



**KAUNO TECHNOLOGIJOS UNIVERSITETAS
STATYBOS IR ARCHITEKTŪROS FAKULTETAS**

Kostas Kauneckis

**ĮRAŽŲ PERSISKIRSTYMAS DAUGIAAUKŠČIUOSE
PASTATUOSE ĮVERTINANT STANDUMO BRANDUOLIO ĮTAKĄ**

Baigiamasis magistro projektas

Vadovas

lekt. dr. Nerijus Adamukaitis

KAUNAS, 2018

**KAUNO TECHNOLOGIJOS UNIVERSITETAS
STATYBOS IR ARCHITEKTŪROS FAKULTETAS**

**ĮRAŽŲ PERSISKIRSTYMAS DAUGIAAUKŠČIUOSE
PASTATUOSE ĮVERTINANT STANDUMO BRANDUOLIO ĮTAKĄ**

Baigiamasis magistro projektas
Statybinių konstrukcijų ir gaminių inžinerija (621H2000)

Vadovas

lekt. dr. Nerijus Adamukaitis

Recenzentas

lekt. dr. Nerijus Meslinas

Projektą atliko

Kostas Kauneckis

KAUNAS, 2018



KAUNO TECHNOLOGIJOS UNIVERSITETAS

Statybos ir architektūros fakultetas

(Fakultetas)

Kostas Kauneckis

(Studento vardas, pavardė)

Statybinių konstrukcijų ir gaminių inžinerija (621H2000)

(Studijų programos pavadinimas, kodas)

„Įrašų persiskirstymas daugiaaukščiuose pastatuose įvertinant standumo branduolio įtaką“

AKADEMINIO SAŽNINGUMO DEKLARACIJA

20 18 m. sausio 04 d.
Kaunas

Patvirtinu, kad mano, **Kosto Kauneckio**, baigiamasis projektas tema „Įrašų persiskirstymas daugiaaukščiuose pastatuose įvertinant standumo branduolio įtaką“ yra parašytas visiškai savarankiškai ir visi pateikti duomenys ar tyrimų rezultatai yra teisingi ir gauti sąžiningai. Šiame darbe nei viena dalis nėra plagijuota nuo jokių spausdintinių ar internetinių šaltinių, visos kitų šaltinių tiesioginės ir netiesioginės citatos nurodytos literatūros nuorodose. Įstatymų nenumatytų piniginių sumų už šį darbą niekam nesu mokėjęs.

Aš suprantu, kad išaiškėjus nesąžiningumo faktui, man bus taikomos nuobaudos, remiantis Kauno technologijos universitete galiojančia tvarka.

(vardą ir pavardę įrašyti ranka)

(parašas)

Kostas Kauneckis. Įrašų persiskirstymas daugiaaukščiuose pastatuose įvertinant standumo branduolio įtaką. Magistro baigiamasis projektas / vadovas lekt. dr. Nerijus Adamukaitis; Kauno technologijos universitetas, statybos ir architektūros fakultetas.

Mokslo kryptis ir sritis: Statybos inžinerija

Reikšminiai žodžiai: *apkrova, mazgas, konstrukcijos, įrašas, standumas.*

Kaunas, 2018. 57 p.

SANTRAUKA

Magistro baigiamajame darbe pateiktas tyrimas, kuris nagrinėja daugiaaukščių pastatų standumo branduolio įtaką, konstrukcijų įrašų persiskirstymui. Teorinėje darbo dalyje analizuojami du literatūros šaltiniai, kuriuose pateikta metalinių konstrukcijų bei jų jungčių projektavimo metodai. Pritaikant teorinės dalies medžiagą atliekamas daugiaaukščio pastato rėmo skaičiavimas. Palyginamos dvi skaičiuojamos schemas, iš kurių viena įvertina standaus branduolio įtaką. Skaičiavimai atliekami pagal dviejų norminių dokumentų nurodymus (STR ir EC3). Gauti rezultatai palyginami išvadose. Konstrukcinės jungties skaičiavimai atliekami kompiuterine programa. Gautų skaičiavimų ataskaita bei rezultatai pateikiami kaip darbo priedas.

Darbą sudaro trys pagrindiniai skyriai, išvados, literatūros sąrašas bei 1 priedas. Darbo apimtis – 57 psl., darbe pateiki 16 pav. ir 4 lentelės.

Kauneckis, Kostas. *Stress Distribution in Multi-story Buildings, with Estimated Core Stiffness*: Master's thesis in supervisor lect. dr. Nerijus Adamukaitis. The Faculty of civil engineering and architecture, Kaunas University of Technology.

Research area and field: civil engineering and design

Key words: *load, node, constructions, stress, stiffness*.

Kaunas, 2018. 57 p.

SUMMARY

At the Master's final work, was made the research, analyzed core stiffness influence for multi-story building constructions stress distribution. At the theoretical part, there was explored two literature sources. In every source where explained the main things of steel constructions and joints design. This information has been applied for the third part of the work. In the third part, compared two types of frames, to evaluate core influence. Calculations were made by two methods (STR and EC3). Results are given in conclusions. Joints of steel constructions were calculated using the software. These results are given at the attachment of work.

The thesis consist of three chapters, conclusions, a list of 6 literature sources and one attachment part. There are 57 pages, 16 figures and 4 tables in this paper.

Turinys

IVADAS.....	8
1. Literatūros apžvalga.....	9
1.1 Eurokodas 3. Plieninių konstrukcijų projektavimas.....	9
Mazgų klasifikavimas pagal standumą.	11
Klasifikavimas pagal stiprumą.	12
Kerpamosios jėgos	13
Lenkiamieji momentai.....	13
Atraminės plokštelės	14
Gniuždymo veikiamas lygiavertis tėjinis galinis elementas	15
1.2 Disertacija. K.Urbonas. 2006m, Vilnius	16
1. Tyrimų metodai	18
2.1 Empirinis metodas.....	19
2.2 Mechaninis (komponentų) metodas	19
2.3 Mazgų projektavimas programomis.....	19
3. Skaičiuojamosios daugiaaukščio pastato schemos sudarymas.....	20
3.1. Skaičiuojamosios schemos sudarymas.....	20
Bendrieji pastato duomenys.	21
Pastato lokacija ir klimatinės sąlygos.....	21
3.2 Apkrovos	21
Nuolatinės apkrovos. (DL1).....	21
Kintamos apkrovos. Naudojimo apkrova. (LL1)	23
Sniego apkrova. (SN1)	23
Vėjo apkrova	24
3.3 Vidinių įrašų nustatymas.....	27
3.4 Konstrukcinių elementų parinkimas.....	30
Perdangos sijos stiprumas pagal EC3.....	31
Perdangos sijos standumas pagal EC3.	31

Perdangos sijos stiprumas pagal STR.	32
Perdangos sijos standumas pagal STR.	33
Metalinės kolonos stiprumo skaičiavimai.	33
3.5 Vidinių įrašų persiskirstymas standžiame rėme be standžios šerdies.	35
3.6 Konstrukcinių elementų parinkimas standžiam rėmui.	39
Perdangos sijos stiprumas pagal EC3.....	39
Perdangos sijos standumas pagal EC3.	40
Metalinės kolonos stiprumo skaičiavimas pagal EC3.....	40
Metalinės kolonos klumpamoji galia pagal EC3.....	42
Išvados:.....	45
5. Literatūros sąrašas	46
6. Priedas Nr.1.....	47

ĮVADAS

Darbo aktualumas.

Šiuolaikinėje statybos pramonėje ieškoma naujų, alternatyvių statybos medžiagų galinčių pakeisti nuo seno naudojamas žaliavas. Tačiau dažniausiai naudojamos išlieka tradicinės medžiagos, tai betonas/gelžbetonis, medis bei plienas. Dėl savo fizikinių bei cheminių savybių, bei nesudėtingo apdirbimo, šios medžiagos išlieka lyderės statybų procesų vystyme. Kiekviena iš paminėtų medžiagų turi tam tikras savybės kurios yra joms būdingos, ir dėl kurių jos yra pritaikomos vienoje ar kitoje vietoje. Naudojant medžiagų kompleksinius darinius, galima išgauti sudėtinius struktūrinius elementus kurie savo stiprumu, mažesniais gabaritais ar vizualine estetika yra tinkamesni panaudojimui. Lygiai dėl tų pačių priežasčių yra nagrinėjami skirtingų arba tos pačios rūšies medžiagų elementų jungtys – mazgai. Atitinkamų mazgų parinkimas ir naudojimas apsprendžia konstrukcijos tipą, sumažina arba padidina jos gabaritus, užtikrina stabilumą ir pastovumą.

Projektuojant bet kokį pastatą, statinį ar jų konstrukcijas pirmiausiai sudaromos pastato skaičiuojamosios schemas, iš kurių parenkama geriausiai atitinkanti technologinius ir eksploatacinius reikalavimus. Tuomet sudaroma pastato racionaliausia konstrukcinė schema, kuri labiausiai atitinka visus konstrukcijoms keliamus reikalavimus.

Konstrukcijų skaičiavimo tikslas yra patikrinti pasirinktos pastato schemas konstrukcijų bei jų elementų tvirtumą, pastovumą. Apskaičiavus konstrukcijas galima spręsti apie pastato patikimumą, konstrukcijų tinkamumą bei jų ekonomiškumą. Tuo tikslu pirmiausiai parenkama pastato skaičiuojamoji schema, kurioje nurodomi atskiri konstrukcijų elementai, atsižvelgiant į šių elementų sujungimus bei įtvirtinimus. Tada pagal skaičiuojamąją schemą konstrukciniuose elementuose apskaičiuojamos veikiančios įrašos ir parenkami elementų skerspjūviai. Būtent sujungimai ir įtvirtinimai nulemia kur ir kokios vidinės elementų įrašos susidarys. Parenkant teisingus elementų jungčių modelius galime gauti mažesnes įrašas ir efektyviai parinkti elemento skerspjūvi bei jo tipą. Tai leistų sumažinti gamybos kaštus bei pastato ar statinio savikaina.

Rezultatų panaudojimo galimybės

Projektuojant tipinius pastatus (sandėlius, anгарus, logistikos bazes ir kitus) dažniausiai naudojami karkasiniai rėmai. Tai iš vertikalias apkrovas pamatui perduodančių elementų – kolonų ir pastato denginį (jei pastatas vieno aukšto) arba ir kitų aukštų apkrovas (kai pastatas daugiaaukštis) laikančių konstrukcijų sudarytas skersinis rėmas. Skersiniai rėmai išdėstomi vienas paskui kita atitinkamu atstumu ir tarpusavyje suvaržomi ryšiais, kurie užtikrina bendrą

pastato stabilumą. Tokiems pastatams neretai naudojami tipiniai elementai ir jų jungtys, kurie buvo paskaičiuoti ir suprojektuoti analogiškiems pastatams bei konstrukcijoms. Projektuojant plieninius rėmus dažniausiai priimama, kad mazgai jungiantys sijas su kolonomis yra absoliučiai standūs arba idealiai lankstūs. Absoliučiai standžių ir idealiai lanksčių mazgų panaudojimas labai supaprastina rėmų analizę ir projektavimą.

Darbo tikslas

Palyginti daugiaaukščio pastato konstrukcinių elementų vidinių įrašų persiskirstymą įvertinus standumo branduolio įtaką.

Darbo uždaviniai

- Sudaryti pasirinkto pastato skaičiuojamąją schemą, parinkti elementų bei juos jungiančių mazgų išdėstymą bei tipus.
- Nustatyti elementų vidines įrašas.
- Atlikti pagrindinių konstrukcijų stiprumo bei pastovumo skaičiavimus.
- Sudaryti alternatyvinę skaičiuojamąją schemą.
- Atsižvelgiant į įrašų persiskirstymą atlikti konstrukcinių elementų skaičiavimus.
- Palyginti gautų rezultatų duomenis.

Praktinė vertė

Atlikus eksperimentą gautus rezultatus, tyrimo metodika ir teorinę medžiagą bus galima taikyti analogiškų uždavinių sprendimui, realių pastatų konstrukcinių elementų jungčių projektavimui.

1. LITERATŪROSS APŽVALGA

Atliekant teorinės medžiagos bei su nagrinėjama tema susijusios literatūros šaltinių paiešką, paaiškėjo, jog lietuvių mokslininkų bei tyrėjų ši tema yra menkai išanalizuota, nes straipsnių, publikacijų ar kitų literatūros šaltinių lietuvių kalba yra tikrai nedaug.

1.1 Eurokodas 3. Plieninių konstrukcijų projektavimas

Vienas pagrindinių šaltinių, kuriuo remiamasi šiame darbe yra „Eurokodas 3. Plieninių konstrukcijų projektavimas. 1-8 dalis. Mazgų projektavimas“ [1]. Šios plieninių konstrukcijų projektavimo dalies įvade pateikiama jos taikymo sritis, norminės nuorodos, terminai, apibrėžtys bei simboliai. Šiai temai aktualus ir svarbus pagal EC3 yra mazgo apibrėžimas: „dviejų ar daugiau konstrukcinių elementų sujungimo vieta. Projektuojant - tai visų pagrindinių

komponentų sąranga, reikalinga jų elgsenai apibūdinti tarp prijungtųjų konstrukcinių elementų perduodant atitinkamas vidines jėgas ir momentus“ (EN1993-1-8:2005,p.11).

Nagrinėjame dokumente pateikiami mazgų projektavimo pagrindai. Apibrėžiamos prielaidos kurių laikomasi projektuojant mazgus. Nustatomi bendrieji reikalavimai, pateikiamos nuorodos į kitas šio dokumento dalis, kuriose nuosekliai aprašomi plieninių konstrukcijų jungčių skaičiavimo principai. Trečiame Euronormų dalies skyriuje kalbama apie varžtines kniedines ir kaištines jungtis. Kiekviena grupė išsamiai aprašoma, išskaidoma į atitinkamus pogrupius, pagal savybinius parametrus ar kategorijas. Taip pat pateikiami metodai kaip skaičiuoti atitinkamas varžtines ar kniedines jungtis.

Sekančiame nagrinėjamo šaltinio skyriuje aprašomos virintinės plieninių elementų jungtys. Dokumente reglamentuojamas kertinių virintinių siūlių, kertinių uždarojo kontūro virintinių siūlių, sudurtinių virintinių siūlių, kniedinių virintinių siūlių ir virintinių siūlių su platėjančia nuosklemba projektavimas. Sudurtinės virintinės siūlės gali būti visiškai įvirintos arba iš dalies įvirintos. Jėgų pasiskirstymas virintinėje jungtyje gali būti apskaičiuojamas darant prielaidą, kad tamprioji arba plastinė elgsena atitinka 2.4 arba 2.5 šio dokumento nuostatas. Priimtina daryti supaprastinto apkrovos pasiskirstymo virintinėse siūlėse prielaidą. Tikrinant virintinės siūlės laikomąją galią nereikia įtraukti liekamųjų įtempių ir su jėgos perdavimu nesusijusių įtempių. Tai konkrečiai taikoma su virintinės siūlės ašimi lygiagrečioms normaliniams įtempiams. Virintiniai mazgai turi būti suprojektuoti reikiamos deformavimosi gebos. Tačiau ji neturi priklausyti nuo virintinių siūlių tūsumo. Mazguose, kuriuose gali susiformuoti plastiniai lankstai, virintinės siūlės turi būti projektuojamos taip, kad turėtų bent ne mažesnę kaip silpniausiosios iš prijungtųjų dalių skaičiuotinę laikomąją galią. Kituose mazguose, kuriuose dėl per didelės deformacijos galimybės būtina mazgų sukimosi deformacijos geba, virintinės siūlės turi būti pakankamai stiprios, kad nenutrūktų, kol gretimas pagrindinis metalas pasiekia bendrąją takumo ribą.

Nagrinėjamo šaltinio penktajame skyriuje pateikta medžiaga aprašanti mazgų analizę, klasifikavimą bei modeliavimą. Visuminė mazgų analizė bei jos svarba pagrindžia temos aktualumą.

Pagal EN1993-1-8:2005:

„Į mazgų elgsenos įtaką įrašų pasiskirstymui konstrukcijoje ir visoms konstrukcijos deformacijoms paprastai turi būti atsižvelgiama, tačiau jeigu įtaka yra gana maža, jos galima nepaisyti.

Nustatant, ar reikia atsižvelgti į mazgų elgsenos įtaką, galima skirti tris supaprastintuosius mazgų modelius:

– paprastąjį, laikant, kad mazgas neperduoda lenkiamųjų momentų;

- vientisą, laikant, kad mazgo elgsena gali neturėti poveikio analizei;
- pusiau vientisą, kai į mazgo elgseną atliekant analizę turi būti atsižvelgiama. “ [2]

Atsižvelgiant į mazgo klasifikaciją ir pasirinktą analizės metodą, atitinkamai turi būti nustatytas mazgo modelio tipas. (žr.1.1 lent.). Atliekant analizę naudojama skaičiuotinė mazgo momento ir pasisukimo charakteristika gali būti supaprastinama pritaikant atitinkamą kreivę, įskaitant tiesinę aproksimaciją (pvz., dvišesę arba trišesę) su sąlyga, kad visa aproksimuota kreivė yra žemiau skaičiuotinės momento ir pasisukimo charakteristikos.

1.1 lentelė. Mazgo modelio tipo nustatymas.

Visuminės analizės metodas	Mazgo klasifikacija		
Pagal tamprųjų modelį	Tariamai lankstinis	Standusis	Pusiau standus
Pagal standųjų plastiškąjį modelį	Tariamai lankstinis	Viso stiprumo	Dalinio stiprumo
Pagal tamprųjų plastiškąjį modelį	Tariamai lankstinis	Standus ir viso stiprumo	Pusiau standus ir dalinio stiprumo, pusiau standus ir viso stiprumo. Standusis ir dalinio stiprumo
Mazgo modelio tipas	Paprastas	Vientisasis	Pusiau vientisasis

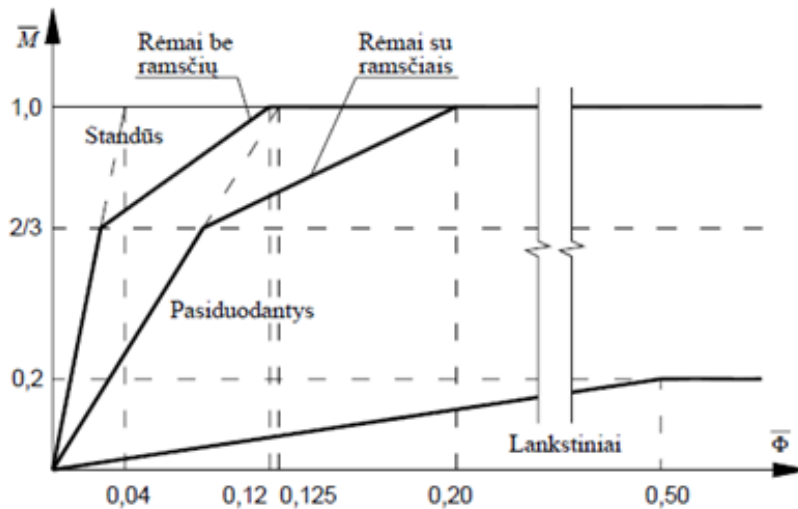
Mazgų klasifikavimas vykdomas pagal jų standį ir stiprį. Mazgas pagal savo sukamąjį standį gali būti klasifikuojamas kaip standusis, tariamai lankstinis arba pusiau standus lyginant jo pradinį sukamąjį standį $S_{j,ini}$ su Eurokodo3, 5.2.2.5 skyriuje pateikiamomis klasifikacijos ribomis. Taip pat mazgas gali būti klasifikuojamas pagal eksperimentų rezultatus, ankstesnių panašių atvejų tinkamų eksploatacinių savybių patirtį arba bandymų rezultatais grindžiamus skaičiavimus.

Mazgų klasifikavimas pagal standumą.

Plieninių konstrukcijų projektavimo normose EC-3 naudojama klasifikacijos sistema atsirado apibendrinant daugelio tyrėjų patirtį. EC-3 klasifikuoja mazgus, atsižvelgiant į visos konstrukcijos schemą. Pagal šią klasifikaciją mazgų pasisukamasis standumas išreiškiamas kaip sijos standumo dalis. Atsižvelgiant į standumą, mazgai yra standūs, pasiduodantys ir lankstiniai (žr.1.1 pav.).

1. Tariamai lankstinis mazgas turi galėti perduoti vidines jėgas nesukeldamas reikšmingų momentų, kurie galėtų paveikti elementus ar visą konstrukciją. Tariamai lankstinis mazgas turi galėti išlaikyti skaičiuotinių apkrovų sukeltą sukimąsi.
2. Standieji mazgai. Gali būti laikoma, kad standiesiems priskiriami mazgai turi pakankamą sukamąjį standumą, kad būtų galima taikyti visišku nekarpytumu pagrįstą analizę.

3. Pusiau standūs mazgai. Mazgas, kuris neatitinka standžiojo mazgo arba tariamai lankstinio mazgo kriterijų, turi būti klasifikuojamas kaip pusiau standus mazgas. Pusiau standūs mazgai turi galėti perduoti vidaus jėgas ir momentus.



1.1 pav. EC3 mazgų klasifikacijos sistema pagal pasisukamąjį standumą [1]

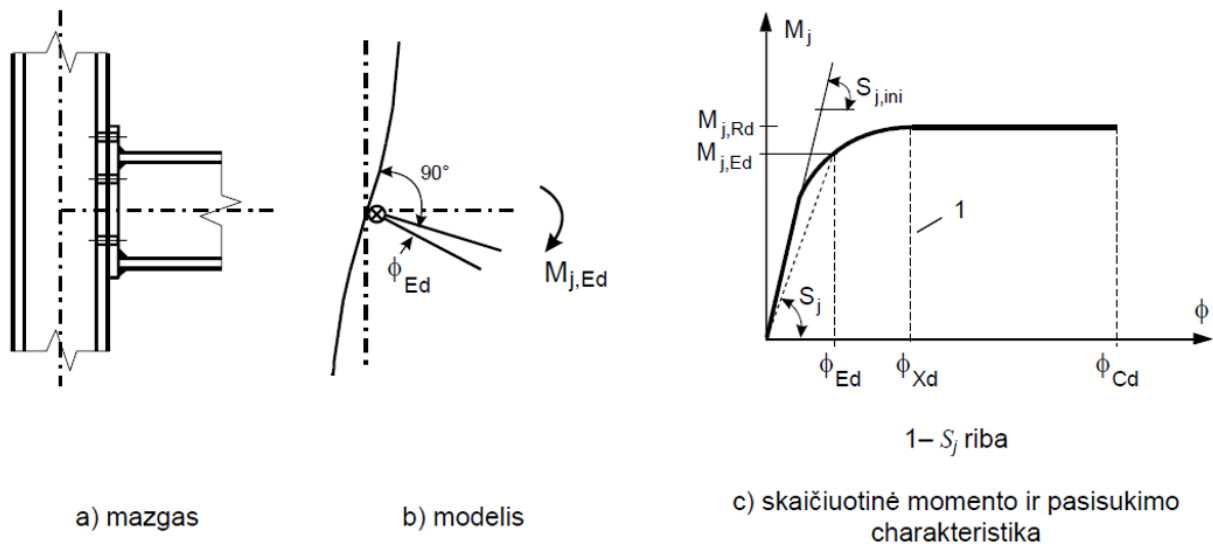
Klasifikavimas pagal stiprumą.

Mazgas gali būti klasifikuojamas kaip viso stiprumo, tariamai lankstinis ar dalinio stiprumo, lyginant jo skaičiuotinę lenkiamąją galią $M_{j,Rd}$ su jo jungiamų elementų skaičiuotinėmis lenkiamosiomis galiomis. Klasifikuojant mazgus skaičiuotinė elemento laikomoji galia turi būti laikoma lygia greta mazgo esančio elemento galiai.

Priešpaskutiniame šios Eurokodo dalies skyriuje analizuojama H formos dvitėjinius profilioočius jungiantys konstrukciniai mazgai. Skyriuje pateikiami projektavimo metodai bet kokio tipo rėmų mazgų konstrukcinėms savybėms nustatyti. Analizuojama skaičiuotinė momento ir pasisukimo charakteristika.

Mazgas gali būti pateikiamas kaip sukamoji spyruoklė, jungianti prijungtųjų elementų vidurio linijas sankirtos taške, kaip pavaizduota 1.2 paveikslo a) ir b) – vienusio sijos su kolona mazgo konfiguracijoje. Spyruoklės savybės gali būti išreiškiamos skaičiuotine momento ir pasisukimo charakteristika, kuri apibūdina mazgą veikiančio lenkiamojo momento $M_{j,Ed}$ ir atitinkamo prijungtųjų elementų tarpusavio posūkio kampo ϕ_{Ed} sąryšį. Paprastai skaičiuotinė momento ir pasisukimo charakteristika yra netiesinė, kaip pavaizduota 6.1 paveikslo c). Skaičiuotinė momento ir pasisukimo charakteristika (žr. 1.2 paveikslo c)) turi apibrėžti šias tris pagrindines konstrukcijos savybes:

- lenkiamąją galią;
- sukamąjį standumą;
- sukamąją gebą.



1.2 pav. Skaičiuotinė mazgo momento ir pasisukimo charakteristika [1].

Kerpamosios jėgos

Sijos sienelę, esančią virintinėse jungtyse ir varžtinėse jungtyse su galinėmis plokštelėmis, jungiančios virintinės siūlės turi būti suprojektuotos, kad perduotų kerpamąją jėgą iš prijungtosios sijos į mazgą, nenaudojant sijų juostas jungiančių virintinių siūlių. Kiekvienos varžtų eilės, esančios varžtinėse jungtyse su galinėmis plokštelėmis, skaičiuotinė kirpimo ir tempimo kartu laikomoji galia turi būti patikrinama taikant šio šaltinio 3.4 lentelėje pateikiamą kriterijų ir atsižvelgiant į bendrąją varžto tempiamąją jėgą, įskaitant visas jėgas, atsiradusias dėl traukiamojo poveikio. Varžtinėse jungtyse naudojant juostas jungiamuosius kampuočius galima daryti prielaidą, kad sijos gniuždomąją juostą jungiantis jungiamasis kampuočius perduoda sijos šlyjamąją jėgą kolonai, jei:

- tarpas g tarp sijos galo ir kolonos paviršiaus nėra didesnis už jungiamojo kampuočio storį t_a ;
- jėga neviršija jungiamojo kampuočio su kolona jungiančių varžtų skaičiuotinės kerpamosios galios;
- sijos sienelė atitinka EN 1993-1-5 6 skyriaus reikalavimus.

Skaičiuotinė mazgo kerpamoji galia gali būti nustatoma pagal vidinių jėgų pasiskirstymą tame mazge ir jo pagrindinių komponentų šių jėgų skaičiuotinę laikomąją galią.

Lenkiamieji momentai

Bet kurio mazgo skaičiuotinė lenkiamoji galia gali būti nustatoma pagal vidinių jėgų pasiskirstymą tame mazge ir jo pagrindinių komponentų šių jėgų skaičiuotinę laikomąją galią. Jei ašinė jėga N_{Ed} prijungtajame elemente neviršija 5 % jo skerspjūvio skaičiuotinės

laikomosios galios $N_{pl,Rd}$, sijos su kolona mazgo ar sijos sandūros skaičiuotinė lenkiamoji galia $M_{j,Rd}$ gali būti nustatoma taikant šio šaltinio 6.2.7 punkte nurodytą metodą. Skaičiuotinė kolonos pėdos lenkiamoji galia $M_{j,Rd}$ gali būti nustatoma taikant 6.2.8 nurodytą metodą. Visų mazgų virintinės siūlės turi būti tokio dydžio, kad skaičiuotinę mazgo lenkiamąją galią $M_{j,Rd}$ visuomet ribotų kitų jo pagrindinių komponentų skaičiuotinė laikomoji galia, o ne virintinių siūlių skaičiuotinė laikomoji galia. Sijos su kolona mazge arba sijų sandūroje, kuriuose bet kuriuo atitinkamu apkrovimo atveju turi susidaryti ir pasisukti plastinis lankstas, virintinės siūlės turi būti suprojektuotos, kad išlaikytų įrašas, atsiradusias esant momentui, kuris yra ne mažesnis už mažesniąją iš šių galių:

– skaičiuotinę prijungtojo elemento plastinę lenkiamąją galią $M_{pl,Rd}$;

– α kartų didesnę už mazgo skaičiuotinę lenkiamąją galią $M_{j,Rd}$;

čia:

$\alpha = 1,4$ – rėmams, kurių ryšių sistema atitinka EN 1993-1-1 5.2.1(3) (5.1) kriterijų, esant pokrypiui;

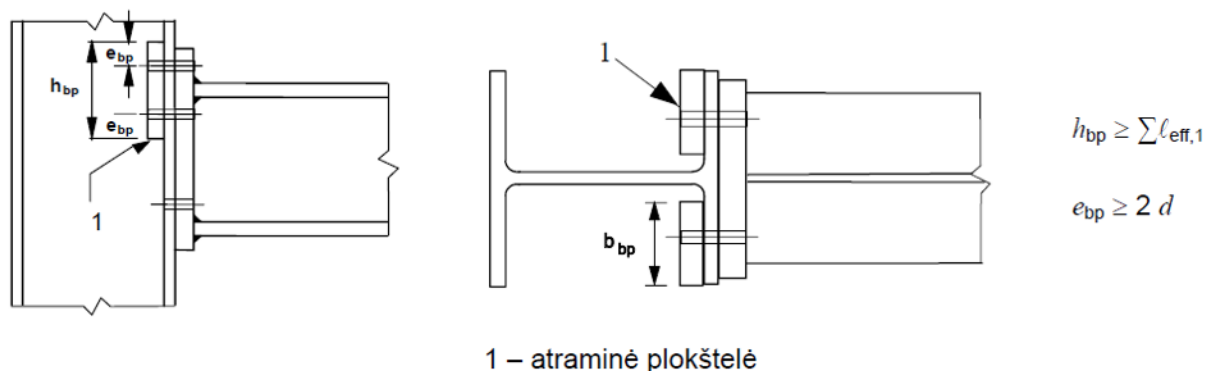
$\alpha = 1,7$ – visais kitais atvejais.

Varžtinėje jungtyje, kurioje tempimas veikia daugiau kaip vieną varžtų eilę, taikant supaprastinimą vienos iš varžtų eilės indėlio galima nepaisyti, jei nepaisoma ir visų kitų arčiau gniuždymo centro esančių varžtų indėlio.

Atraminės plokštelės

Atraminės plokštelės gali būti naudojamos lenkimo veikiamai kolonos juostai sustiprinti, kaip pavaizduota 1.3 paveiksle.

Kiekviena atraminė plokštelė turi tęstis bent iki kolonos juostos krašto ir ne mažesniu kaip 3 mm atstumu nuo šaknies apvalumos arba virintinės siūlės krašto. Atraminė plokštelė turi tęstis už toliausios tempimą laikančios varžtų eilės, pavaizduotos 1.3 paveiksle. Jei naudojamos atraminės plokštelės, skaičiuotinė tėjinio galinio elemento laikomoji galia $F_{T,Rd}$ turi būti nustatoma taikant šio šaltinio skyrius 6.2 lentelėje nurodytą metodą.



1.3 pav. Kolonos juosta su atraminėmis plokštelėmis [1]

Gniuždymo veikiamas lygiavertis tėjinis galinis elementas

Plieną su betonu jungiančiuose mazguose gniuždymo veikiamo lygiavertio tėjinio galinio elemento juosta gali būti taikoma modeliuoti šių pagrindinių komponentų:

- lenkimo, kai yra glemžiamasis slėgis, į pamatą veikiamos plieninės pėdos plokštės;
- glemžimo veikiamos betono ir (arba) skiedinio mazgo medžiagos skaičiuotinei laikomajai galiai. Lygiavertio tėjinio galinio elemento efektyvusis ilgis l_{eff} ir bendrasis efektyvusis plotis b_{eff} turi būti tokie, kad skaičiuotinė tėjinio galinio elemento gniuždomoji galia būtų tolygi jo atstojamo pagrindinio mazgo komponento galiai. Skaičiuotinė tėjinio galinio elemento juostos gniuždomoji galia $F_{C,Rd}$ turi būti nustatoma taip:

$$F_{C,Rd} = f_{jd} b_{eff} l_{eff};$$

čia:

b_{eff} – tėjinio galinio elemento efektyvusis plotis.

l_{eff} – tėjinio galinio elemento efektyvusis ilgis.

f_{jd} – skaičiuotinis mazgo glemžiamasis stipris.

Per tėjinių galinių elementą perduodamos jėgos turi būti laikomos tolygiai pasiskirstančiomis, kaip pavaizduota 1.4 paveikslo a) ir b). Slėgis į susidarantį laikantįjį plotą neturi būti didesnis už skaičiuotinį glemžiamąjį stiprį f_{jd} , o papildomas glemžiamasis plotis c neturi būti didesnis už:

$$c = t [f_y / (3f_{jd} \gamma_{M0})]^{0,5};$$

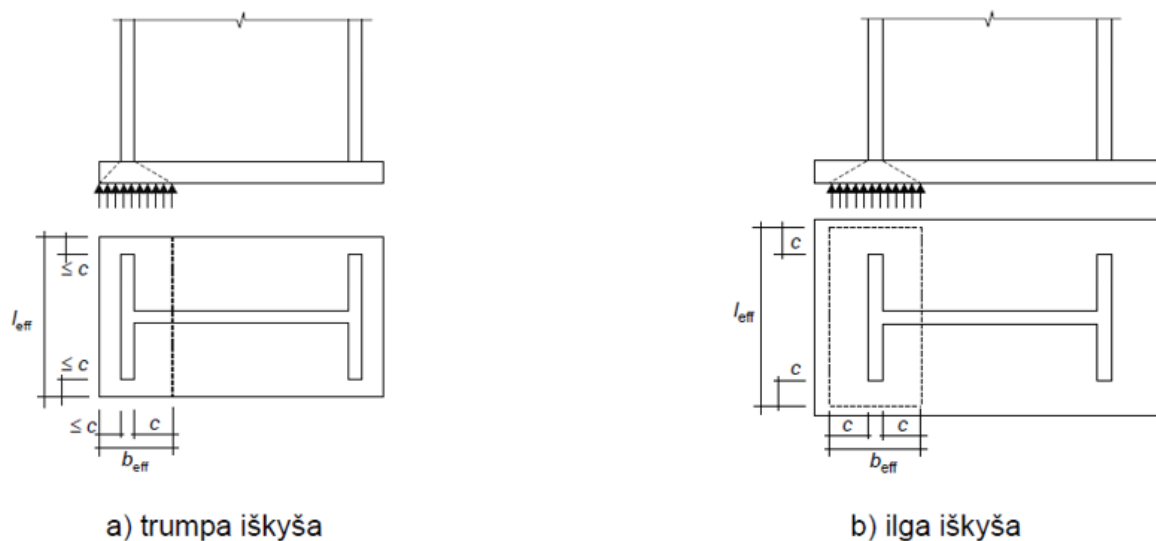
čia:

t – tėjinio galinio elemento juostos storis;

f_y – tėjinio galinio elemento juostos stipris pagal takumo ribą.

Jei pagrindinio mazgo komponento, modeliuojamo tėjiniu galiniu elementu, fizinio ilgio iškyša yra mažesnė už c , efektyvusis plotas turi būti toks, koks pavaizduotas 1.4 paveikslo a).

Jei pagrindinio mazgo komponento, modeliuojamo tėjiniu galiniu elementu, fizinio ilgio iškyša vienoje pusėje yra didesnė už c , turi būti neatsižvelgiama į papildomos iškyšos dalį, viršijančią c plotį, žr. 1.4 paveikslo b).



1.4 pav. Gniuždymo veikiamas lygiaverčio tėjinio galinio elemento plotas[1]

Trumpai apžvelgus šio normatyvinio dokumento dalis, galime daryti prielaidą, jog jame plačiai išanalizuojami plieninių konstrukcijų mazgai, įvertinant jungiamoji mazgo tipą pagal jungimo būdą, jo standumą, bei jungiamų elementų tipus ir jų elgseną.

1.2 Disertacija. K.Urbonas. 2006m, Vilnius

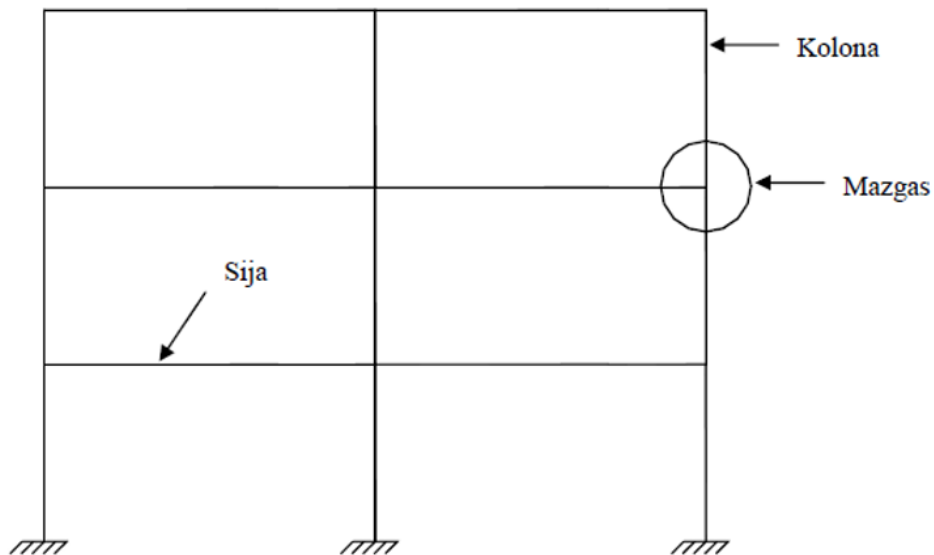
Antras literatūros šaltinis kurio teikiama informaciją tiesiogiai galima pritaikyti šiame tyrime yra Vilniaus Gedimino technikos universiteto daktaro disertacija [2], kurios autorius Kęstutis Urbonas, 2006m. Tema: “Plieninių rėminių konstrukcijų pasiduodančių mazgų modeliavimo ir projektavimo metodų kūrimas”

Šio mokslinio darbo tiriamasis objektas – bendras lenkiamojo momento ir ašinės jėgos poveikio mazgų elgsenai tyrimas; komponentų metodo išplėtimas mazgams skaičiuoti, įvertinant lenkiamojo momento ir ašinės jėgos poveikį; pasiūlyto metodo praktinis pritaikymas. Tokio pobūdžio tiriamasis darbas Metalinių ir medinių konstrukcijų katedroje atliekamas pirmą kartą, nes šie klausimai nėra plačiai nagrinėti ne tik Lietuvoje, bet ir kitur. Kadangi išnagrinėtoje literatūroje nėra išsamios informacijos apie esamų mazgų skaičiavimo metodikų pritaikymą ašinės jėgos įtakai vertinti, ji gauta atlikus daugelį mokslinių tyrimų. Tokia informacija ypač būtina siekiant plieninių karkasinių pastatų didesnio patikimumo bei aukštesnės projektavimo kokybės. Todėl tikslinga atlikti mokslinius tyrimus šioje srityje.

Karkasinių pastatų pagrindiniai elementai yra sijos, kolonos ir mazgai, kuriais sujungiamos sijos su kolonomis bei kolonos jungiamos prie pamatų. Visų šių elementų savybės nulemia viso rėmo elgseną. Tikroji rėmo elgsena yra netiesinė. Rėmo netiesinę elgseną lemia geometrinio konstrukcijos netiesiškumo efektai, medžiagų takumas ir netiesinė mazgų elgsena. Rėmo elgsena tiesinė, kol nepasireiškia nors vienas iš minėtų veiksnių. Skaičiuojant rėmus, turi būti tenkinamos elementų skerspjūvių atspario, elementų pastovumo, mazgų atspario, viso rėmo stabilumo ir standumo sąlygos.

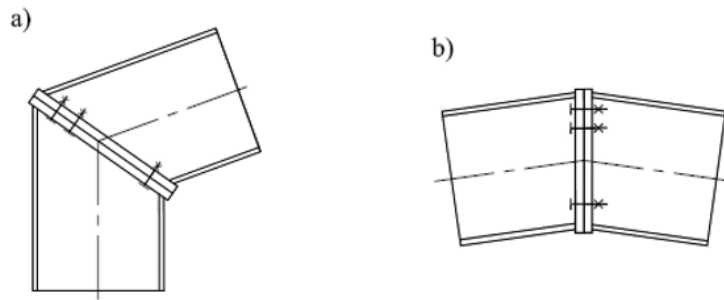
Pagal Kęstučio Urbono disertaciją:

„Šiuo metu projektuojant plienines rėmines konstrukcijas, retai įvertinama tikroji mazgų elgsena, ir mazgai idealizuotai laikomi arba standžiais arba lankstinais, nors jau seniai žinoma, kad mazgai nėra nei idealiai standūs, nei idealiai lankstūs. Mazgai, kurių tikroji elgsena nėra artima standžių ar lankstinių mazgų elgsenai, yra pasiduodantys.“ [citos pabaiga]. (p.9)



1.5 pav. Rėmas ir pagrindiniai jo elementai.[2]

Praktikoje neretai naudojami ir kitokio tipo mazgai, kurie taip pat gana dažnai naudojami plieninėse rėminėse konstrukcijose. Vienaaukščiuose plieniniuose portaliniuose rėmuose dažnai įrengiami alkūninio tipo mazgai (1.6 pav.). Šio tipo mazgais gali būti sujungiamos sijos kraiginiuose mazguose ar sijos prijungiamos prie kolonų.



1.6 pav. Alkūniniai mazgai: a) sija-kolona; b) sija-sija.

Alkūninio tipo mazgai kaip pasiduodantys mazgai nėra nagrinėti, nors tikrųjų alkūninių mazgų charakteristikų įvertinimas padarytų įtaką plieninių rėminių konstrukcijų statinių skaičiavimų rezultatams. Portalinių rėmų alkūniniuose mazguose veikia ne tik dideli lenkiamieji momentai, bet ir didelės ašinės jėgos, todėl svarbu įvertinti bendrą lenkiamųjų momentų ir ašinių jėgų poveikį mazgų elgsenai.

1. TYRIMŲ METODAI

Nagrinėtuose literatūros šaltiniuose nurodyta, kad konstrukcijos elgsenai didelę įtaką daro mazgų elgsena. Todėl analizuojant visą konstrukciją reikia imti realias mazgų charakteristikas. Mazgo charakteristikas nustatyti yra gana sudėtinga, reikia daug išmanyti ir skirti tam daug laiko. Mazgų charakteristikos priklauso nuo jungiamųjų elementų, jungimo būdo, geometrinių ir medžiagų charakteristikų.

Visus mazgų elgsenos nustatymo metodus galima suskirstyti į penkias grupes:

- empiriniai metodai;
- analitiniai metodai;
- mechaninis (komponentų) metodas;
- skaitiniai metodai (baigtinių elementų metodas);
- realūs eksperimentiniai tyrimai.

Pats tiksliausias metodas mazgo elgsenai nustatyti yra realus eksperimentas. Bet šis metodas yra per brangus ir užima per daug laiko, kad būtų taikomas projektavimo metu. Paprastai realūs eksperimentai atliekami tyrimo tikslais. Greta realių eksperimentinių būdų egzistuoja ir kur kas pigesni, greitesni, bet ne tokie patikimi metodai. Šiais metodais modeliuojami mazgai ir gaunamos mazgų elgseną charakterizuojančios lenkiamojo momento-pasisukimo kreivės $M-\Phi$. Empiriniai ir analitiniai metodai yra daugiau teoriniai ir taikomi tik tam tikriems mazgams. Jie praktiškai skaičiuojant beveik netaikomi. Baigtinių elementų metodas,

kaip ir realių eksperimentinių tyrimų metodas, dažniausiai taikomas analizei ar lyginimui atlikti. Projektuojant konstrukcijas plačiausiai taikomas mechaninis (komponentų) metodas. Jo privalumas – gana greitai ir patogiai nustatomos mazgo pasisukamojo standumo ir lenkiamojo atsparumo charakteristikos.

2.1 Empirinis metodas

Empiriniai mazgų modeliavimo metodai taikomi momento-pasisukimo $M-\Phi$ kreivėms gauti naudojant empirines matematinės formules, kuriomis atsižvelgiama į geometrines ir mechanines mazgo charakteristikas. Šios formulės gaunamos regresinės analizės būdu, lyginant duomenis, gautus baigtinių elementų, analitiniais, mechaniniais modeliais arba eksperimentiniais bandymais.

2.2 Mechaninis (komponentų) metodas

Mechaniniai modeliai sudaromi mazgą modeliuojant lanksčiais ir standžiais komponentais. Iš esmės šis metodas nuo analitinių metodų skiriasi tuo, kad mechaniniuose modeliuose išskirti atskiri mazgo komponentai ir jų charakteristikos aprašomos empirinėmis priklausomybėmis. Analitiniuose modeliuose taip pat naudojamos empirinės priklausomybės, bet jos atskiriems mazgo komponentams neišskiriamos, o taikomos visam mazgui. Abiem atvejais empirinės priklausomybės tikslinamos pagal realių eksperimentų duomenis.

2.3 Mazgų projektavimas programomis

Plieninių mazgų projektavimas galimas tiesiogiai programos Scia Engineer aplinkoje. Projektuojami dvitėjų ir stačiakampių vamzdžių virintiniai ir varžtiniai mazgai pagal EC 1993-1-8. Scia Engineer yra šiuolaikiška baigtinių elementų analizės ir konstrukcijų skaičiavimo programa.

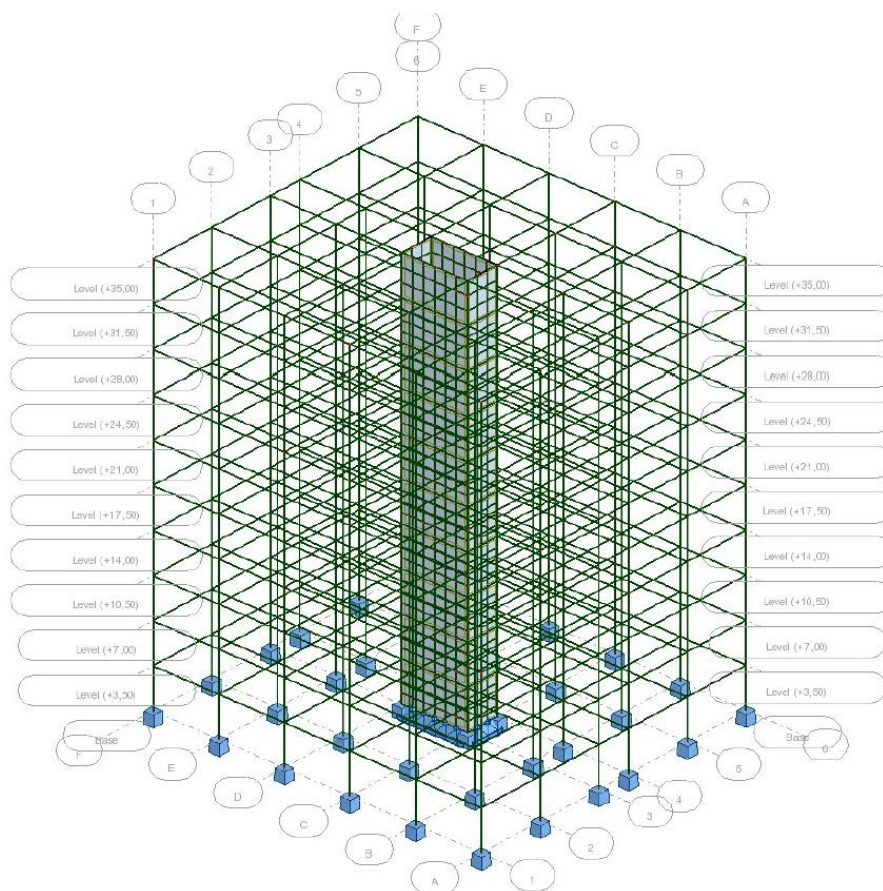
Programoje įdiegta varžtų ir suvirinimo medžiagų biblioteka su fizikinėmis, bei mechaninėmis jų savybėmis pagal atitinkamus standartus. Vartotojas nurodo jungiamus konstrukcijos elementus ir modeliuoja mazgą pasirinkdamas mazginius lakštus, sąstandas, varžtus, suvirinimo siūles ir t.t. Modeliuojamų elementų: plokštelių, kampuočių ir varžtų išdėstymas nurodomas parametriškai, o mazgas vaizduojamas modelyje. Vartotojas gali patikrinti mazgą pasirinkęs reikiamą apkrovų derinį, gauti trumpą arba detalią ataskaitą apie jungiamų elementų mazgo zonoje, bei mazginių elementų laikomąją galią su nuorodomis į EC punktus, pagal kuriuos atliekami patikrinimai. Programa skaičiuoja standžius arba šarnyrinius mazgus, galiama sijos – kolonos stipriąja, bei silpnąja linkme mazgas, sijos – sijos mazgas, kampuočių mazgai, bei kolonos bazės mazgas. Kolonos bazėje tikrinamos ne tik

mazginės plokštelės, bet ir inkariniai varžtai. Programa nustato ne tik mazgo stiprumą, tačiau ir jo standumą, kuris gali būti įtrauktas į visos konstrukcijos analizę, siekiant įvertinti įrašų persiskirstymą. Suprojektuotiems mazgams, programa sugeneruoja brėžinius su mazgo išdėstymu, elementų schemomis, bei varžtais ir virinimo siūlėmis. Brėžiniai gali būti sukompnuoti popieriaus lape Scia Engineer aplinkoje arba išsaugoti SXF arba DWG formatu tolesniam redagavimui.

3. SKAIČIUOJAMOSIOS DAUGIAAUKŠČIO PASTATO SCHEMOS SUDARYMAS.

3.1. Skaičiuojamosios schemos sudarymas

Konstruktinių jungčių tyrimui bei analizavimui parenkamas realios jungties modelis. Tam tikslui sudaroma skaičiuojamoji pastato schema. Šiuo atveju nagrinėjamas daugiaaukštis pastatas sudarytas iš plieninių rėmų ir gelžbetoninės šerdies, užtikrinančios bendrą pastato stabilumą.



Pav. 3.1 Skaičiuojamasis modelis

Bendrieji pastato duomenys.

Pastatas negyvenamas, administracinės paskirties. Gabaritiniai matmenys: rėmo plotis 27m (4 tarpniai po 6m., centrinis tarpnis 3m.); ilgis 30m (rėmų žingsnis 6m). Aukštų skaičius 10 (aukšto aukštis 3.5m), bendras aukštis 35m. Pastato centre įrengiamas standus blokas (gelžbetoninė laiptinė ir lifto šachta). Vertikalias apkrovas atlaiko bei perduoda metalinės kolonos (dvitėjinio karšto valcavimo profilis). Tarpaukštinės perdangos gaminamos iš surenkamo gelžbetonio kiaurymėtu perdangos plokščių, galais atremtų ant metalinių perdangos sijų (dvitėjinis karšto valcavimo profilis). Stogo denginio konstrukcija – laikantysis profiliuotas paklotas, ant kurio įrengiamas termoizoliacinis sluoksnis. Stogo danga prilydoma bituminė ruloninė hidroizoliacinė danga, 2 sluoksniai. Išorinės sienos įrengiamos naudojant, stiklines sienų sistemas.

Pastato kolonos pamato mazge tvirtinamos standžiai, suvaržant galimus poslinkius bei pasisukimus visomis kryptimis.

Pastato lokacija ir klimatinės sąlygos

Tariamo pastato vietovė numatoma Kauno rajone. Pagal STR 2.05.04:2003, Kauno raj. priskiriamas I-jam vėjo apkrovos rajonui su pagrindine atskaitine vėjo greičio reikšme 24 m/s. Pagal STR 2.05.04:2003, Kauno raj. priskiriamas I-jam sniego apkrovos rajonui su sniego antžeminės apkrovos charakteristine reikšme 1,2 kN/m². Kitos klimato sąlygos skaičiavimams įtakos neturės, todėl nepateikiamos.

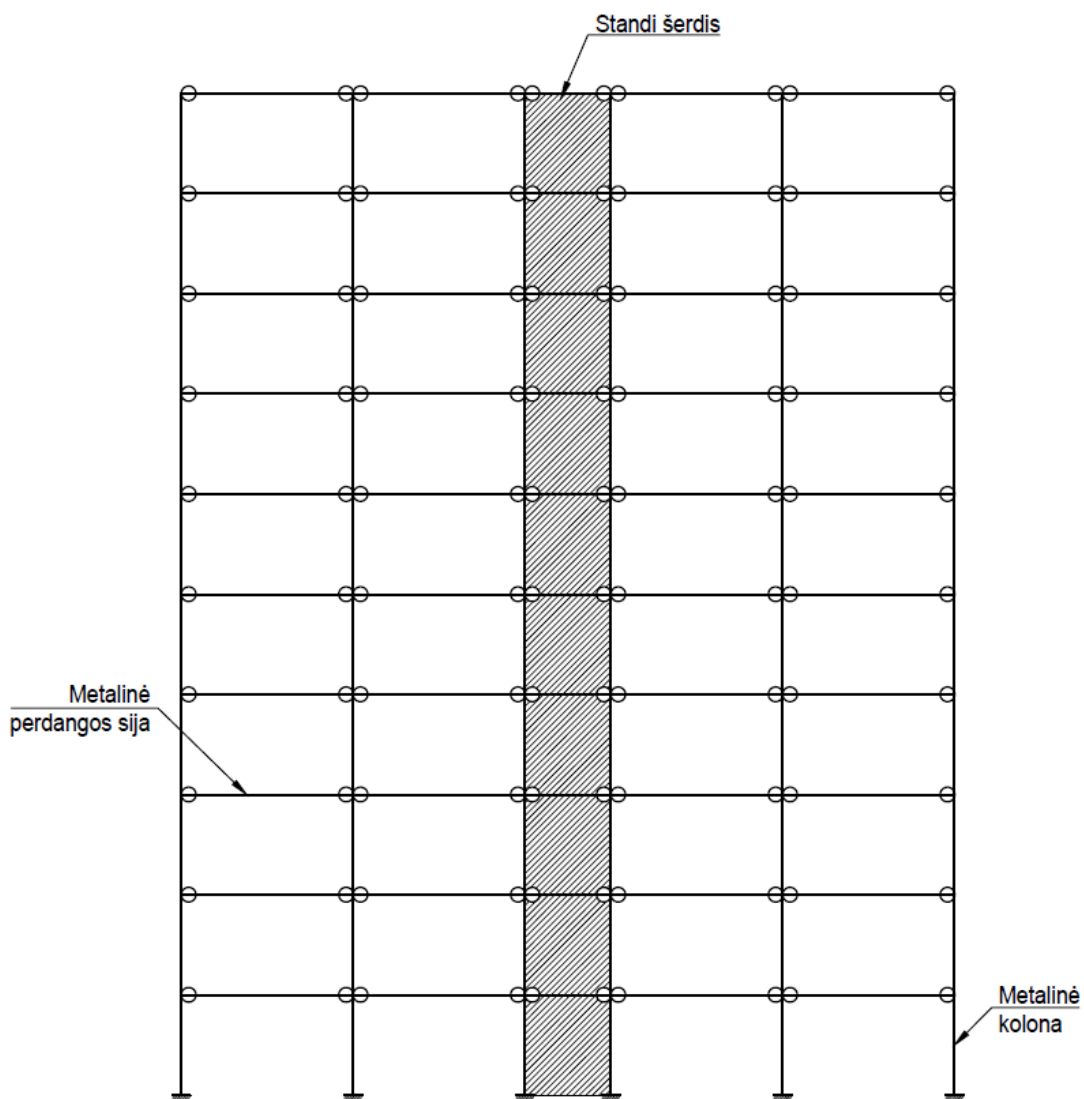
3.2 Apkrovos

Apkrovų dydžiai ir jų patikimumo koeficientai nustatomi pagal STR 2.05.04:2003 „Poveikiai ir apkrovos“. Visos laikančiosios konstrukcijos projektuotos nuolatinių ir kintamų poveikių nepalankiausiam deriniui:

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i};$$
$$\sum G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i} Q_{k,i};$$

Nuolatinės apkrovos. (DL1)

Nuolatinės apkrovos sudaro konstrukcijų pavaizduotų skaičiuojamojoje schemoje nuosavas svoris (kolonos, sijos), bei konstrukcijų nepavaizduotų skaičiuojamojoje schemoje poveikis (perdangos svoris, stogo denginio svoris, sienų konstrukcijos). Nuolatinių apkrovų dalinis patikimumo koeficientas elementų saugos ribiniam būviui skaičiuoti yra $\gamma_{G,j}= 1.35$.



3.2 pav. Skaičiuojamoji schema

3.1 lentelė. Charakteristinė perdangos savojo svorio apkrova

Eil.nr.	Sluoksnio pavadinimas	Storis, m.	Charakteristinė apkrova, kN/m ²
1	Grindų danga	0,01	0,15
2	Armuotas išlyginamasis sl.	0,05	1,25
3	Smūgio, garso izoliacija	0,1	0,03
4	Plokštė HCS 200	0,2	3,33
	Σ :	0,36	4,76

3.2 lentelė. Charakteristinė stogo detalės savojo svorio apkrova

Eil.nr.	Sluoksnio pavadinimas	Storis, m.	Charakteristinė apkrova, kN/m ²
1	Stogo danga, prilydoma bituminė hidroizoliacija, 2sl.	0,01	0,12
2	Kieta mineralinė vata „Paroc ROB 80“, 2 sluoksniai	0,06	0,09
3	Termoizoliacinis sluoksnis „Paroc extra plus“	0,2	0,08
4	Profiliuotas laikantysis paklotas	0,15	0,18
	Σ:	0,42	0,47

Kintamos apkrovos. Naudojimo apkrova. (LL1)

Kintamųjų apkrovų poveikiui priskiriamos apkrovos, kurios pasireiškia ne visada, bet turi didelį poveikį statiniui ar jo dalims. Viena iš svarbiausių kintamųjų apkrovų yra naudojimo apkrova. Naudojimo apkrovą reikia vertinti kaip tariamai statinius poveikius pastatui. Pastato paskirtis administracinė, todėl pagal STR 2.05.04:2003 „Poveikiai ir apkrovos“ 10.1 lentelę, naudojimo apkrovos kategorija nustatoma B – įstaigų plotai. Pagal to paties dokumento 10.2 lentelę tolygiai išskirstytos apkrovos charakteristinė reikšmė $q_k = 2 \text{ kN/m}^2$. Vietiniams poveikiams patikrinti naudojama tik koncentruota apkrova $Q_k = 3 \text{ kN}$. Vyraujančio kintamo poveikio apkrovos dalinis patikimumo koeficientas $\gamma_{Q,i} = 1.3$. Skaičiuojamojoje schemoje naudojimo apkrova konstrukcijos apkraunamos dviem variantais: 1) apkrova visu grindų plotu; 2) apkrova per pusę naudojamų grindų ploto.

Sniego apkrova. (SN1)

Prie kintamųjų poveikių priskiriamas ir sniego apkrova. Jos reikšmė priklauso nuo sniego apkrovos rajono, bei stogo sniego apkrovos formos koeficiento reikšmės.

$$s = \mu_i \cdot C_t \cdot C_e \cdot s_k \quad (3.1)$$

čia s_k – sniego dangos ant 1m² horizontaliojo žemės paviršiaus svorio charakteristinė reikšmė;

μ – stogo sniego apkrovos formos koeficientas;

C_e – atodangos koeficientas, kurio reikšmė paprastai pasirenkama 1,0;

C_t – terminis koeficientas, priklausantis nuo energijos nuostolių per stogą ar kitos terminės įtakos. Pasirenkamas lygus 1.

Kauno rajonas priskiriamas I sniego apkrovos raj., su sniego antžeminės apkrovos charakteristine reikšme $s_k = 1,2 \text{ kN/m}^2$

Pagal STR 2.05.04:2003 2 priedo- 1 lentelę , stogo sniego apkrovos formos koeficientas parenkamas pagal pirmos apkrovos schemos 1 variantą: $\mu_i = 1$. Pagal pirmos schemos 2 apkrovos variantą, $\mu_1 = 0.75$ ir $\mu_2 = 1.25$

Sniego charakteristinė apkrova pastatui:

$$s = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,2 = 1,2 \text{ kN/m}^2 \quad (3.2)$$

Skaičiuojamojoje schemoje sniego apkrova veikia stogo denginio siją kaip išskirstytas krūvis. Jos skaičiuojamoji reikšmė lygi:

$$q_{sn,s} = s \cdot l_b \cdot \gamma_{Q1} = 1,2 \cdot 6 \cdot 1,3 = 9,36 \text{ kN/m} \quad (3.3)$$

čia l_b - rėmų žingsnis.

Vėjo apkrova

Vėjo apkrova, tenkanti pastatui, skaičiuojamas pagal STR 2.05.04:2003 „Poveikiai ir apkrovos“.

$$w_{me} = q_{ref} \cdot C_{(z)} \cdot C_{(e)} \quad (3.4)$$

čia q_{ref} – atskaitinis vėjo slėgis;

$C(e)$ – aerodinaminis koeficientas ;

$C(z)$ – koeficientas įvertinantis vėjo slėgio pokytį pagal aukštį z .

$$q_{ref} = \frac{\rho}{2} \cdot v_{ref}^2 = \frac{1,25}{2} \cdot 24^2 = 360 \frac{N}{m^2} = 0,36 \frac{kN}{m^2}; \quad (3.5)$$

čia v_{ref} – atskaitinis vėjo greitis, apskaičiuojamas pagal formulę:

$$v_{ref} = C_{DIR} \cdot C_{TEM} \cdot C_{ALT} \cdot v_{ref,0} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 24 = 24 \frac{m}{s} \quad (3.6)$$

Pagal 3.4 formulę, apskaičiuojama vidutinės vėjo slėgio apkrovos į konstrukcijų paviršius dedamosios:

$$w_{me1} = 0,36 \cdot 0,5 \cdot 0,8 = 0,144 \frac{kN}{m^2};$$

$$w_{me2} = 0,36 \cdot 0,65 \cdot 0,8 = 0,187 \frac{kN}{m^2};$$

$$w_{me3} = 0,36 \cdot 0,85 \cdot 0,8 = 0,245 \frac{kN}{m^2};$$

$$w_{me4} = 0,36 \cdot 1,1 \cdot 0,8 = 0,317 \frac{kN}{m^2};$$

$$w_{me5} = 0,36 \cdot 0,5 \cdot (-0,6) = -0,108 \frac{kN}{m^2};$$

$$w_{me6} = 0,36 \cdot 0,65 \cdot (-0,6) = -0,140 \frac{kN}{m^2};$$

$$w_{me7} = 0,36 \cdot 0,85 \cdot (-0,6) = -0,184 \frac{kN}{m^2};$$

$$w_{me8} = 0,36 \cdot 1,1 \cdot (-0,6) = -0,237 \frac{kN}{m^2};$$

Rėmai išdėstyti $l_b = 6m$ žingsniu. Skaičiuojamojoje schemoje vėjo apkrova naudojama kaip išskirstytas krūvis veikiantis kraštines rėmo kolonas ir perimantis slėgi nuo $6m$. pločio fasado juostos.

Vėjo apkrovos išskirstyto krūvio charakteristinės dedamųjų reikšmės apskaičiuojamos pagal formulę:

$$q_{v\acute{e}j,i,k} = w_{me,i} \cdot l_h \quad (3.8)$$

$$q_{v\acute{e}j,1,k} = 0,144 \cdot 6 = 0,864 \frac{kN}{m};$$

$$q_{v\acute{e}j,2,k} = 0,187 \cdot 6 = 1,122 \frac{kN}{m};$$

$$q_{v\acute{e}j,3,k} = 0,212 \cdot 6 = 1,272 \frac{kN}{m};$$

$$q_{v\acute{e}j,4,k} = 0,316 \cdot 6 = 1,900 \frac{kN}{m};$$

$$q_{v\acute{e}j,5,k} = -0,108 \cdot 6 = -0,648 \frac{kN}{m};$$

$$q_{v\acute{e}j,6,k} = -0,140 \cdot 6 = -0,840 \frac{kN}{m};$$

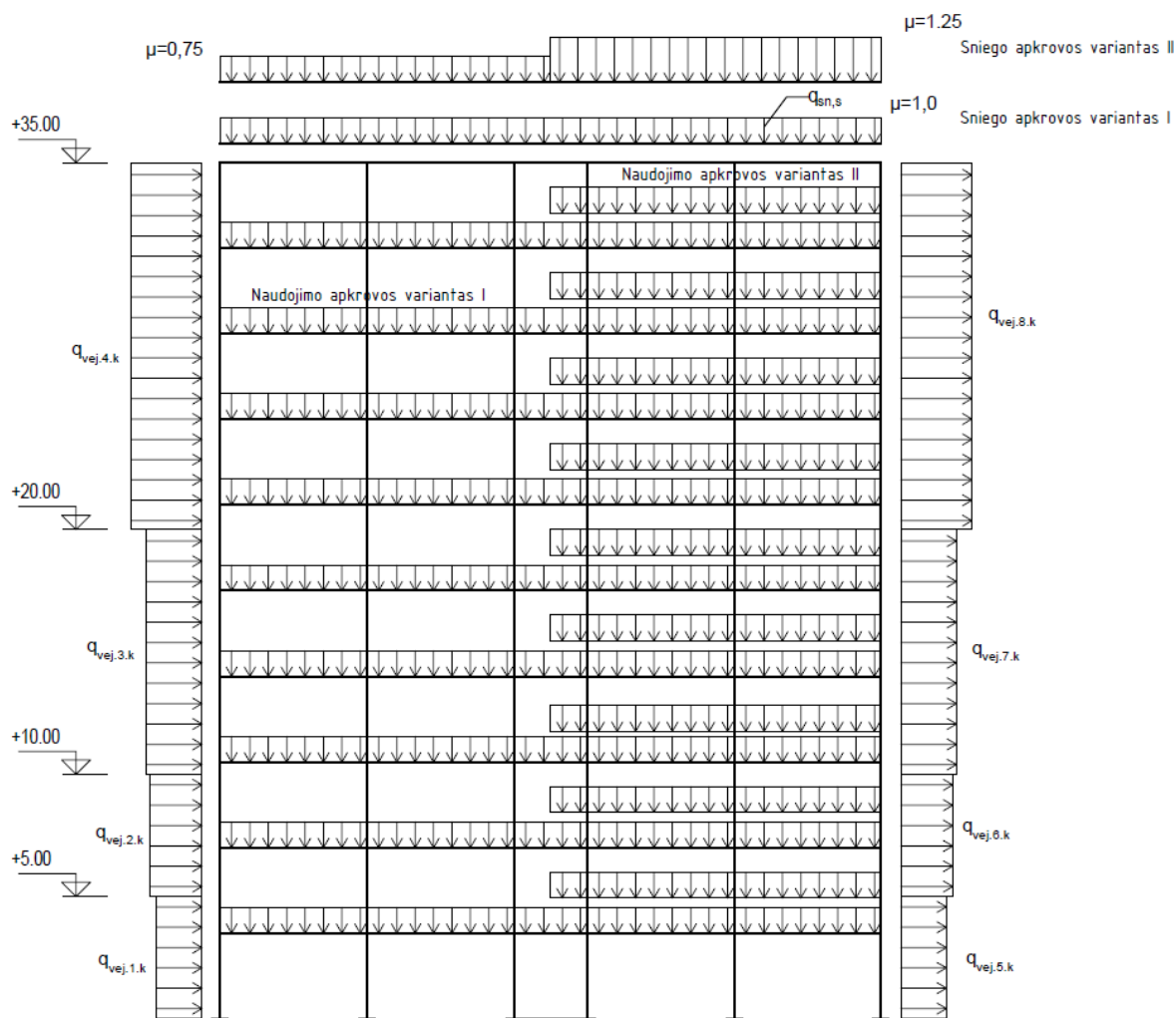
$$q_{v\acute{e}j,7,k} = -0,184 \cdot 6 = -1,100 \frac{kN}{m};$$

$$q_{v\acute{e}j,8,k} = -0,237 \cdot 6 = -1,425 \frac{kN}{m}.$$

Iš visų pateiktų apkrovų sudaromi galimi, nepalankiausi apkrovų deriniai, pagal kuriuos bus nustatomos maksimalios vidinės konstrukcijų įrašos. Jos pateikiamos lentelėje 3.3.

3.3 lentelė. Apkrovų deriniai.

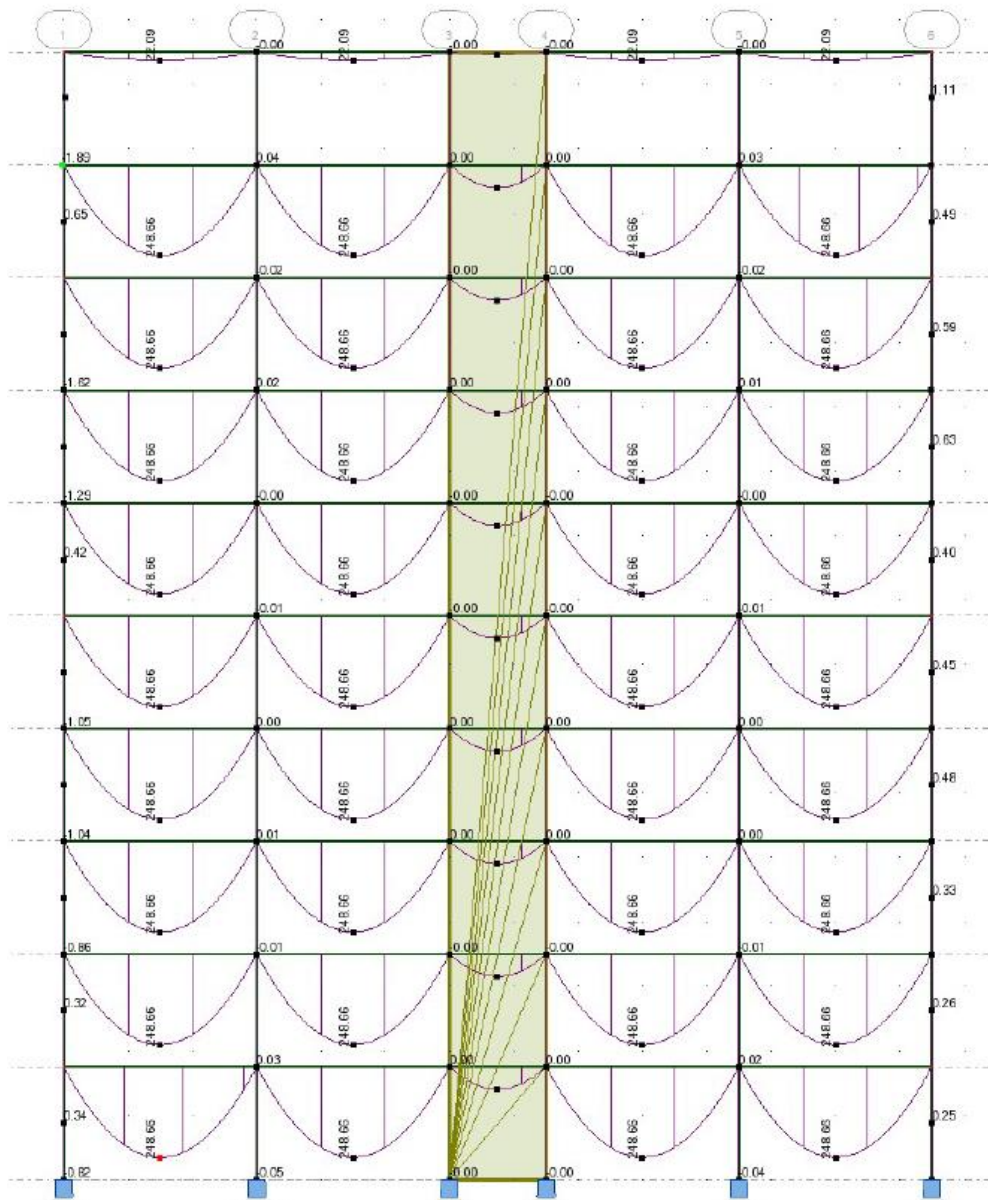
ULS-stiprumo ribiniam būviui				
101	DL1	WIND		
102	DL1	SN1		
103	DL1	SN2	LL2	
104	DL1	LL1	WIND	SN1
105	DL1	WIND	SN2	
106	DL1	LL2	WIND	
SLS-tinkamumo ribiniam būviui				
201	DL1	WIND		
202	DL1	SN1		
203	DL1	SN2	LL2	
204	DL1	LL1	WIND	SN1
205	DL1	WIND	SN2	
206	DL1	LL2	WIND	



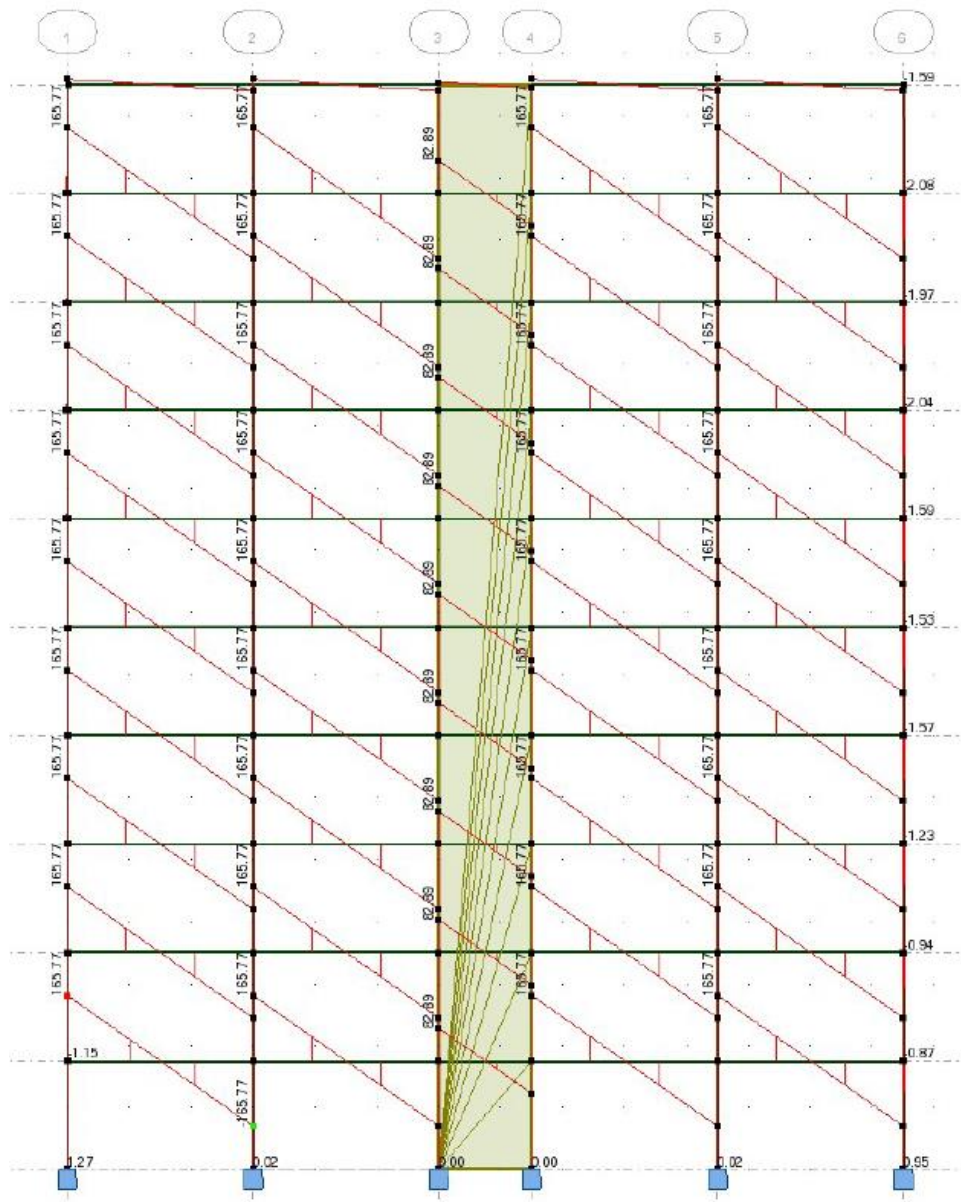
3.3 pav. Kintamųjų apkrovų išdėstymo schema.

3.3 Vidinių įrašų nustatymas

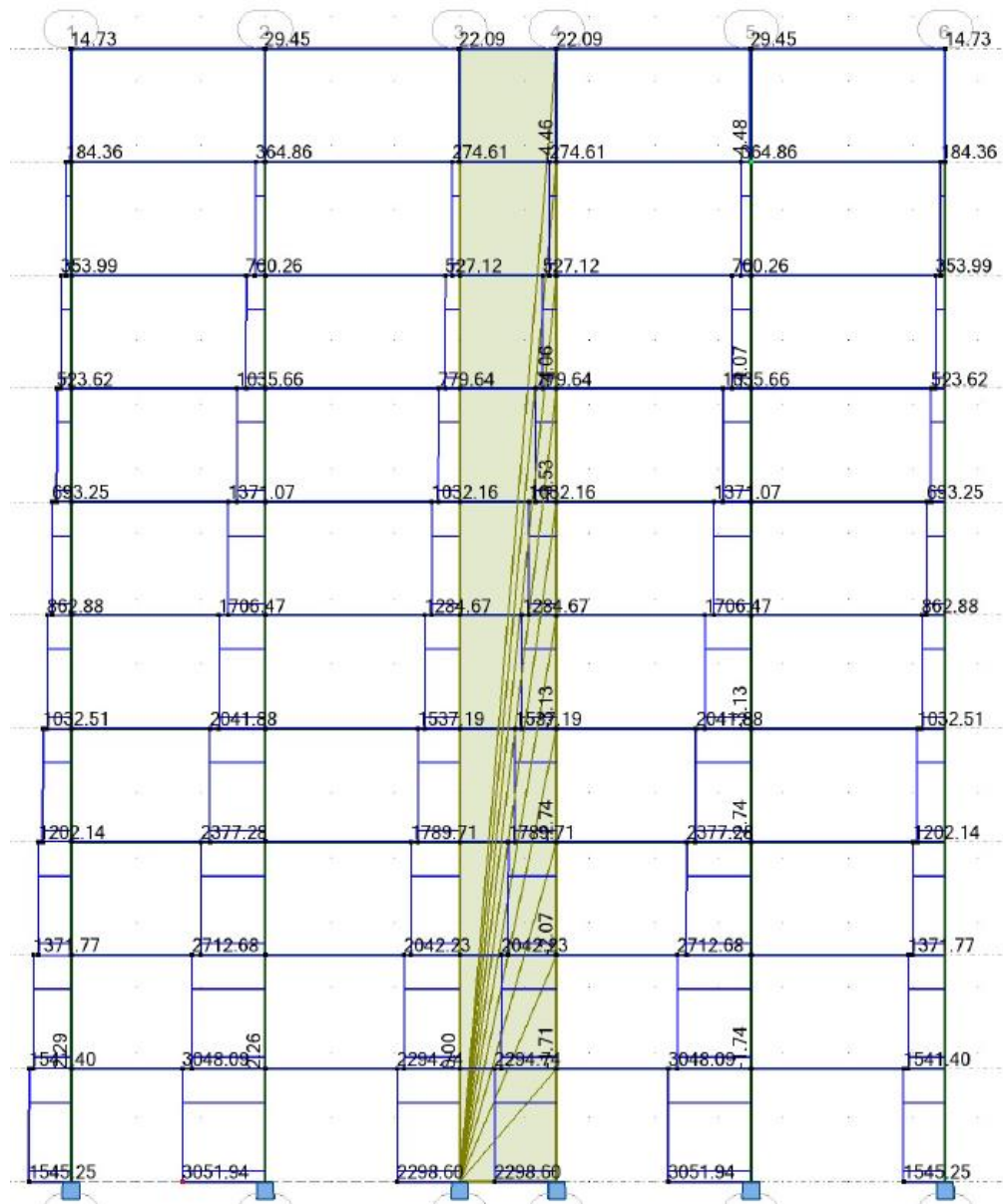
Pagal turima skaičiuojamąją schemą, įvertinus standumo branduolį, naudojantis kompiuterine programa “Autodesk Robot Structural Analysis 2018”, sudaromas skaičiuojamasis modelis. Konstrukcijos apkraunamos apkrovomis su charakteristinėmis reikšmėmis. Apkrovas pastato konstrukcijas apkrovomis, bei sudarius atitinkamus apkrovų derinius, gaunami rezultatai. Programa rezultatus gali sugeneruoti tiek grafiškai tiek lentelės forma. Pateikiamos konstrukcijų vidinių įrašų diagramos:



3.4 pav. Lenkimo momentų diagrama. Derinys 104.



3.5 pav. Skersinių jėgų diagrama. Derinys 104.



3.6 pav. Ašinių jėgų diagrama. Derinys 104.

3.4 Konstrukcinių elementų parinkimas

Sudarinėjant skaičiuojamąjį modelį, preliminariai buvo parinkti elementų skerspjūviai. Šiuo atveju metalinė kolona MK-1 parinkta iš dvitėjinių karšto valcavimo profilių asortimento. Profilis HEB 240, plienas S355. Perdangos sijos parinktos iš tos pačios grupės profilių HEB 240. Siekiant išnaudoti konstrukcijas racionaliai, ir ekonomiškai naudingai, jos turi būti suprojektuotos taip, kad tenkintu stiprumo ir tinkamumo naudojimui sąlygas, bet jų išnaudojimo atsarga nebūtų per didelė. Naudojantis “Autodesk Robot Structural Analysis 2018” programa buvo patikrinti konstrukcijų stiprumas, bei standumas. Programa šiuos skaičiavimus atlieka, pagal Eurokodas 3 metodiką, kuri buvo nagrinėta 1.1 skyriuje.

Perdangos sijos stiprumas pagal EC3.

Perdangos sija skaičiuojama kaip dviatramė, nekarpyta sija. Sijoje vyraujant lenkimo momento vidinei įrašai, sijos laikomoji galia pasiekiami, kai labiausiai įtemptame skerspjūvio taške įtempiai viršija plieno takumo ribą ir susiformuoja plastinis lankstas.

Stiprumo sąlyga pagal EC3 pateikta 3.9 formulėje.

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.9)$$

čia M_{Ed} – skaičiuotinė lenkiamojo momento reikšmė

$M_{c,Rd}$ – skaičiuotinė lenkiamoji galia apie pagrindinę stipriąją ašį.

Skaičiuotinė lenkiamoji galia nustatoma pagal formulę, priklausomai nuo skerspjūvio klasės. Šiuo atveju nagrinėjamas skerspjūvis priklauso 1 klasei, todėl lenkiamoji galia skaičiuojama pagal formulę:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1053 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^6}{1} = 373,81 \text{ kNm}; \quad (3.10)$$

Tuomet pagal 3.9 formulę:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{248,66 \text{ kNm}}{373,81 \text{ kNm}} = 0,67 < 1,0$$

Stiprumo sąlyga tenkinama, tačiau atsarga didesnė nei 10%.

Perdangos sijos standumas pagal EC3.

Dviatramėms sijoms tikrinamas vidurio taško įlinkis. Jis priklauso nuo apkrovos pridėjimo pobūdžio ir galų įtvirtinimo. Nagrinėjamame pavyzdyje turime išskirstytu krūvių apkrautą perdangos siją kuri šarnyriškai prijungta prie kolonų. Įlinkis tikrinamas pagal formulę:

$$f = \frac{k \cdot M_E \cdot L^2}{I_y} \leq f_{lim}; \quad (3.11)$$

čia k - koeficientas įvertinantis apkrovos pridėjimo pobūdį;

M_E - charakteristinis lenkiamasis momentas;

L - sijos tarpatramis;

I_y - skerspjūvio inercijos momentas;

f_{lim} - ribinis įlinkis, apskaičiuojamas: kai $L=6\text{m}$, tai $f_{lim}=L/200=3\text{cm}$.

$$f = \frac{49,6 \cdot 186,19 \cdot 6^2}{11260} = 29,5 \text{ mm} = 2,95 \text{ cm} \leq 3 \text{ cm};$$

Ilinkis neviršija ribinės reikšmės.

Skaičiavimus atlikus kompiuterine programa gaunamos analogiškos reikšmės:

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.67 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

Global stability check of member:

$$\lambda_{y} = 58.21 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 98.62 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/\text{Min}(N_{b,Rd}, N_{b,T,Rd}, N_{b,TF,Rd}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.3.1)$$

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.75 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.75 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.39 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections (LOCAL SYSTEM):

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y,max} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm} \quad \text{Verified}$$

$$\text{Governing Load Case: } 14 \ 201 \ (1+5+4) \cdot 1.00$$

$$u_z = 3.0 \text{ cm} < u_{z,max} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm} \quad \text{Verified}$$

$$\text{Governing Load Case: } 17 \ 204 \ (1+5+2) \cdot 1.00 + 4 \cdot 0.60$$

$$u_{inst,y} = 0.0 \text{ cm} < u_{inst,max,y} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm} \quad \text{Verified}$$

Governing Load Case:

$$u_{inst,z} = 0.9 \text{ cm} < u_{inst,max,z} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm} \quad \text{Verified}$$

$$\text{Governing Load Case: } 1 \cdot 2 + 0.6 \cdot 4$$

Programa keičiant perdangos siją PS-1 mažesnio numerio profiliu, standumo sąlyga netenkinama, vadinasi dabartinis sijos skerspjūvis parinktas tinkamas ir racionalus.

Perdangos sijos stiprumas pagal STR.

Palyginimui skaičiuojama to paties profilio stiprumas pagal STR normas. Stiprumas tikrinamas pagal formulę analogišką EC3 (3.9). Tačiau lenkiamojo tampriojo stiprumo atspario reikšmė apskaičiuojama taip:

$$M_{c,Rd} = W_{net,min} \cdot f_{yd} \cdot \gamma_c \quad (3.12)$$

čia $W_{net,min}$ – grynasis (neto) skerspjūvio mažiausias atsparumo monetos apie y ašį;

f_{yd} – skaičiuotinis lenkiamasis plieno stipris pagal takumo ribą;

γ_c – elemento darbo sąlygų koeficientas lygus 0.9.

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_M} = \frac{355}{1.1} = 322,73 \text{ MPa}; \quad (3.13)$$

Tuomet:

$$M_{c,Rd} = 1053 \cdot 10^6 \cdot 322,73 \cdot 10^3 \cdot 0,9 = 305.85 \text{ kNm}.$$

Tikrinimas perdangos sijos stiprumas:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{248,66 \text{ kNm}}{305,85 \text{ kNm}} = 0,81 < 1,0$$

Stiprumo sąlyga tenkinama, tačiau atsarga didesnė nei 10%.

Perdangos sijos standumas pagal STR.

Analogiškai patikrinamas perdangos sijos standumas, skaičiavimus atliekant pagal STR 2.05.08:2005 „Plieninių konstrukcijų projektavimas“. Apkraunant dviatramę siją, vidurinio taško įlinkis skaičiuojamas:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_k \cdot l^4}{EI} \leq f_{lim} \quad (3.14)$$

čia q_k - charakteristinė išskirstyto krūvio apkrova;

l – elemento ilgis;

E – standumo modulis;

I – inercijos momentas aplink stipriąją pagrindinę ašį.

Išskirstyto krūvio apkrova q_k veikianti perdangos siją, susideda iš atskirų dedamųjų: perdangos svorio, naudojimo apkrovos bei pačios sijos savojo svorio:

$$q_k = q_{perdangos} + q_{naud.} + q_{s.s} = 28,6 + 12 + 0,83 = 41,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}; \quad (3.15)$$

Tada:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{41,4 \cdot 10^3 \cdot 6^4}{21 \cdot 10^9 \cdot 11260 \cdot 10^{-8}} = 0,0296 \text{ m} = 2,96 \text{ cm} < 3 \text{ cm}.$$

Įlinkis neviršija ribinės reikšmės.

Skaičiuojant sijos stiprumą ir standumą buvo gauti rezultatai pagal kuriuos matome, jog abiem atvejais sijos stiprumo ir tinkamumo sąlygos yra tenkinamos. Tačiau verta pabrėžti, kad skaičiuojant lenkiamo elemento stiprumą pagal STR, atsarga gaunama mažesnė (konstrukcinio elemento išnaudojimas didesnis).

Metalinės kolonos stiprumo skaičiavimai.

Kitas pagrindinis laikančiosios konstrukcijos elementas yra metalinė kolona MK-1. Preliminariai jos skerspjūvis parinktas analogiškas kaip ir perdangos sijos HEB 240, plienas S355. Kolona pamate įtvirtinta standžiai. Iš lenkimo momentų diagramos (Pav.3.4) matyti, jog

reikšmingi momentai kolonose nesusidaro, todėl elementas skaičiuojamas kaip centriškai gniuždomas.

Pagal EC3, centriškai gniuždomos ištisinio skerspjūvio kolonos turi atitikti skerspjūvio gniuždomosios galios sąlygą:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.16)$$

čia N_{Ed} - skaičiuotinė gniuždomosios jėgos reikšmė;

$N_{c,Rd}$ - skaičiuotinė ašinė gniuždomoji galia. Ji apskaičiuojama pagal formulę:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,0106 \cdot 355 \cdot 10^6}{1} = 3763 \text{ kN}; \quad (3.17)$$

čia A - kolonos skerspjūvio plotas.

Pagal ašinių jėgų diagramą (žr. 3.6 pav.), esant nepalankiausiam deriniui, pirmo aukšto koloną veikianti ašinė jėga $N_{Ed} = 3052 \text{ kN}$. Tikrinama stiprumo sąlyga (3.16):

$$\frac{3052}{3763} = 0.81 \leq 1,0$$

Stiprumo sąlyga tenkinama.

Dažniausiai centriškai gniuždomos kolonos matmenys priklauso ne nuo gniuždomosios galios, bet nuo klumpamosios. Turi būti tenkinama klumpamosios galios sąlyga:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.18)$$

Čia: $N_{b,Rd}$ – skaičiuotinė gniuždomo elemento klumpamoji galia, kuri nustatoma pagal formulę:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}; \quad (3.19)$$

Čia: χ – klumpumo formos klumpumo koeficientas, apskaičiuojamas pagal formulę (3.20);

γ_{M1} – klumpamosios galios dalinis koeficientas;

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}}, \text{ bet } \chi \leq 1.0; \quad (3.20)$$

$$\Phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]; \quad (3.21)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}; \quad (3.22)$$

$$N_{cr} = \frac{2 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I}{l^2} = 380063.7 \text{ kN} \quad (3.23)$$

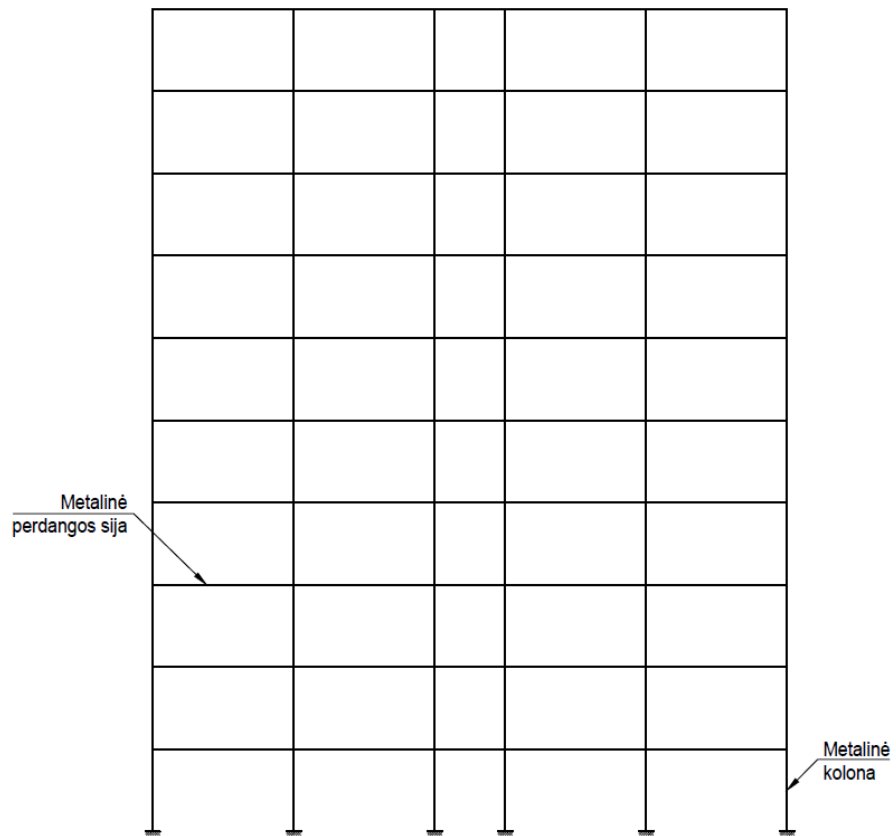
$$\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} = 0,008 \quad (3.24)$$

Pagal EC3 nustatyta sąlyga, jeigu $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0.04$, tai klumpumo poveikių galima nevertinti, kolonos liaunis yra pakankamai mažas ir nėra tikėtina, kad kolona neteks pastovumo. Tolimesni klumpamosios galios skaičiavimai neatliekami.

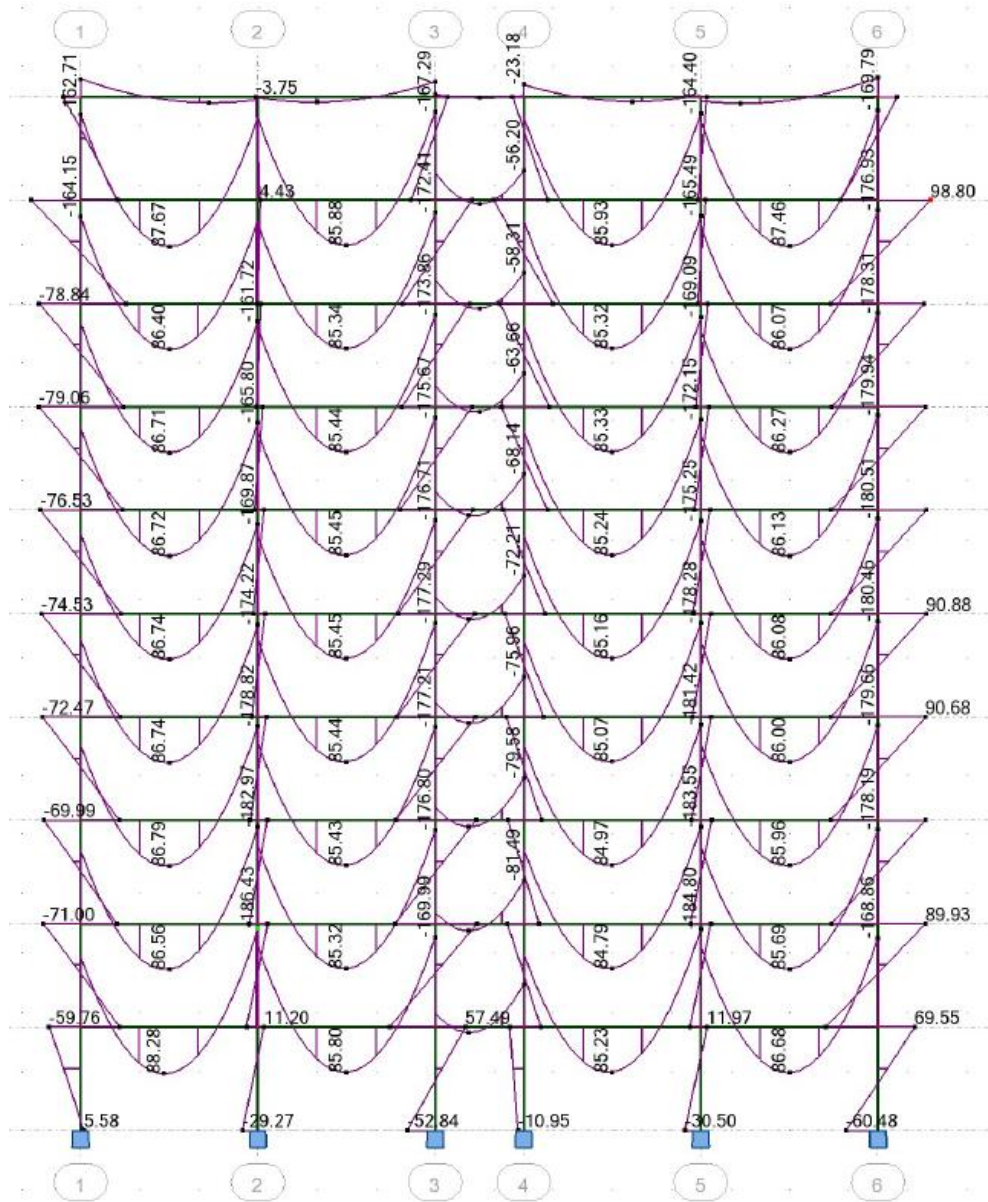
3.5 Vidinių įrašų persiskirstymas standžiame rėme be standžios šerdies.

Siekiant palyginti įrašų persiskirstymą konstrukciniuose pastato elementuose, nagrinėjamas analogiškas pastato skaičiuojamasis modelis, su analogiškais apkrovomis, tačiau be standžios šerdies. Šio skyriaus tikslas, parinkti elementų skerspjūvius, su mažiausia galima išnaudojimo atsarga, įvertinant tai, kad visi elementai tarpusavyje jungiami standžia jungtimi, kuri užtikrina bendrą pastato stabilumą.

Vidinės konstrukcinių elementų įrašos nustatomos kompiuterine skaičiavimo programa “Autodesk Robot Structural Analysis 2018”. Programoje pašalinamos visos šarnyrinės jungtys bei panaikinama standi šerdis. Apkrovos bei jų deriniai paliekami tokie patys. Gauti rezultatai pateikiami diagramose.



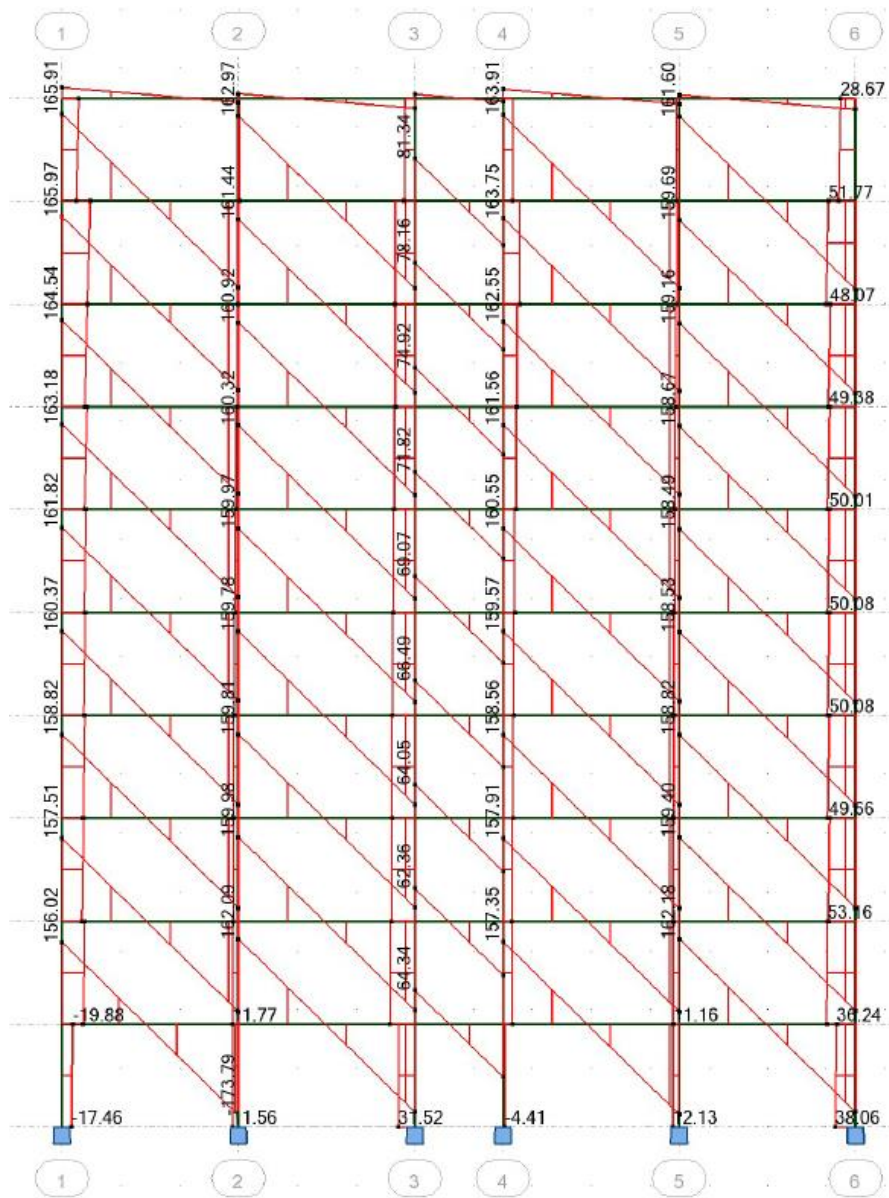
3.7 pav. Standaus rėmo skaičiuojamoji schema



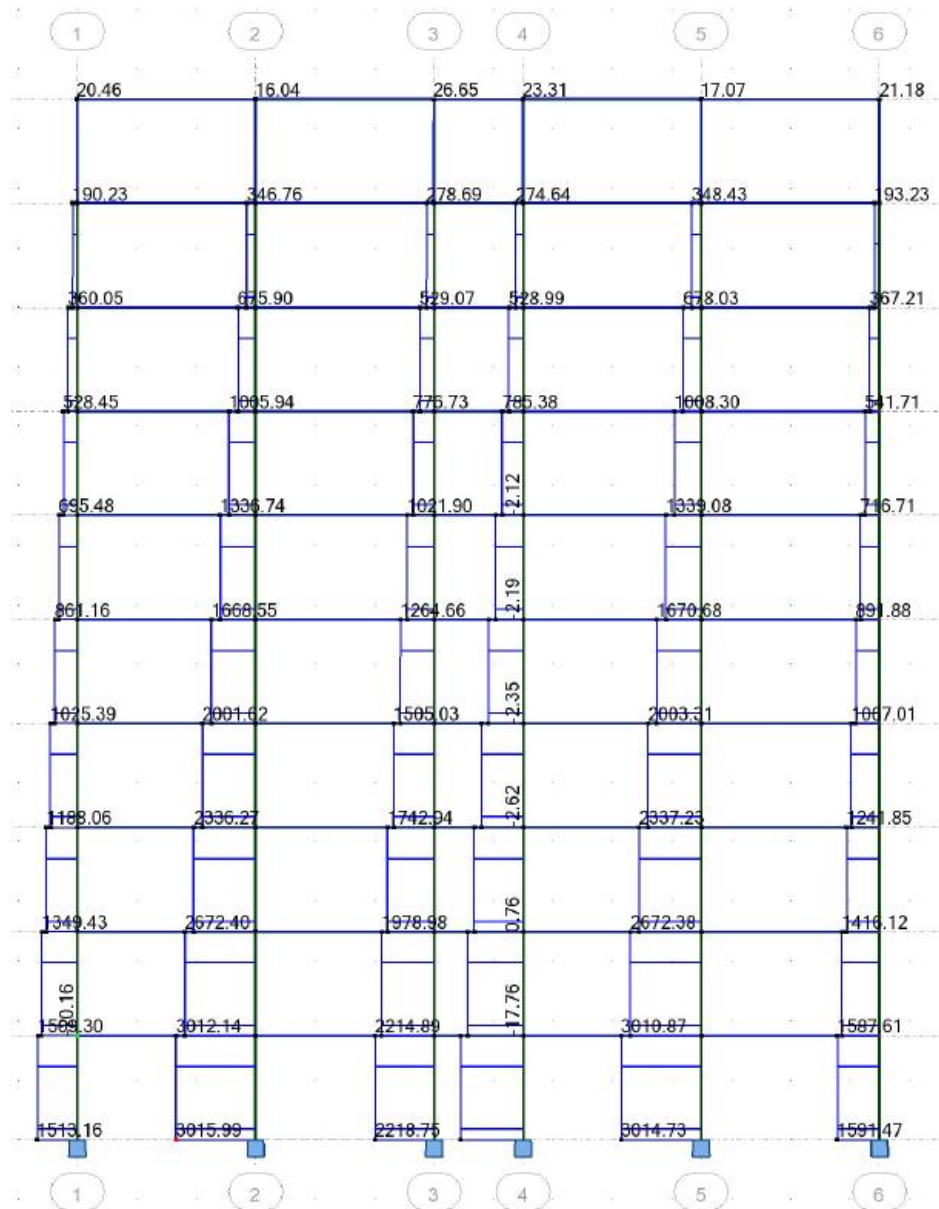
3.8 pav. Lenkimo momentų diagrama. Derinys 104.

Lenkimo momentų diagramoje matyti, jog dėl konstrukcijų jungčių sustandinimo jose atsiranda lenkimo momentai. Tačiau lyginant su šarnyrinio rėmo su standžia šerdimi lenkimo momentų diagrama (žr. pav.3.4), lenkimo momentai perdangos sijose žymiai sumažėjo. Tai leidžia daryti prielaidą, jog perdangos sijai naudojamas profilis gali būti žymiai mažesnio skerspjūvio.

Prieš tai naudotoje schemoje, metalinėse kolonose lenkimo momentų įrašų nebuvo. Šiuo atveju susidaro nemažos lenkimo įrašų reikšmės. Todėl metalinė kolona bus skaičiuojama kaip lenkimo ir ašinio gniuždymo veikiamas, pastovaus skerspjūvio elementas.



Pav.3.9. Skersinių jėgų diagrama. Derinys 104.



Pav.3.10. Ašinių jėgų diagrama. Derinys 104.

3.6 Konstrukcinių elementų parinkimas standžiam rėmui.

Perdangos sijos stiprumas pagal EC3.

Perdangos sija stiprumui skaičiuojama analogiškai kaip ir rėmui su standžia šerdimi, pagal formulę 3.9. Į formulę statomas maksimalus siją veikiantis lenkimo momentas. Perdangos sijos skaičiuotinė lenkiamoji galia apskaičiuojama atitinkamai pagal 3.10 formulę. Kadangi lenkimo momentai veikiantys siją yra žymiai mažesni, nei skaičiuojamojoje schemoje su standžia šerdimi, tai stiprumui tikrinamas mažesnio skerspjūvio profilis. Šiuo atveju parenkamas karšto valcavimo dvitėjis HEB 200.

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{186,43}{228,12} = 0,81 \leq 1,0 \quad (3.9)$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{642,58 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^6}{1} = 228,12 \text{ kNm}; \quad (3.10)$$

Perdangos sijos stiprumas pakankamas.

Projektuojant perdangos siją kompiuterine programa, vertinama lenkiamo elemento klumpumas. Klumpamoji galia $M_{b,Rd}=196.72$ kNm, todėl programoje sijos išnaudojimas didesnis. Tačiau klumpamosios galios galima nevertinti jei sijos gniuždomoji juosta suvaržyta įtvirčiais – gelžbetoniniu ar plieniniu ištisiniu paklotu. Šiuo atveju sija įtvirtinta gelžbetoniniu standžiu disku, todėl klumpamoji galia nevertinama.

Perdangos sijos standumas pagal EC3.

Patikrinamas sijos standumas, ir įvertinama ar įlinkis neviršija ribinės įlinkio reikšmės. Naudojamas maksimalus lenkimo momentas veikiantis sijos viduryje, nuo charakteristinių apkrovų. Deformacija skaičiuojama pagal 3.11 formulę.

$$f = \frac{k \cdot M_E \cdot L^2}{I_y} = \frac{49,6 \cdot 66,11 \cdot 6^2}{5696,18} = 0.02 \leq f_{lim} = 0.03; \quad (3.11)$$

Sijos standumas pakankamas.

Metalinės kolonos stiprumo skaičiavimas pagal EC3.

Skaičiuojamojoje schemeje įvedus standžias jungtis tarp kolonų ir sijų, atsiranda lenkimo momentai (Pav.3.8). Todėl projektuojant pastato koloną neabejotinai jie turi didelę įtaką. Momentai yra skirstomi į pirmos ir antros eilės momentus. Pirmos eilės atsiranda dėl ekscentriškai veikiančių apkrovų ar momentų. Dėl sunkio centro ašies poslinkio ir ašinės jėgos momentai gali padidėti (atsirasti antros eilės momentai). Tokiuose ekscentriškai gniuždomuose elementuose įtempių pasiskirstymas yra labai netolygus, ir konkrečios įtempių koncentracijos vietos preliminariai nustatyti negalima, todėl reikalinga atlikti kompleksinę elemento analizę.

Atlikus pirminius skaičiavimus programa „Autodesk Robot Structural Analysis 2018“ preliminariai buvo priimtas kolonos dvitėjinis karšto valcavimo profilis HEB240.

Skaičiuojant ekscentriškai gniuždomos kolonos stiprumą bus naudojami šio skerspjūvio parametrai.

Profilis HEB 240; plienas S355; skerspjūvio aukštis $h=240\text{mm}$; plotis $b=240$; sienelės storis $t_w=10\text{mm}$; lentynos storis $t_f=17\text{mm}$; vidinis suapvalėjimo spindulys $r=21\text{mm}$; skerspjūvio plotas $A=106\text{cm}^2$; kiti skerspjūvio parametrai: $W_{pl,y}=1053\text{ cm}^3$; $W_{pl,z}= 498.4\text{cm}^3$; $W_{el,y}= 938.3\text{cm}^3$; $W_{el,z}=326.9\text{ cm}^3$; $I_y=11260\text{ cm}^4$; $I_z=3923\text{ cm}^4$; $I_t=102.7\text{ cm}^4$; 1 klasės skerspjūvis.

Kadangi skaičiuojant centriškai gniuždomą tokio paties skerspjūvio koloną nuo maksimalios ašinės jėgos buvo gauta beveik 20% atsarga, todėl šiuo skaičiavimo atveju vertinsime labiausiai lenkiamą koloną. Pagal įrašų diagramas (pav.3.8, pav.3.9, pav.3.10) nustatomos vidinės įrašos skaičiuojamajam elementui: $N_{Ed}=1007\text{kN}$; $M_{Ed}=90.9\text{kNm}$; $V_{Ed}=49.6\text{kN}$.

Kolonos skerspjūvio laikomajai galiai apskaičiuoti naudojamas skerspjūvio kritinio taško takumo kriterijus:

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right) + 3 \cdot \left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 \leq 1,0 \quad (3.12)$$

čia

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{y,Ed}}{W_{pl,y}} = \frac{1007}{106 \cdot 10^{-4}} + \frac{90.9}{1053 \cdot 10^{-6}} = 181.324\text{MPa}; \quad (3.13)$$

$$\sigma_{z,Ed} = \frac{M_{z,Ed}}{W_{el,z}} = 0; \quad (3.14)$$

Laikoma, kad momentai statmenoje rėmui plokštumoje nesusidaro.

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{z,Ed} S_y}{I_y \cdot t} = \frac{49,6 \cdot 527 \cdot 10^{-6}}{11260 \cdot 10^{-8} \cdot 10 \cdot 10^{-3}} = 23,2\text{MPa} \quad (3.15)$$

Tuomet pagal 3.12 formulę:

$$\left(\frac{181,32}{355/1,0}\right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{23,2}{355/1,0}\right)^2 = 0,27 \leq 1,0$$

Kolonos profilio išnaudojimo koeficientas pagal laikomąją galią yra 0.27

Metalinės kolonos klumpamoji galia pagal EC3.

Metalinė kolona veikiamą ašinio gniuždymo ir lenkimo įrašomis turi būti patikrinta klumpumo sąlygai. Pagal LST EN 1993-1-1:2005 kai $M_{z,Ed}=0$, $\Delta M_{y,Ed}=0$, $\Delta M_{z,Ed}=0$ ir $\chi_y = \chi_z$, supaprastintos klumpamosios galios sąlygos yra:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0 \quad (3.16)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0 \quad (3.17)$$

čia $N_{Ed}, M_{y,Ed}$ - didžiausia veikianti skaičiuojamoji gniuždomoji ašinė jėga ir kartu veikiantis lenkimo momentas apie y-y ašį;

χ – lenkiamojo klumpumo koeficientas;

$N_{Rk}, M_{y,Rk}$ - charakteristinės gniuždomoji ir lenkiamoji elemento galios;

χ_{LT} – skersinio-sukamojo klumpumo koeficientas;

k_{yy} ir k_{yz} – sąveikos koeficientai.

Apskaičiuojama gniuždomoji ir lenkiamoji elemento galia N_{Rk} , ir $M_{y,Rk}$:

$$N_{Rk} = f_y \cdot A = 355 \cdot 10^3 \cdot 106 \cdot 10^{-4} = 3763 \text{ kN} \quad (3.18)$$

$$M_{y,Rk} = f_y \cdot W_{pl} = 355 \cdot 10^3 \cdot 1053 \cdot 10^{-6} = 373.815 \text{ kNm} \quad (3.19)$$

Nustatoma lenkiamojo klumpumo koeficiento χ reikšmė. Pirmiausiai apskaičiuojama tamprioji kritinė jėga:

$$N_{y,cr} = \frac{\pi^2 EI_y}{L_{y,cr}^2} = 38840.5 \text{ kN} \quad (3.20)$$

$$N_{z,cr} = \frac{\pi^2 EI_z}{L_{z,cr}^2} = 13532.1 \text{ kN} \quad (3.21)$$

$L_{y,cr} = L_{z,cr} = L\mu = 3.5 \cdot 0.7 = 2.45 \text{ m}$ – klumpamasis ilgis;

Apskaičiuojamas sąlyginiai elemento liauniai :

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{y,cr}}} = \sqrt{\frac{106 \cdot 10^{-4} \cdot 355 \cdot 10^3}{38840,5}} = 0,31 \quad (3.22)$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{z,cr}}} = \sqrt{\frac{106 \cdot 10^{-4} \cdot 355 \cdot 10^3}{13532,1}} = 0,53 \quad (3.23)$$

Apskaičiuojamas Φ rodikliai klupumo koeficientams χ_y ir χ_z nustatyti:

$$\Phi_y = 0,5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,566 \quad (3.24)$$

$$\Phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,856 \quad (3.25)$$

čia koeficientai α_y ir α_z nustatomi iš lentelės pagal skerspjūvio ir medžiagos parametrus.

Pagal formules 3.26 ir 3.27 nustatomi lenkiamojo klupumo koeficientai:

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 0,962 \quad (3.26)$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0,654 \quad (3.27)$$

Naudojantis formulėmis 3.28-3.30, apskaičiuojamas skersinio-sukamojo klupumo koeficientas χ_{LT} .

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = 0,862 \quad (3.28)$$

$$\varphi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,774 \quad (3.29)$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}} = 0,671 \quad (3.30)$$

Nustatomi sąveikos koeficientai k_{yy} ir k_{zy} .

$$\begin{aligned}
k_{yy} &= C_{my} \cdot \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \\
&\leq C_{my} \cdot \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right);
\end{aligned}
\tag{3.31}$$

$$k_{yy} = 0,618 < 0,733;$$

$$\begin{aligned}
k_{zy} &= \left(1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \\
&\geq \left(1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right);
\end{aligned}
\tag{3.32}$$

$$k_{zy} = 0,938 > 0,883;$$

Nustacius visų reikiamų koeficientų reikšmes pagal 3.16 ir 3.17 formules patikrinamos klupumo sąlygos:

$$\begin{aligned}
\frac{1007}{0,962 \cdot \frac{3763}{1}} + 0,618 \frac{90,9}{0,862 \cdot \frac{373,815}{1}} &\leq 1,0; \\
0,45 &\leq 1,0;
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\frac{1007}{0,654 \cdot \frac{3763}{1}} + 0,938 \frac{90,9}{0,862 \cdot \frac{373,815}{1}} &\leq 1,0; \\
0,68 &\leq 1,0.
\end{aligned}$$

Išvada: kolonos skerspjūvis tenkina klupumo sąlygas. Kolonos išnaudojimo koeficientas lygus 0,68.

Konstruciniai skersinio rėmo elementai tenkina stiprumo bei pastovumo sąlygas. Tačiau skaičiuojamoji schema sudaryta kaip standus rėmas, todėl visos konstrukcinės jungtys turi būti standžios. Atskirų konstrukcijų jungimo mazgas patikrinamas ar tenkina stiprumo sąlygą ir ar jo standumas atitinka standaus mazgo charakteristika. Mazgo skaičiavimas atliekamas kompiuterine programa „Autodesk Robot Structural Analysis 2018“. Skaičiavimo ataskaita pateikiama priede Nr.1.

Išvados:

1. Baigiamajame magistro studijų darbe buvo atliktas daugiaaukščio pastato su standžia šerdimi ir be jos, pagrindinių laikančiųjų konstrukcijų palyginimas. Abejais atvejais buvo sudaryta skaičiuojamojo rėmo schema, apkrauta atitinkamomis apkrovomis, sudaryti apkrovų deriniai, ir gautos didžiausios vidinės įrašos pagal nepalankiausią apkrovų derinį.
2. Skaičiuojamojoje schemoje su standžia šerdimi maksimalus lenkimo momentas perdangos sijoje lygus $M_{Ed}=248,66kNm$; didžiausia ašinė gniuždomoji jėga kolonoje $N_{Ed}=3052kN$. Visi jungimo mazgai šarnyriniai, todėl kolonose lenkimo momentai nesusidaro.
3. Parenkant pagrindinių konstrukcijų profilius, skaičiavimai buvo atlikti pagal EC3 ir STR nurodytas metodikas. Projektuojant perdangos sija pagal EC3 įvertinant stiprumo ir pastovumo sąlygas buvo gautas HEB240 (plienas S355) profilis, jo išnaudojimo koeficientas pagal stiprumą lygus 0,67; pagal pastovumą 0.98. Atliekant skaičiavimus pagal STR taip pat buvo gauta, kad šio elemento profilis parinktas racionaliai, tačiau reikia pabrėžti, kad stiprumo atsarga buvo gauta mažesnė (išnaudojimas pagal stiprumą 0,81).
4. Sudarius skaičiuojamąją schemą be standžios šerdies, bet įvertinus, jog visų konstrukcijų jungtys yra standžios, bei apkrovas tokiomis pat apkrovomis ir pagal analogiškus apkrovų derinius buvo gautos tokios konstrukcinių elementų vidinės įrašos: maksimalus perdangos sijos lenkimo momentas $M_{Ed}=186.43kNm$. Kolona vertinama kaip necentriškai gniuždomas elementas, todėl vertinama didžiausią lenkimo momentą ir kartu su juo veikiančias ašines bei skersines jėgas turintį elementą: $M_{Ed,max}=90,9kNm$, $N_{Ed}=1007kN$, $V_{Ed}=49,6kN$.
5. Perdangos sijai buvo tikrinamas HEB200 (plienas S355) profilis. Jos išnaudojimo koeficientas pagal stiprumą 0,81. Nors stiprumo atsarga didesnė nei 10%, tačiau parenkat mažesnio skersmens karšto valcavimo profilį stiprumo sąlyga nebetenkinama.
6. Įvertinus lenkimo momentus susidariusius kolonoje ji buvo projektuojama kaip necentriškai gniuždomas elementas. Patikrinus kolonos skerspjūvio (HEB240) laikomąją galią pagal kritinio taško takumo kriterijus, buvo gauta, jog kolonos išnaudojimo koeficientas pagal stiprumą yra 0,27. Tačiau įvertinus necentriškai gniuždomos kolonos klumpamąją galią pagal EC3, jos išnaudojimas gautas 0,67. Profilis parinktas racionaliai, mažesnio skersmens profilis stiprumo ir pastovumo sąlygų netenkina.
7. Apibendrinant gautus rezultatus galima teigti, jog baigiamajame darbe nagrinėtame objekte, standumo branduolio įtaka konstrukcijų įrašų persiskirstymui yra neigiama, t.y. didina vidines įrašas, dėl kurių naudojami didesni elementų skerspjūviai. Bendri pastato statybos kaštai didėja.

5. LITERATŪROS SĄRAŠAS

1. „Eurokodas 3. Plieninių konstrukcijų projektavimas. 1-8 dalis. Mazgų projektavimas“.2005m.
2. Kęstutis Urbonas. „Plieninių rėminių konstrukcijų pasiduodančių mazgų modeliavimo ir projektavimo metodų kūrimas“. Daktaro disertacija., VGTU, 2006m.
3. J.Paulauskas; A.Kvedaras. Metalinės konstrukcijos.
4. A. Kvedaras; K. Rasiulis; A. Šapalas; V.Šapalas; G.Šaučiuvėnas; K.Urbonas; D. Zabulionis. „Plieninės konstrukcijos. Elementai ir jungtys“.2017 m. Vilnius.
5. The Steel Construction Institute; „Joints in Steel constructions. Moment Connections“.1995m, London.
6. V. Šapalas; K. Urbonas; K. Rasiulis. „Plieninių sijų ir kolonų projektavimas pagal EC3“.
7. Statybos Techninis Reglamentas STR 2.05.04:2003 „Poveikiai ir apkrovos“. Prieiga per internetą: <https://e-seimas.lrs.lt/portal/legalAct/lt/TAD/TAIS.213447>.
8. Statybos Techninis Reglamentas STR 2.05.08:2005 „Plieninių konstrukcijų projektavimas. Pagrindinės nuostatos“. Prieiga per internetą: <https://e-seimas.lrs.lt/portal/legalAct/lt/TAD/TAIS.250900>.
9. Femci book – Notes on Semi – Rigid Connections. Prieiga per internetą: <http://femci.gsfc.nasa.gov/semirigid/index.html>.
10. Vaitkevičius, V. Metalinės konstrukcijos. Vilnius: Mokslas, 1984.
11. D. Conception; M. Pascual; V. Mariano. „Review on the modelling of joint behavior in steel frames“. 2010m. Prieiga per internetą: http://research.iaun.ac.ir/pd/izadinaold/pdfs/HomeWork_8988.pdf.
12. R.Bjorhovde; F.S.K Bijlaard; L.F. Geschwinder. „Connections in Steel Structures IV“ 2008 m. Chicago. Prieiga per internetą: <https://www.aisc.org/globalassets/aisc/manual/15th-ed-ref-list/connections-in-steel-structures-vi.pdf>.

Priedas nr.1

Karšto valcavimo dvitėjų profilių, jungimo mazgo „sija-kolona“ skaičiavimas kompiuterine programa „Autodesk Robot Structural Analysis 2018“



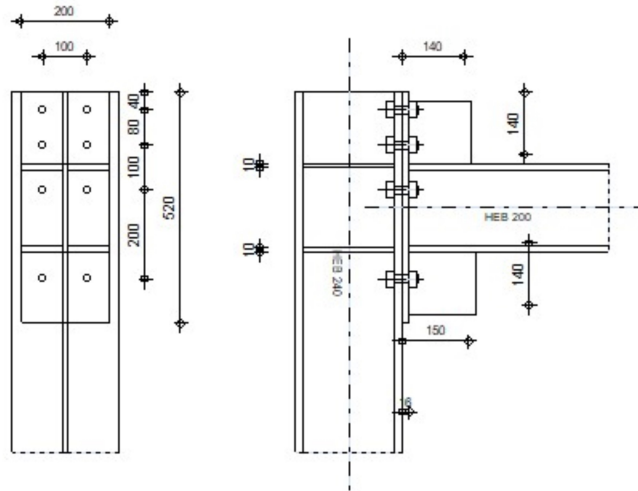
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018

Design of fixed beam-to-column connection

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

OK

Ratio
0,89



GENERAL

Connection no.: 1
Connection name: Frame knee
Structure node: 2
Structure bars: 12, 7

GEOMETRY

COLUMN

Section: HEB 240
Bar no.: 12
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Inclination angle
 $h_c = 240$ [mm] Height of column section
 $b_{fc} = 240$ [mm] Width of column section
 $t_{wc} = 10$ [mm] Thickness of the web of column section
 $t_{fc} = 17$ [mm] Thickness of the flange of column section
 $r_c = 21$ [mm] Radius of column section fillet
 $A_c = 105,99$ [cm²] Cross-sectional area of a column
 $I_{xc} = 11259,30$ [cm⁴] Moment of inertia of the column section
Material: S 355
 $f_{yc} = 355,00$ [MPa] Resistance

BEAM

Section: HEB 200
Bar no.: 7

$\alpha =$	0,0	[Deg]	Inclination angle
$h_b =$	200	[mm]	Height of beam section
$b_f =$	200	[mm]	Width of beam section
$t_{wb} =$	9	[mm]	Thickness of the web of beam section
$t_{fb} =$	15	[mm]	Thickness of the flange of beam section
$r_b =$	18	[mm]	Radius of beam section fillet
$r_b =$	18	[mm]	Radius of beam section fillet
$A_b =$	78,08	[cm ²]	Cross-sectional area of a beam
$I_{xb} =$	5696,18	[cm ⁴]	Moment of inertia of the beam section
Material:	S 355		
$f_{yb} =$	355,00	[MPa]	Resistance

BOLTS

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

$d =$	18	[mm]	Bolt diameter
Class =	10.9		Bolt class
$F_{tRd} =$	138,24	[kN]	Tensile resistance of a bolt
$n_h =$	2		Number of bolt columns
$n_v =$	4		Number of bolt rows
$h_1 =$	40	[mm]	Distance between first bolt and upper edge of front plate
Horizontal spacing $e_i =$	100	[mm]	
Vertical spacing $p_i =$	80;100;200	[mm]	

PLATE

$h_p =$	520	[mm]	Plate height
$b_p =$	200	[mm]	Plate width
$t_p =$	16	[mm]	Plate thickness
Material:	S 235		
$f_{yp} =$	235,00	[MPa]	Resistance

UPPER STIFFENER

$h_u =$	140	[mm]	Stiffener height
$t_{wu} =$	10	[mm]	Thickness of vertical stiffener
$l_u =$	140	[mm]	Length of vertical stiffener
Material:	S 235		
$f_{yu} =$	235,00	[MPa]	Resistance

LOWER STIFFENER

$h_d =$	140	[mm]	Stiffener height
$t_{wd} =$	10	[mm]	Thickness of vertical stiffener
$l_d =$	150	[mm]	Length of vertical stiffener
Material:	S 355		
$f_{ybu} =$	355,00	[MPa]	Resistance

COLUMN STIFFENER

Upper

$h_{su} = 206$ [mm] Stiffener height
 $b_{su} = 115$ [mm] Stiffener width
 $t_{hu} = 10$ [mm] Stiffener thickness
Material: S 355
 $f_{ysu} = 355,00$ [MPa] Resistance

Lower

$h_{sd} = 206$ [mm] Stiffener height
 $b_{sd} = 115$ [mm] Stiffener width
 $t_{hd} = 10$ [mm] Stiffener thickness
Material: S 355
 $f_{ysu} = 355,00$ [MPa] Resistance

FILLET WELDS

$a_w = 7$ [mm] Web weld
 $a_f = 11$ [mm] Flange weld
 $a_s = 7$ [mm] Stiffener weld

MATERIAL FACTORS

$\gamma_{M0} = 1,00$ Partial safety factor [2.2]
 $\gamma_{M1} = 1,00$ Partial safety factor [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Partial safety factor [2.2]
 $\gamma_{M3} = 1,25$ Partial safety factor [2.2]

LOADS

Ultimate limit state

Case: 11: 104 (1+5)*1.35+2*1.30+4*0.80

$M_{b1,Ed} = 133,13$ [kN*m] Bending moment in the right beam
 $V_{b1,Ed} = 156,02$ [kN] Shear force in the right beam
 $N_{b1,Ed} = 20,16$ [kN] Axial force in the right beam
 $M_{c1,Ed} = 59,76$ [kN*m] Bending moment in the lower column
 $V_{c1,Ed} = 19,88$ [kN] Shear force in the lower column
 $N_{c1,Ed} = -1509,30$ [kN] Axial force in the lower column
 $M_{c2,Ed} = -73,37$ [kN*m] Bending moment in the upper column
 $V_{c2,Ed} = -40,04$ [kN] Shear force in the upper column
 $N_{c2,Ed} = -1353,28$ [kN] Axial force in the upper column

RESULTS

BEAM RESISTANCES

TENSION

$A_b = 78,08$ [cm²] Area EN1993-1-1:[6.2.3]

$$N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$N_{tb,Rd} = 2771,88$ [kN] Design tensile resistance of the section EN1993-1-1:[6.2.3]

SHEAR

$A_{vb} = 52,83$ [cm²] Shear area EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$V_{cb,Rd} = 1082,82$ [kN] Design sectional resistance for shear EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,14 < 1,00$ **verified** (0,14)

BENDING - PLASTIC MOMENT (WITHOUT BRACKETS)

$W_{plb} = 642,58$ [cm³] Plastic section modulus EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{b,pl,Rd} = 228,12$ [kN*m] Plastic resistance of the section for bending (without stiffeners) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

BENDING ON THE CONTACT SURFACE WITH PLATE OR CONNECTED ELEMENT

$W_{pl} = 642,58$ [cm³] Plastic section modulus EN1993-1-1:[6.2.5]

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{cb,Rd} = 228,12$ [kN*m] Design resistance of the section for bending EN1993-1-1:[6.2.5]

FLANGE AND WEB - COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 228,12$ [kN*m] Design resistance of the section for bending EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 185$ [mm] Distance between the centroids of flanges [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$F_{c,fb,Rd} = 1233,07$ [kN] Resistance of the compressed flange and web [6.2.6.7.(1)]

COLUMN RESISTANCES**WEB PANEL - SHEAR**

$M_{b1,Ed} = 133,13$ [kN*m] Bending moment (right beam) [5.3.(3)]

$M_{b2,Ed} = 0,00$ [kN*m] Bending moment (left beam) [5.3.(3)]

$V_{c1,Ed} = 19,88$ [kN] Shear force (lower column) [5.3.(3)]

$V_{c2,Ed} = -40,04$ [kN] Shear force (upper column) [5.3.(3)]

$z = 273$ [mm] Lever arm [6.2.5]

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$V_{wp,Ed} = 458,61$ [kN] Shear force acting on the web panel [5.3.(3)]

$A_{vs} = 33,23$ [cm²] Shear area of the column web EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$A_{vc} = 33,23$ [cm²] Shear area EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$d_s = 190$ [mm] Distance between the centroids of stiffeners [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,fc,Rd} = 6,16$ [kN*m] Plastic resistance of the column flange for bending [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,stu,Rd} = 2,13$ [kN*m] Plastic resistance of the upper transverse stiffener for bending [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,sti,Rd} = 2,13$ [kN*m] Plastic resistance of the lower transverse stiffener for bending [6.2.6.1.(4)]

$$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} * f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$$

$$V_{wp,Rd} = 700,12 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistance of the column web panel for shear} \quad [6.2.6.1]$$

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0 \quad 0,66 < 1,00 \quad \text{verified} \quad (0,66)$$

WEB - TRANSVERSE COMPRESSION - LEVEL OF THE BEAM BOTTOM FLANGE

Bearing:

$$t_{wc} = 10 \quad [\text{mm}] \quad \text{Effective thickness of the column web} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 268 \quad [\text{mm}] \quad \text{Effective width of the web for compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 33,23 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Shear area} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,74 \quad \text{Reduction factor for interaction with shear} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 185,93 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Maximum compressive stress in web} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1,00 \quad \text{Reduction factor conditioned by compressive stresses} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$A_s = 23,00 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Area of the web stiffener} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 1516,94 \quad [\text{kN}] \quad \text{Column web resistance} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Buckling:

$$d_{wc} = 164 \quad [\text{mm}] \quad \text{Height of compressed web} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 0,80 \quad \text{Plate slenderness of an element} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,93 \quad \text{Reduction factor for element buckling} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 2,32 \quad \text{Stiffener slenderness} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$\chi_s = 1,00 \quad \text{Buckling coefficient of the stiffener} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 1471,24 \quad [\text{kN}] \quad \text{Column web resistance} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Final resistance:

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd} = 1471,24 \quad [\text{kN}] \quad \text{Column web resistance} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

GEOMETRICAL PARAMETERS OF A CONNECTION

EFFECTIVE LENGTHS AND PARAMETERS - COLUMN FLANGE

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	28	-	70	-	80	169	140	140	140	160	80	80	80
2	28	-	70	-	100	177	226	177	226	189	175	175	175
3	28	-	70	-	200	177	225	177	225	289	225	225	225
4	28	-	70	-	135	177	204	177	204	224	172	172	172

EFFECTIVE LENGTHS AND PARAMETERS - FRONT PLATE

Nr	m	m_x	e	e_x	p	$l_{eff,cp}$	$l_{eff,nc}$	$l_{eff,1}$	$l_{eff,2}$	$l_{eff,cp,g}$	$l_{eff,nc,g}$	$l_{eff,1,g}$	$l_{eff,2,g}$
1	37	–	50	–	80	233	211	211	211	196	145	145	145
2	37	–	50	–	80	233	253	233	253	196	187	187	187
3	38	–	50	–	200	236	246	236	246	318	239	239	239
4	37	–	50	–	135	233	226	226	226	251	188	188	188

m – Bolt distance from the web

m_x – Bolt distance from the beam flange

e – Bolt distance from the outer edge

e_x – Bolt distance from the horizontal outer edge

p – Distance between bolts

$l_{eff,cp}$ – Effective length for a single bolt in the circular failure mode

$l_{eff,nc}$ – Effective length for a single bolt in the non-circular failure mode

$l_{eff,1}$ – Effective length for a single bolt for mode 1

$l_{eff,2}$ – Effective length for a single bolt for mode 2

$l_{eff,cp,g}$ – Effective length for a group of bolts in the circular failure mode

$l_{eff,nc,g}$ – Effective length for a group of bolts in the non-circular failure mode

$l_{eff,1,g}$ – Effective length for a group of bolts for mode 1

$l_{eff,2,g}$ – Effective length for a group of bolts for mode 2

CONNECTION RESISTANCE FOR TENSION

$F_{t,Rd} = 138,24$ [kN] Bolt resistance for tension [Table 3.4]

$B_{p,Rd} = 234,52$ [kN] Punching shear resistance of a bolt [Table 3.4]

$$N_{j,Rd} = \text{Min}(N_{tb,Rd} \cdot n_v n_h F_{t,Rd}, n_v n_h B_{p,Rd})$$

$N_{j,Rd} = 1105,92$ [kN] Connection resistance for tension [6.2]

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,02 < 1,00 \quad \text{verified} \quad (0,02)$$

CONNECTION RESISTANCE FOR BENDING

$F_{t,Rd} = 138,24$ [kN] Bolt resistance for tension [Table 3.4]

$B_{p,Rd} = 234,52$ [kN] Punching shear resistance of a bolt [Table 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$ – column flange resistance due to bending

$F_{t,wc,Rd}$ – column web resistance due to tension

$F_{t,ep,Rd}$ – resistance of the front plate due to bending

$F_{t,wb,Rd}$ – resistance of the web in tension

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min}(F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4], [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min}(F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5], [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 1

F_{t1,Rd,comp} - Formula	F_{t1,Rd,comp}	Component
$F_{t,fc,Rd(1)} = 266,91$	266,91	Column flange - tension
$F_{t,wc,Rd(1)} = 448,37$	448,37	Column web - tension
$F_{t,ep,Rd(1)} = 229,61$	229,61	Front plate - tension
$B_{p,Rd} = 469,04$	469,04	Bolts due to shear punching
$V_{wp,Rd}/\beta = 700,12$	700,12	Web panel - shear
$F_{c,wc,Rd} = 1471,24$	1471,24	Column web - compression
$F_{c,fb,Rd} = 1233,07$	1233,07	Beam flange - compression
$F_{t1,Rd} = \text{Min}(F_{t1,Rd,comp})$	229,61	Bolt row resistance

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 2

F_{t2,Rd,comp} - Formula	F_{t2,Rd,comp}	Component
$F_{t,fc,Rd(2)} = 276,48$	276,48	Column flange - tension
$F_{t,wc,Rd(2)} = 537,46$	537,46	Column web - tension
$F_{t,ep,Rd(2)} = 244,68$	244,68	Front plate - tension
$B_{p,Rd} = 469,04$	469,04	Bolts due to shear punching
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 700,12 - 229,61$	470,51	Web panel - shear
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1471,24 - 229,61$	1241,63	Column web - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1233,07 - 229,61$	1003,46	Beam flange - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 513,72 - 229,61$	284,11	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 681,93 - 229,61$	452,32	Column web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 427,12 - 229,61$	197,51	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1062,73 - 229,61$	833,12	Beam web - tension - group
$F_{t2,Rd} = \text{Min}(F_{t2,Rd,comp})$	197,51	Bolt row resistance

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 3

F_{t3,Rd,comp} - Formula	F_{t3,Rd,comp}	Component
$F_{t,fc,Rd(3)} = 276,48$	276,48	Column flange - tension
$F_{t,wc,Rd(3)} = 537,46$	537,46	Column web - tension
$F_{t,ep,Rd(3)} = 241,06$	241,06	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(3)} = 754,42$	754,42	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 469,04$	469,04	Bolts due to shear punching
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 700,12 - 427,12$	272,99	Web panel - shear
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1471,24 - 427,12$	1044,11	Column web - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1233,07 - 427,12$	805,94	Beam flange - compression
$F_{t3,Rd} = \text{Min}(F_{t3,Rd,comp})$	241,06	Bolt row resistance

The remaining bolts are inactive (they do not carry loads) because resistance of one of the connection components has been used up or these bolts are positioned below the center of rotation.

SUMMARY TABLE OF FORCES

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	313	229,61	266,91	448,37	229,61	-	276,48	469,04
2	233	197,51	276,48	537,46	244,68	-	276,48	469,04
3	133	241,06	276,48	537,46	241,06	754,42	276,48	469,04
4	-68	-	276,48	537,46	235,08	-	276,48	469,04

CONNECTION RESISTANCE FOR BENDING $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 149,62 \text{ [kN*m]} \quad \text{Connection resistance for bending} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,89 < 1,00 \quad \text{verified} \quad (0,89)$$

CONNECTION RESISTANCE FOR SHEAR

$$\alpha_v = 0,50 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{v,Rd} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,97 \quad \text{Reduction factor for long connections} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 74,45 \text{ [kN]} \quad \text{Shear resistance of a single bolt} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 138,24 \text{ [kN]} \quad \text{Tensile resistance of a single bolt} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 207,36 \text{ [kN]} \quad \text{Bearing resistance of an intermediate bolt} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 191,76 \text{ [kN]} \quad \text{Bearing resistance of an outermost bolt} \quad [\text{Table 3.4}]$$

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	276,48	5,04	229,61	204,32	209,36	68,37
2	276,48	5,04	197,51	175,76	180,80	79,35
3	276,48	5,04	241,06	214,50	219,55	64,45
4	276,48	5,04	0,00	0,00	5,04	146,97

$F_{tj,Rd,N}$ – Bolt row resistance for simple tension

$F_{tj,Ed,N}$ – Force due to axial force in a bolt row

$F_{tj,Rd,M}$ – Bolt row resistance for simple bending

$F_{tj,Ed,M}$ – Force due to moment in a bolt row

$F_{tj,Ed}$ – Maximum tensile force in a bolt row

$F_{vj,Rd}$ – Reduced bolt row resistance

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$V_{j,Rd} = 359,14 \quad [\text{kN}] \quad \text{Connection resistance for shear} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,43 < 1,00 \quad \text{verified} \quad (0,43)$$

WELD RESISTANCE

$$A_w = 130,78 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Area of all welds} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 72,82 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Area of horizontal welds} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 57,96 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Area of vertical welds} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 18721,96 \quad [\text{cm}^4] \quad \text{Moment of inertia of the weld arrangement with respect to the hor. axis} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp \max} = \tau_{\perp \max} = 121,77 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Normal stress in a weld} \quad [4.5.3.2(6)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 121,77 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Stress in a vertical weld} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{\parallel} = 26,92 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Tangent stress} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0,80 \quad \text{Correlation coefficient} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}) \quad 243,54 < 360,00 \quad \text{verified} \quad (0,68)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}) \quad 247,96 < 360,00 \quad \text{verified} \quad (0,69)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2} \quad 121,77 < 259,20 \quad \text{verified} \quad (0,47)$$

CONNECTION STIFFNESS

$$t_{\text{wash}} = 4 \quad [\text{mm}] \quad \text{Washer thickness} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{\text{head}} = 13 \quad [\text{mm}] \quad \text{Bolt head height} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{\text{nut}} = 18 \quad [\text{mm}] \quad \text{Bolt nut height} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$L_b = 57 \quad [\text{mm}] \quad \text{Bolt length} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$k_{10} = 5 \quad [\text{mm}] \quad \text{Stiffness coefficient of bolts} \quad [6.3.2.(1)]$$

STIFFNESSES OF BOLT ROWS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
1	313	3	16	11	1	4,40	137,49
2	233	6	35	14	2	5,12	118,95
3	133	6	35	16	2	3,01	39,94
					Sum	12,53	296,38

$$k_{\text{eff},j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{\text{eq}} = \sum_j k_{\text{eff},j} h_j^2 / \sum_j k_{\text{eff},j} h_j$$

$$z_{\text{eq}} = 237 \quad [\text{mm}] \quad \text{Equivalent force arm} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{\text{eq}} = \sum_j k_{\text{eff},j} h_j / z_{\text{eq}}$$

$$k_{\text{eq}} = 5 \quad [\text{mm}] \quad \text{Equivalent stiffness coefficient of a bolt arrangement} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$A_{vc} = 33,23$ [cm²] Shear area EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\beta = 1,00$ Transformation parameter [5.3.(7)]

$z = 237$ [mm] Lever arm [6.2.5]

$k_1 = 5$ [mm] Stiffness coefficient of the column web panel subjected to shear [6.3.2.(1)]

$k_2 = \infty$ Stiffness coefficient of the compressed column web [6.3.2.(1)]

$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1/k_1 + 1/k_2 + 1/k_{eq})$ [6.3.1.(4)]

$S_{j,ini} = 31238,37$ [kN*m] Initial rotational stiffness [6.3.1.(4)]

$\mu = 2,18$ Stiffness coefficient of a connection [6.3.1.(6)]

$S_j = S_{j,ini} / \mu$ [6.3.1.(4)]

$S_j = 14325,13$ [kN*m] Final rotational stiffness [6.3.1.(4)]

Connection classification due to stiffness.

$S_{j,rig} = 15949,30$ [kN*m] Stiffness of a rigid connection [5.2.2.5]

$S_{j,pin} = 996,83$ [kN*m] Stiffness of a pinned connection [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RIGID

WEAKEST COMPONENT:

FRONT PLATE - TENSION

Connection conforms to the code

Ratio 0,89