напона подразумева анализу конструкције чије је понашање ограничено на еластичан домен.

Са друге стране, прорачун у Robot-у је рађен по савременим Еврокод стандардима који су засновани на теорији граничних стања која, за разлику од теорије допуштених напона, у обзир узима и пост-еластичне (одн. пластичне) резерве челика, које он свакако, као изразито еласто-пластичан материјал, поседује.

Коришћење различитих софтвера (попут Robota) при анализи неке конструкције изискује далеко мање времена од аналитичког прорачуна те исте конструкције, па самим тим и позитивно утиче на ефикасност и, уопштено, економичност производње, што је, имајући у виду велику конкурентност на тржишту, свакако и један од њених главних циљева. Међутим, како јој то и није примарни задатак, примена софтвера и поред многобројних предности у односу на аналитички прорачун, ретко ставља акценат на проблематику самог принципа прорачуна и функционисање одређеног стандарда у глобалу. Управо због тога, познавање и разумевање аналитичког прорачуна (при коришћењу било које теорије и било којих стандарда) свакако има огроман значај за инжењерску праксу.

ЛИТЕРАТУРА

- [1] Д. Буђевац, З. Марковић, Д. Богавац, Д. Тошић: Металне конструкције – основе прорачуна и конструисања, Грађевински факултет Универзитета у Београду, Београд 1999.
- [2] З. Марковић: Гранична стања челичних конструкција према Еврокоду, Грађевински факултет Универзитета у Београду, Београд 2014.
- [3] Р. Николић, В. Марјановић: Металне конструкције – приручник за прорачуне, Машински факултет Универзитета у Крагујевцу, Крагујевац 1998.
- [4] Р. Николић, Ј. Вељковић, В. Марјановић: Металне конструкције – збирка решених задатака, Факултет инжењерских наука Универзитета у Крагујевцу, Крагујевац 2013.
- [5] Tabliceprofil_EС.pdf (2019); преузето са интернет странице: http://vtsnis.edu.rs/wp-content/plugins/vts-predmeti/uploads/Tabliceprofil_EС.pdf, приступљено: 25.10.2019.