

**KAUNO TECHNOLOGIJOS UNIVERSITETAS
STATYBOS IR ARCHITEKTŪROS FAKULTETAS**

Jonas Kęstutis Davidavičius

**LOGISTIKOS CENTRO STATYBINIŲ KONSTRUKCIJŲ DALIES
PROJEKTAS**

Baigiamasis magistro projektas

Vadovas

doc. dr. Gintaris Cinelis

KAUNAS, 2017

KAUNO TECHNOLOGIJOS UNIVERSITETAS
STATYBOS IR ARCHITEKTŪROS FAKULTETAS
STATYBINIŲ KONSTRUKCIJŲ KATEDRA

TVIRTINU

Katedros vedėjas

(parašas) Doc. dr. Mindaugas Augonis

(data)

LOGISTIKOS CENTRO STATYBINIŲ KONSTRUKCIJŲ DALIES
PROJEKTAS

Baigiamasis magistro projektas
Studijų programos pavadinimas (kodas STATYBA)

Vadovas

(parašas) doc. dr. Gintaris Cinelis

(data)

Recenzentas

(parašas) PV Arūnas Porutis

(data)

Projektą atliko

(parašas) Jonas Kęstutis Davidavičius

(data)

Davidavičius, Jonas Kęstutis Davidavičius. LOGISTIKOS CENTRO STATYBINIŲ KONSTRUKCIJŲ DALIES PROJEKTAS. *Magistro* baigiamasis projektas / vadovas doc. dr. Gintaris Cinelis; Kauno technologijos universitetas, statybos ir architektūros fakultetas.

Mokslo kryptis ir sritis: Statyba, konstrukcijos.

Reikšminiai žodžiai: *Logistikos centras, laikančiosios konstrukcijos, gelžbetoninė sija, surenkama gelžbetoninė perdanga.*

Kaunas, 2017. 01 p.

SANTRAUKA

Magistro baigiamojo projekto tikslas suprojektuoti logistikos centro laikančiasias konstrukcijas, atsižvelgiant į konstrukcijų ekonomiškumą, paruošti šio projekto techninius brėžinius.

Projektuojamas pastatas - 4930,15 m² ploto logistikos centras Kauno laisvoje ekonominėje zonoje.

Darbe aprašomi pastato techniniai reglamentai, architektūriniai sprendimai, bendrieji statinio duomenys. Plačiausia baigiamojo projekto dalis - statinio laikančiosios konstrukcijos. Konstrukcinėje dalyje suprojektuota: Dvišlaitė įtempto gelžbetonio sija, gelžbetoninis rygėlis, gelžbetoninė kolona, pamato ir įtemptosios perdangos projektavimas. Ekonominis įtemptojo gelžbetonio dvišlaitės sijos ir dvišlaitės metalinės santvaros palyginimas. Tiriamojoje dalyje nagrinėjami pastato ryšių įtaka poslinkiams.

Darbas sudarytas iš dešimties dalių: Įvado, šešių skyrių, literatūros sąrašo ir priedų.

Davidavičius, Jonas Kęstutis. *LOAD BEARING STRUCTURE OF LOGISTIC CENTER* Master's Project. supervisor assoc. prof. Gintaris Cinelis. The Faculty of Civil engineering and architecture, Kaunas University of Technology.

Research area and field: Civil engineering, load bearing structure

Key words: Logistic centre, bearing structure, reinforced concrete beam, prestressed reinforced concrete floor

Kaunas, 2017. 01 p.

SUMMARY

The aim of the master final project is to design logistic centre building bearing structure, based on the most economic constructions, also prepare technical project drawings.

Object is 4930,15 sq. m area, logistic centre in Kaunas free economic zone.

This paper describes all requirements for object regulations, which should be fulfill during projecting of a building. It describes architectural solutions, general building information. The main part of this paper is structural part it includes design of reinforced concrete beam, reinforced concrete column, foundation, prestressed reinforced concrete floor. Economic comparison between truss and prestressed reinforced concrete beam. Exploratory part of the paper explores connection between displacements and structural connections.

Work consist of ten parts: introduction, six chapters, conclusions, bibliographical entries and appendices.



KAUNO TECHNOLOGIJOS UNIVERSITETAS

Statybos ir architektūros

(Fakultetas)

Jonas Kęstutis Davidavičius

(Studento vardas, pavardė)

Statyba

(Studijų programos pavadinimas, kodas)

„Baigiamojo projekto pavadinimas“

AKADEMINIO SAŽININGUMO DEKLARACIJA

20 17 m. Sausio 11 d.
Kaunas

Patvirtinu, kad mano, **Jono Kęstučio Davidavičiaus**, baigiamasis projektas tema „...Logistikos centro statybinių konstrukcijų dalies projektas.....“ 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)

Turinys

ĮVADAS	4
1. STATYBOS REGLAMENTAVIMO IR TEISINĖS SĄLYGOS	5
2. ARCHITEKTŪRINĖ DALIS.....	6
2.1 Bendrieji duomenys	6
2.2 Sklypo projektavimas	6
2.3 Statinio architektūriniai sprendimai.....	7
2.4 Konstrukciniai sprendimai.....	7
2.5 Stogo šilumos perdavimo koeficiento apskaičiavimas.....	8
3. KONSTRUKCINĖ DALIS	11
3.1. Plieninio ilginio projektavimas.....	11
Stiprumo tikrinimas 3.1.1.	11
Įlinkio tikrinimas 3.1.2	11
3.2. Gelžbetoninės sijos projektavimas	11
3.2.1. Sijos efektingi ilgi	12
3.2.2. Išankstinis sijos išilginės armatūros parinkimas.....	12
3.2.3. Sijos skerspjūvio geometrinės charakteristikos.....	14
3.2.4. Išankstiniai armatūros įtempimai ir jų nuostoliai	15
3.2.5 Armatūros įtempių perdavimo zonos ilgio skaičiavimas	18
3.2.6. Sijos stiprumo skaičiavimas eksploatacijos stadijoje. Stiprumas įstrižuose pjūviuose ..	18
Stiprumas skersinei jėgai	18
3.2.7. Stiprumas lenkimo momentui.....	19
3,2,8 Sijos apskaičiavimas eksploatacijos stadijoje tinkamumo ribiniam būviui.....	21
3.2.9. Normalinių plyšių atsivėrimo pločio skaičiavimas	22
3.2.10 Sijos įlinkio skaičiavimas	22
3.3. Rygelio skaičiavimas.....	26
3.3.1 Išilginės armatūros skaičiavimas.....	26

3.3.2 Skersinės armatūros skaičiavimas	27
3.3.3. Rygelio lentynos armatūros skaičiavimas	31
3.4. Gelžbetoninės kolonos projektavimas	32
Deriniai	32
3.4.1 Kolonos išilginės armatūros skaičiavimas.....	33
3.4.2. Kolonos skersinės armatūros parinkimas	37
3.4.3. Kolonos gembės armatūros skaičiavimas.....	37
3.5. Įtemptojo gelžbetonio kiaurymėtos perdangos plokštės skaičiavimas	39
Bendrieji duomenys	39
3.5.1 Kiaurymėtos perdangos apkrovų skaičiavimas	39
1.3 Skerspjūvis. Redukuoto skerspjūvio parinkimas	40
3.5.2 Paruošiamieji duomenys išilginių briaunų skaičiavimui	40
3.5.3. Redukuoto skerspjūvio geometriniai rodikliai. Skerspjūvio plotas:.....	43
3.5.4. Išilginių briaunų skaičiavimas stadijoje iki eksploataavimo	47
3.5.5 Stiprumas transportuojant.....	47
3.5.6. Plokštės skaičiavimas eksploatacijos stadijoje	48
3.5.7. Plokštės išilginių briaunų skaičiavimas II grupės ribiniams būviams.....	49
3.6 Polinio pamato projektavimas	51
3.6.2 Polio armavimas ir laikomosios galios tikrinimas.....	58
3.6.4 Galvenos armavimas ir laikomosios galios tikrinimas	60
4. TECHNOLOGINĖ DALIS	61
4.1. Darbų kiekiai	61
Darbų kiekiai gelžbetoninių sijų montavimui pateikti žemiau esančioje lentelėje:	61
4.2. Kabinimo priemonių ir krano parinkimas	61
4.3. Sijų montavimo technologinio proceso aprašymas	63
4.4. Darbų kokybė ir jos vertinimas	65
4.5. Darbų saugos reikalavimai	65

5. MAGISTRO TIRIAMOJI DALIS	66
6. EKONOMINĖ DALIS	71
6.1 Bendri duomenys	71
6.2. Ekonominis palyginimas	71
7. DARBO SAUGA IR APLINKOSAUGA	74
IŠVADOS.....	77
LITERATŪRA	78
PRIEDAI	80

IVADAS

Baigiamajame magistro darbe projektuojamas sandėliavimo paskirties pastatas. Statinio statybvietė - Terminalo g. 7, Kauno LEZ. Pagrindinė dalis yra vientiso tūrio su temperatūriniu bloku ir dviem fligeliais. Statinys yra negyvenamasis, priskiriamas ypatingų statinių kategorijai. Pastato pagrindinės dalies ilgis - 130,82m, o plotis - 24,64m. Statinys turi du aukštus. Didžioji dalis pirmo aukšto yra skirta sandėliavimui, antrame aukšte įrengtos administracinės patalpos. Maksimalus parapeto aukštis siekia 9,09m.

Projekto tikslai:

- Suprojektuoti pastato laikančiąsias konstrukcijas pasitelkiant kompiuterinę konstrukcijų skaičiavimo programą. Suskaičiuoti laikančiąsias konstrukcijas rankiniu būdu, remiantis Lietuvos Respublikos dokumentais, ir palyginti gautus rezultatus.
- Atlikti ekonominį palyginimą dvejoms tos pačios paskirties laikančiosioms konstrukcijoms.
- Patikrinti pastato bendrų poslinkių priklausomybę nuo ryšių skaičiuojant kompiuterine konstrukcijų projektavimo programa.

Teisinė dalis apibrėžia reikalavimus projektuojamam pastatui. Nurodomi reglamentai, kuriais privaloma vadovautis projektuojant statinį.

Konstruktinėje dalyje projektuojamos 24m ilgio dvišlaitė gelžbetoninė sija, 24m metalinė santvara, gelžbetoninė kiaurymėtoji perdangos plokštė, gelžbetoniniai rygėliai, plieninės sijos, 7,7m ilgio gelžbetoninė kolona, bei gręžtinių CFA poliai. *Pastatą veikiantys poveikiai ir nuo tų poveikių atsiradusios įrašos yra gautos pastatą aprašant Autodesk Robot Structural Analysis programa.*

Ekonominėje dalyje lyginamos gelžbetoninės dvišlaitės sijos bei metalinės santvaros lokalinės sąmatos. Konstrukcijos vertinamos ekonominiu požiūriu. Lokalinės sąmatos pateikiamos prieduose.

Technologinėje dalyje aprašomas statinio konstrukcijos (sijos) montavimas, parenkamas kranas jos montavimui, sudaromas darbų atlikimo kalendorinis grafikas.

Darbo saugos ir aplinkosaugos dalyje nurodomi statybos techniniai reglamentai, numatantys esminius projektuojamam statiniui keliamus reikalavimus higienos, sveikatos apsaugos, aplinkosaugos srityse

1. STATYBOS REGLAMENTAVIMO IR TEISINĖS SĄLYGOS

Projektuojamiems statiniams Lietuvos Respublikos teritorijoje, jos išskirtinėje ekonominėje zonoje ir kontinentiniame šelfe statomų, rekonstruojamų ir remontuojamų statinių esminius reikalavimus, statybos techninio normavimo, statybinių tyrinėjimų, statinių projektavimo, statybos, statybos užbaigimo, statinių naudojimo ir priežiūros, griovimo tvarką, statybos dalyvių, viešojo administravimo subjektų, statinių savininkų (ar naudotojų) ir kitų juridinių ir fizinių asmenų veiklos šioje srityje principus ir atsakomybę nusako Lietuvos Respublikos statybos įstatymas. [1]

Statinys (jo dalis) turi būti suprojektuotas ir pastatytas taip, kad per ekonomiškai pagrįstą statinio naudojimo trukmę pagal jo naudojimo paskirtį atitiktų Reglamente nustatytus esminius statinių reikalavimus: mechaninio atsparumo ir pastovumo; higienos, sveikatos ir aplinkosaugos; saugaus naudojimo; gaisrinės saugos; energijos taupymo ir šilumos išsaugojimo [1].

Statinio architektūra turi būti tokia, kad neprieštarautų statinio esminiams reikalavimams; statinys derėtų prie kraštovaizdžio; atitiktų savivaldybės administracijos direktoriaus (jo įgalioto savivaldybės administracijos valstybės tarnautojo) nustatytus specialiuosius architektūros reikalavimus; specialiuosius saugomų teritorijų ir paveldosaugos reikalavimus; atitiktų statinio paskirtį; neprieštarautų statinio inžinerinių sistemų ir technologinių inž. sistemų reikalavimams. [1]

Pastatas projektuojamas laikantis Lietuvos statybos techninių reglamentų reikalavimų: STR 2.05.06:2010 "Statinio projektavimas" [2]; STR 2.05.03:2003; "Statybinių konstrukcijų projektavimo pagrindai" [3]; STR 2.0.5.0.5:2005 "Betoninių ir gelžbetoninių konstrukcijų projektavimas" [4] ; STR 2.05.08:2005 "Plieninių konstrukcijų projektavimas" [5]; 2.05.04:2003 "Poveikiai ir apkrovos;

2.ARCHITEKTŪRINĖ DALIS

2.1 Bendrieji duomenys

Projektuojamas sandėlis su administracinėmis patalpomis bus statomas Kauno LEZ, Terminalo g. 7. Sandėlio sklypas yra tarp Terminalo gatvės ir Kokybės gatvės. Pastatas sklype orientuotas lygiagrečiai toms gatvėms. Į pietvakarius nuo sklypo yra Kaunas, į šiaurės rytus - Ramučių rajonas.

2.2 Sklypo projektavimas

Žemės reljefas. Vietovė lygi, žemės paviršiaus altitudė svyravimo intervalas: 74,5-75,5

Esami želdiniai. Sklypo teritorijoje vyrauja pavieniai neaukšti želdiniai: krūmai, neaukšti medžiai. Planuojama prieš pradėdant statybos darbus aikštelėje pašalinti šiuos želdinius. Prie Terminalo ir Kokybės gatvių augantys aukštesni medžiai bus paliekami.

Ryšys su gretimu užstatymu. Sandėlysu administracinėmis patalpomis projektuojamas laisvame Kauno LEZ sklype. Pastato orientacija numatoma atsižvelgiant į Transeuropinio tinklo kelio E262 (Kaunas-Zarasai-Daugpilis) kryptį ir kitų Kauno LEZ pastatų orientaciją. Į šiaurės rytus nuo numatytos pastato vietos stovi Lavisos Lez terminalas, rytuose Itella logistics, pietvakariuose UAB Finnfoam. Pietuose sklypo teritorija neužstatyta.

Statinių išdėstymas sklype. Pastato orientacija sklype numatoma atsižvelgiant į transeuropinio tinklo kelio E262 kryptį. Pastatas orientuojamas lygiagrečiai šiam keliui. Tarp pastato ir Terminalo g. numatomos automobilių stovėjimo vietos. Sklypo pietvakariuose numatomos stovėjimo vietos sunkiajam transportui.

Teritorijos apželdinimas. Sklypo pietvakarių kampą ir šiaurės rytų kraštą numatoma apsėti paprasta veja ir apsodinti naujais želdiniais, paprastaisiais ažuolais.

Mažosios architektūros elementai, atliekų surinkimas. Sandėlio su administracinėmis patalpomis sklypo teritorijoje numatyta įrengti: prie įėjimų į pastatą šiukšlių dėžes, pietinėje sklypo dalyje vietas konteineriams.

Sklypo ir pastato apšvietimas. Apšvietimas turi būti derinamas su architektu ir aprašomas elektrotechnikos dalyje. Numatomi šviestuvai fasado viršuje.

Sklypo aptvėrimas ir apsaugos priemonės. Numatomas sklypo aptvėrimas perimetru, vielos tinklu. Sklypo teritorijoje numatomos vaizdo kameros.

Transporto judėjimo organizavimo principai. Automobilių stovėjimo vietos. Beveik visa sklypo teritorija yra padengta asfaltbetonio danga. Vienas įvažiavimas į teritoriją

numatytas šiaurės vakaruose iš Terminalo g., kitas įvažiavimas į sklypo teritoriją numatytas pietvakariuose iš Kokybės g. Suprojektuota daugiau nei 50 automobilių stovėjimo vietų (70) iš jų (3 žmonėms su negalia) todėl įvažiavimo ir išvažiavimo juostos atskirtos 1m skiriamąja juosta. Automobilių skaičius parinktas pagal STR 2.06.01:1992 10 lent.[6]. Eismas bus reguliuojamas kelio ženklais ir kelio dangos ženkliniu.

2.3 Statinio architektūriniai sprendimai

Statinio funkcinio ryšio ir zonavimo sprendimai. Statinio patalpos suprojektuotos remiantis Statybos Techninio Reglamento [7] nurodymais.

Statinsys vientiso tūrio, su dvejais fligeliais. Beveik visas pastato tūris paskirtas siuntų sandėliavimo, paskirstymo operacijoms. Statinio pagrindinis tūris 130,82m ilgio ir 24,64m pločio. Pastatas dviejų aukštų, su administracinėmis patalpomis antrame aukšte. Didžiausias aptarnaujamo sunkiojo krovininio transporto kiekis - 45.

Higiena, sveikata, aplinkos apsauga. Projektuojamose patalpose po atliktų įrengimo darbų statinio erdvė ir joje esantys komponentai neturi kenkti žmogaus sveikatai.

Natūralus apšvietimas. Administracinėse patalpose užtikrinamas natūralus apšvietimas. Apšvietos koeficientas yra ~1:4. Sandėliavimo patalpose numatyti stoglangiai, vartuose numatyti langeliai.

Neįgaliųjų specifinių poreikių tenkinimo sprendimai. Pagrindinis pastato įėjimas projektuojamas su pandusu neįgaliųjų užvažiavimui. Slenksčiai ties lauko durimis <20mm. Aukščių pasikeitimų vietose numatomi įspėjamieji paviršiai, arba ženkliniai. Koridoriai, durys projektuojamos taip, kad atitiktų reikalavimus žmonių su negalia reikmėms.

Pastato atitvarų elementų tipai ir medžiagos. Sienos projektuojamos iš lengvai montuojamų daugiasluoksnių statybinių plokščių.

2.4 Konstruktiniai sprendimai

Pamatai. Kolonos montuojamos ant 1,6x0,6x0,5m galvenos. Po kuriomis numatyti 2 Ø300 mm gręžtiniai poliai, kurių ilgis 2m. Galvenos įrengiamos ant paruošiamojo betono sluoksnio 100mm storio C8/10 stiprumo klasės.

Kolonos. Gelžbetoninės surenkamos 400x400 skerspjūvio kolonos, su gembėmis, arba be jų. Kolonomis naudojamas C25/30 klasės betonas.

Rygėliai. Antro aukšto perdangoms suprojektuoti gelžbetoniniai rygėliai, su dviem arba viena lentyna. 0,5m aukščio. Rygėliams naudojamas betono klasė 30/37, S500 armatūra.

Perdangos. Antram aukštui perdengti apskaičiuotos surenkamos perdangos plokštės HCS250 kurių aukštis 250mm. Armuojamos S500 armatūra ir Y1806S klasės lynais, įtempiant juos mechaniniu būdu. Perdangų betono klasė C30/37.

Dvišlaitės gelžbetoninės sijos. Dvišlaitės gelžbetoninės sijos aukštis keičiasi nuo 0,6 m iki 1,6 m. Gaminama iš C35/45 betono klasės betono. Armuojama S400 armatūros tinklais ir Y1770S stiprumo išanksto įtemptais lynais.

Ilginiai. Parinkti UPE 180 loviniai profiliai

Atitavrinės sienos. Visos pastato sienos - daugiasluoksnės "sandwich" tipo plokštės 120mm storio. Poliesterio padengimu iš abiejų pusių, polirietano užpildu.

Stogas. Stogas montuojamas ant ilginių. Stogą sudaro profiliuotos skardos paklotas RUUKKI T135 Ant kurio 20mm PAROC ROB 80 orą ir garus izoliuojantis sluoksnis PAROC XMV 020 BAS, Šilumos izoliacijos sluoksnis PAROC ROS 30 (160mm) Šilumos izoliacijos sluoksnis PAROC ROB 80 (20mm) Hidroizoliacinė stogo danga 2sl. (Mida Balt) (6mm).

2.5 Stogo šilumos perdavimo koeficiento apskaičiavimas

Atitvaros skaičiuojamos pagal STR 2.01.03:2009

1) Išorinis sluoksnis – dvisluoksnė ritininė hidroizoliacija:

$$\lambda_{1,ds} = 0,17 \text{ W}/(m \times K)$$

$$R_i = \frac{d_i}{\lambda_{i,ds}} \quad (2.5.1)$$

$$R_1 = \frac{0,006}{0,17} = 0,035 \text{ (m}^2 \times K)/W$$

2) Antras sluoksnis – 20 mm storio šilumos izoliacija PAROC ROB 80, kurios $\lambda_{dec} = 0,038 \text{ W}/(m \times K)$. Šilumos laidumo koeficiento pataisa dėl papildomo medžiagos įdrėkimo konstrukcijoje $\Delta\lambda_w, \text{ W}/(m \cdot K)$, pagal STR 2.01.03:2003 4 lentelę nevėdinamai atitvarai $\Delta\lambda_w = 0,002 \text{ W}/(m \cdot K)$. Šilumos konvekcijos poveikio koeficientas $K_{cv} = 0$

Pataisa dėl šilumos konvekcijos:

$$\Delta\lambda_{cv} = \lambda_{dec} \times K_{cv} \quad (2.5.2)$$

$$\Delta\lambda_{cv} = 0,038 \times 0 = 0 \text{ W}/(m \times K)$$

Projektinė šilumos laidumo koeficiento vertė:

$$\lambda_{2,ds} = \lambda_{dec} + \Delta\lambda_w + \Delta\lambda_{cv} \quad (2.5.3)$$

$$\lambda_{2,ds} = 0,038 + 0,002 + 0 = 0,04 \text{ W}/(m \times K)$$

Antrojo sluoksnio šiluminė varža pagal 2.5.1. formulę:

$$R_2 = \frac{0,02}{0,04} = 0,5(m^2 \times K)/W$$

3) Trečias sluoksnis – 160 mm storio šilumos izoliacija iš akmens vatos PAROC ROS 30, kurios $\lambda_{dec} = 0,036 \text{ W}/(m \times K)$. Šilumos laidumo koeficiento pataisa dėl papildomo medžiagos įdrėkimo konstrukcijoje $\Delta\lambda_{\omega}$, $\text{W}/(m \cdot K)$, pagal STR 2.01.03:2003 4 lentelę nevėdinamai atitvarai $\Delta \lambda_{\omega} = 0,002 \text{ W}/(m \cdot K)$. Šilumos konvekcijos poveikio koeficientas $K_{cv} = 0$

Pataisa dėl šilumos konvekcijos pagal 2.5.2 formulę:

$$\Delta\lambda_{cv} = 0,036 \times 0 = 0 \text{ W}/(m \times K)$$

Projektinė šilumos laidumo koeficiento vertė pagal 2.5.3 formulę:

$$\lambda_{3,ds} = 0,036 + 0,002 + 0 = 0,038 \text{ W}/(m \times K)$$

Trečiojo sluoksnio šiluminė varža pagal 2.5.1 formulę:

$$R_3 = \frac{0,16}{0,038} = 4,211 (m^2 \times K)/W$$

4) Ketvirtas sluoksnis – garo izoliacija, priimama, kaip plonas sluoksnis tarp atitvaros sluoksnių

$$R_{q,4} = 0,04 (m^2 \times K)/W$$

5) Penktas sluoksnis – 20 mm storio šilumos izoliacija iš mineralinės vatos, kurios $\lambda_{dec} = 0,038 \text{ W}/(m \cdot K)$. Šilumos laidumo koeficiento pataisa dėl papildomo medžiagos įdrėkimo konstrukcijoje $\Delta\lambda_{\omega}$, $\text{W}/(m \cdot K)$, pagal STR 2.01.03:2003 4 lentelę nevėdinamai atitvarai $\Delta \lambda_{\omega} = 0,002 \text{ W}/(m \cdot K)$. Šilumos konvekcijos poveikio koeficientas $K_{cv} = 0$.

Pataisa dėl šilumos konvekcijos apskaičiuojama pagal 2.5.2 formulę:

$$\Delta\lambda_{cv} = \lambda_{dec} + K_{cv} = 0,038 \times 0 = 0 \text{ W}/(m \cdot K)$$

Projektinė šilumos laidumo koeficiento vertė apskaičiuojama pagal 2.5.3 formulę:

$$\lambda_{ds} = \lambda_{dec} + \Delta\lambda_{dec} + \Delta\lambda_{cv} = 0,038 + 0,002 + 0 = 0,04 \text{ W}/(m \cdot K)$$

Penktojo sluoksnio šiluminė varža apskaičiuojama pagal 2.5.1 formulę:

$$R_5 = \frac{0,02}{0,04} = 0,5 (m^2 \times K)/W$$

6) Šeštas sluoksnis – profiliuotos skardos paklotas RUUKKI T135 1mm storio, kurio $\lambda_{6,dec} = 50 \text{ W}/(m \cdot K)$.

Šeštojo sluoksnio šiluminė varža apskaičiuojama pagal 2.5.1 formulę:

$$R_5 = \frac{0,00125}{50} = 0,000025 (m^2 \times K)/W$$

Apskaičiuojama stogo suminė šiluminė varža:

$$R_s = R_1 + R_2 + R_3 + R_4 + R_5 + R_6 \quad (2.5.4)$$

$$R_s = 0,035 + 0,5 + 4,211 + 0,04 + 0,5 + 0,000025 = 5,286 \text{ (m}^2 \times \text{K)/W}$$

Išorinė šiluminė varža yra prilyginama vidinei šiluminei varžai:

$$R_{se} = R_{si} = 0,14 \text{ (m}^2 \times \text{K)/W}$$

Stogo visuminė šiluminė varža:

$$R_t = R_{si} + R_s + R_{se} \quad (2.5.5)$$

$$R_t = 0,14 + 5,286 + 0,14 = 5,566 \text{ (m}^2 \times \text{K)/W}$$

Apskaičiuojamas šilumos perdavimo koeficientas:

$$U = \frac{1}{R_t} \quad (2.5.6)$$

$$U = \frac{1}{5,566} = 0,179 \text{ W/(m}^2 \times \text{K)}$$

Norminis šilumos perdavimo koeficientas stogui $U_N = 0,4 \text{ W/(m}^2 \cdot \text{K)}$.

Apskaičiuotas šilumos perdavimo koeficientas, tenkina sąlygas, nes $U < U_N$.

3. KONSTRUKCINĖ DALIS

3.1. Plieninio ilginio projektavimas

Parenkame lovinį profilį UPE180:

$$W_y=150\text{cm}^2$$

$$I_y=1353\text{cm}^4$$

$$P=25.1\text{kg/m}$$

$$t_f=10.5\text{mm}$$

Stiprumo tikrinimas 3.1.1.

$$\frac{M_{Ed}}{W_y \times f_{y,d} \times \gamma_c} \leq 1,0 \quad (3.1.1.1)$$

$$\frac{25.05 \times 10^3}{150 \times 10^{-6} \times 250 \times 10^6 \times 1} = 0.668 \leq 1,0$$

Ilginio stiprumas pakankamas su 76.4% atsarga.

Ilinkio tikrinimas 3.1.2

$$d = \frac{5 \times q_k \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq d_{lim} \quad (3.1.2.1)$$

$$\frac{5 \times 2,777 \times 7,2^4 \times 10^3}{384 \times 210 \times 10^9 \times 1353 \times 10^{-8}} = 0,0342 \leq 0,0355$$

d_{lim} reikšmę nustatome interpoliuojant.

Ilinkio sąlyga tenkinama.

3.2. Gelžbetoninės sijos projektavimas

Sija bus gaminama darbo padėtyje. Betonas – sunkusis, C35/45 klasės, kietinamas termiškai atmosferinio slėgio sąlygomis. Y1770S stiprumo klasės lynai įtempiami mechaniškai į standžių klojinių atsparas.

Suvirinti tinklai gaminami iš S400 stiprumo klasių armatūros.

Medžiagų skaičiuojamosios charakteristikos:

C35/45 betonui: $f_{ck} = 35\text{MPa}$, $f_{cm} = 43\text{MPa}$, $f_{ctm} = 3,2\text{MPa}$, $f_{ctk,0,05} = 2,2\text{MPa}$, $E_{cm} = 34\text{GPa}$.

Y1770Slynamas: $f_{pk} = 1770\text{MPa}$, $f_{p0,1k} = 1520\text{MPa}$, $f_{p0,1d} = 1250\text{Mpa}$, $E_{sp} = 195\text{GPa}$,
 $\alpha_{sp} = E_{sp} / E_{cm} = 20,5 \cdot 10^4 / 34 \cdot 10^3 = 5,7$.

S400 klasės armatūros $f_{yd} = f_{sc} = 365\text{MPa}$, $f_{ywd} = 295\text{MPa}$, $E_s = 205\text{GPa}$,
 $\alpha_s = E_s / E_{cm} = 20 \cdot 10^4 / 34 \cdot 10^3 = 6,03$

3.2.1. Sijos efektingieji ilgiai

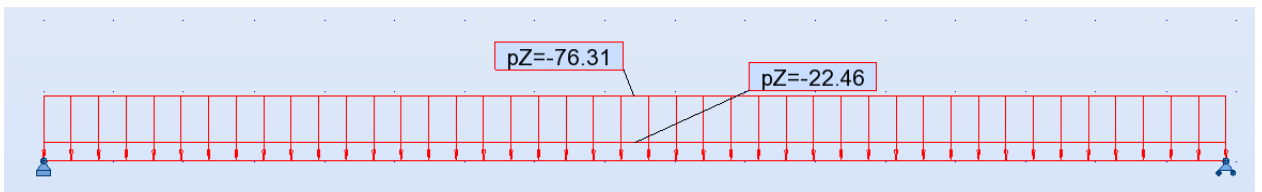
Sijos skaičiuojamoji schema pateikta 2.3 pav. Jos skaičiuojamojo tarpatramio ilgis imamas lygus atstumui tarp inkarinių varžtų, t.y.:

$$l_0 = 23,96 - 2 \cdot 0,38 \cdot 2/3 = 23,453\text{m} \quad (3.2.1.1)$$

Atstumas nuo sijos atramos iki jos pavojingą normalinio pjūvio x-x nustatomas:

$$l_x = (\sqrt{a(a+1)} - a) l_0 = (\sqrt{0,5 \cdot (0,5+1)} - 0,5) \cdot 23,453 = 8,584\text{m} \quad (3.2.1.2)$$

$$a = \frac{0,5 \cdot h_{\min}}{h_{\max} - h_{\min}} = \frac{0,5 \cdot 0,8}{1,6 - 0,8} = 0,5 \quad (3.2.1.3)$$



Sijos skaičiuojamoji schema

3.2.1 lentelė Lenkimo momentų skaičiavimo rezultatai

Ribinis būvis	Momentų reikšmės, kNm				Skersinių jėgų reikšmės, kN			
	0-0	1-1	2-2	X-X	0-0	1-1	2-2	X-X
Saugos	0	228.94	1817.18	1690.41	288.73	283.6	0	89.88
Tinkamumo	0	172.55	1369.2	1273.82	217.58	213.78	0	67.74

3.2.2. Išankstinis sijos išilginės armatūros parinkimas

Išilginė A_{sp} armatūra apskaičiuojama pagal pavojingiausiam x-x pjūvyje veikiančias įrašas. Tikrasis sijos skerspjūvis pakeičiamas ekvivalentiniu dvitėjiniu, kurio matmenys yra tokie:

$$b=0,08 \text{ m}; b'_f=0,40 \text{ m}; b_f=0,27 \text{ m}; h'_f=0,275 \text{ m}; h_f=0,225 \text{ m}; h_x=1,302 \text{ m}.$$

$$\text{Imama } a_{sp}=0,10\text{m}, a'_s=0,03\text{m}. \text{ Tuomet } d = h_x - a_{sp} = 1,302 - 0,1 = 1,202\text{m}.$$

Y1770Slynų išankstinio įtempimo dydis:

$$\sigma_{sp} \leq f_{p0,1k} / \gamma_M = 1520 / 1,05 = 1447 \text{ MPa}; \text{ priimama, kad } \sigma_{sp} = 1140 \text{ MPa}.$$

Tikrinama ar teisigai užsiduotas išankstinis įtempimas:

$$\sigma_{sp} + p \leq f_{pk} \text{ MPa}; \rightarrow 1140 + 50 = 1190 \leq 1770 \text{ MPa}; \quad (3.2.2.1)$$

$$\sigma_{sp} - p \geq 0,3 \cdot f_{pk} \text{ MPa}; \rightarrow 1140 - 50 = 1090 \geq 0,3 \cdot 1770 = 531 \text{ MPa}; \quad (3.2.2.2)$$

čia: $p = 0,05 \cdot \sigma_{sp} = 0,05 \cdot 1140 = 57 \text{ MPa}$, kai armatūra įtemptiama mechaniškai.

Orientaciniai nusistovėję išankstiniai Y1770S lynų įtempimai:

$$\sigma_{sp2} = \sigma_{sp} - \sigma_{los} = 1140 - 100 = 1040 \text{ MPa} \quad (3.2.2.3)$$

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot f_{cd} = 0,85 - 0,008 \cdot 21 = 0,682 \quad (3.2.2.4)$$

$$\sigma_{s,lim} = f_{p0,1d} + 400 - \sigma_{sp2} = 1250 + 400 - 1140 = 510 \text{ MPa} \quad (3.2.2.5)$$

$$\xi_{lim} = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{s,lim}}{\sigma_{sc,lim}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,682}{1 + \frac{510}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,682}{1,1}\right)} = 1,114 \quad (3.2.2.6)$$

Priimame, kad neutrali ašis bus juostoje, tuomet:

$$\mu = \frac{M_x}{f_{cd} \cdot b'_f \cdot d^2} = \frac{1690,41}{21 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 1,202^2} = 0,139; \quad (3.2.2.6)$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,139} = 0,15 < \xi_{lim} = 1,114 \quad (3.2.2.7)$$

$$\gamma_{S6} = \eta - (\eta - 1) \left(2 \cdot \frac{\xi}{\xi_{lim}} - 1\right) = 1,15 - (1,15 - 1) \left(2 \cdot \frac{0,15}{1,114} - 1\right) = 1,171 = \eta \quad (3.2.2.8)$$

$$x = \xi \cdot d = 0,139 \cdot 1,202 = 0,167m \quad (3.2.2.9)$$

Kadangi $x < h'_f$ vadinasi neutrali ašis yra lentynoje.

$$A_{sp} = \frac{f_{cd} \cdot \zeta \cdot b \cdot d}{\gamma_{s6} \cdot f_{p,0,1,d}} = \frac{21 \cdot 10^3 \cdot 0,15 \cdot 0,27 \cdot 1,202}{1,19 \cdot 1250 \cdot 10^3} = 6,9cm^2 \quad (3.2.2.10)$$

Prenkamam 8 lynų, kurios skersmuo 12,5mm. Kurių $A_{sp} = 7.44 \text{ cm}^2$.

Kita armatūra. Viršutinėje juostoje numatyta neįtempta išilginė armatūra 4Ø10 S400 ($A'_s=3,14cm^2$) atstumu $a'_s=0,03m$.

3.2.3. Sijos skerspjūvio geometrinės charakteristikos

3.2.3.1 Lentelė Sijos pjūvių geometrinės charakteristikos

Skaičiuojamieji dydžiai	Matavimo vnt.	Skaičiuojamųjų dydžių reikšmės sijos pjūviuose			
		0-0	1-1	2-2	x-x
0.25+x	m	0.25	0.85	12	8.83
hx	m	0.81	0.6	1.6	1.3
b	m	0.27	0.15	0.08	0.08
b'f	m	0.40	0.40	0.40	0.40
h'f	m	0.275	0.275	0.275	0.275
bf	m	-	0.27	0.27	0.27
hf	m	-	0.225	0.225	0.225
Ared	m ²	0.252	0.22728	0.2769	0.239
Sred	m ³	0.111	0.10609	0.1794	0.255
yred	m	0.441	0.467	0.9093	0.921
hx-yred	m	0.3463	0.133	0.6907	0.569
Ired	m ⁴	0.212	0.02205	0.1032	0.05882
Wred	m ³	0.0481	0.04724	0.11209	0.0802
W'red	m ³	0.057	0.05799	0.15198	0.10343
r'	m	0.203	0.23	0.494	0.389
r	m	0.171	0.187	0.364	0.302
Wpl	m ³	0.0722	0.07086	0.16813	0.1203
W'pl	m ³	0.08549	0.08699	0.22798	0.15515

3.2.4. Išankstiniai armatūros įtempimai ir jų nuostoliai

Armatūra įtempama į atramas mechaniniu būdu. Betonas kietinamas šūtinant. Armatūros lynai į atramas inkaruojamos inventoriniais inkarais.

PJŪVIS X-X

Pirminiai nuostoliai

Armatūros išankstinių įtempių nuostoliai dėl relaksacijos bus:

$$\sigma^1_{los} = \left(0,22 \frac{\sigma_p}{f_{p0,1k}} - 0,1 \right) \sigma_p = \left(0,22 \frac{1140}{1520} - 0,1 \right) 1140 = 74,1 \text{ MPa}; \quad (3.2.4.1)$$

Nuostoliai nuo temperatūrų skirtumo tarp atramų ir betono,

$$\sigma^2_{los} = 0 \text{ MPa}; \quad (3.2.4.2)$$

Nuostoliai nuo tempimo įrenginių inkarų deformacijų:

$$\sigma^3_{los} = \frac{\Delta l}{l} \cdot E_s = \frac{3,125 \cdot 10^3}{23450} \cdot 2,05 \cdot 10^5 = 20,927 \text{ MPa}; \quad (3.2.4.3)$$

Čia: Δl - kadangi naudojami inventoriniai inkarai, tuomet

$$\Delta l = 1,25 + 0,15\phi = 1,25 + 0,15 \cdot 12,5 \text{ mm} = 3,125 \text{ mm}. \quad (3.2.4.4)$$

l – įtempiamo strypo ilgis (atstumas tarp atsparų išorinių pusių), mm.

Kadangi įtemptoji armatūra neatlenkiama, nuostolių dėl trinties nebus, t. y. $\sigma^4_{los} = 0$.

Nuostoliai nuo formų deformacijų:

$$\eta = \frac{n-1}{2 \cdot n} = \frac{8-1}{2 \cdot 8} = 0,4375 \quad (3.2.4.5)$$

$$\sigma^5_{los} = \eta \cdot \frac{\Delta l}{l} \cdot E_s = 0,4375 \cdot \frac{3,125}{23450} \cdot 2,05 \cdot 10^5 = 11,67 \text{ MPa};$$

Čia: n - įtempiamų strypų grupių skaičius.

Betono apspaudimo jėga po pirmųjų armatūros įtempių nuostolių iki jų atleidžiant bus:

$$P_{m,0} = A_{sp} \cdot (\sigma_p - \Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_2 - \Delta\sigma_3) = 7,44 \cdot 10^{-4} (1140 - 74,1 - 20,927 - 11,67) = 729 \text{ kN}; \quad (3.2.4.6)$$

Įtemptosios armatūros ekscentricitetas redukuoto skerspjūvio centro atžvilgiu:

$$e_{0,p} = y_c - a_{sp} = 0,703 - 0,03 = 0,703 \text{ m}; \quad (3.2.4.7)$$

f_{cp} – charakteristinis kubinis betono stipris armatūros atleidimo metu. Priimame, kad betono stipris atleidimo metu bus $0,8f_{ck} = 0,80 \times 35 = 28 \text{ MPa}$.

Tokiu būdu, nuostoliai nuo greitai pasireiškiančio betono valkšnumo apskaičiuojami pagal STR. [9] lentelės 6 p. Tuo tikslu apskaičiuojame įtempius betone nuo apspaudimo armatūra ir lenkimo momento nuo savojo svorio:

$$M_{s,x-x} = 0,5 \cdot g_{s,s} \cdot l_x \cdot (l - l_x) = 0,5 \cdot 4,82 \cdot 8,584 \cdot (24 - 8,584) = 319,073 \text{ kNm} \quad (3.2.4.8)$$

Įtempimiai betone ties apatine iš anksto įtemptąja armatūra:

$$\begin{aligned} \sigma_{cp,1} &= \frac{P_{m,0}}{A_{red}} + (P_{m,0} \cdot e_{0,p} - M_{s,s}) \frac{y_{red} - a_{sp}}{I_{red}} = \frac{729 \cdot 10^3}{0,239} + \\ &+ (729 \cdot 10^3 \cdot 0,703 - 319073) \cdot \frac{0,703}{0,05882} = 5,364 \text{ MPa}; \end{aligned} \quad (3.2.4.9)$$

Nuostoliai dėl greitai pasireiškiančio betono valkšnumo:

Kadangi:

$$\alpha = 0,25 + 0,025 \cdot f_{cp} = 1 > 0,8 \quad (3.2.4.10)$$

$$\alpha = 0,8$$

$$\frac{\sigma_{cp,1}}{f_{cp}} = \frac{5,364}{28} = 0,1915 < \alpha;$$

$$\sigma_{los}^6 = \chi \left(40 \cdot \frac{\sigma_{cp,1}}{f_{cp}} \right) = 0,85(40 \cdot 0,1915) = 6,514 \text{ MPa}; \quad (3.2.4.11)$$

Čia:

χ - koeficientas, įvertinantis betono kietėjimą. Kai betonas šutinamas, $\chi = 0,85$.

Tokiu būdu pirminiai įtempimo nuostoliai bus:

$$\Sigma \sigma_{los1} = 74,1 + 65 + 20,927 + 11,67 + 6,514 = 166,541 \text{ MPa}. \quad (3.2.4.12)$$

$$\sigma_{sp1} = \sigma_p - \Sigma \sigma_{los1} = 1140 - 166,541 = 973,459 \text{ MPa}$$

Betono apspaudimo jėga, atmetus visus pirminius armatūros įtempimo nuostolius:

$$P_{m,I} = A_{sp} \cdot \sigma_{sp1} = 7,44 \cdot 10^{-4} \cdot 973.459 = 724 \text{ kN}; \quad (3.2.4.13)$$

Antriniai nuostoliai

Nuostoliai dėl sunkiojo C35/45 klasės betono susitraukimo, kai betonas šildomas esant atmosferiniam slėgiui yra - $\sigma_{los}^8 = 50 \text{ MPa}$;

$$\sigma_{cp,2} = \frac{P_{m,I}}{A_{red}} + (P_{m,I} \cdot e_{0,p} - M_{s,s}) \frac{y_{red} - a_{sp}}{I_{red}} = \frac{724000}{0,2393} + (724000 \cdot 0,703 - 319 \cdot 10) \cdot \frac{0,703}{0,05882} = 5,857 \text{ MPa}; \quad (3.2.4.14)$$

Tuomet, nuostoliai dėl betono valkšnumo:

$$\sigma_{los}^9 = 150 \chi \left(\frac{\sigma_{cp,2}}{f_{cp}} \right) = 150 \cdot 0,85 \cdot \frac{5,857}{28} = 26,669 \text{ MPa}; \quad (3.2.4.15)$$

Išankstiniai įtempiai armatūroje, įvertinus suminius nuostolius:

$$\sigma_{sp2} = \sigma_{sp1} - \sigma_{los2} = 973,459 - 50 - 26,669 = 896,79 \text{ MPa}; \quad (3.2.4.16)$$

Apspaudimo jėga, atmetus visus armatūros išankstinio įtempimo nuostolius bus:

$$P_m = A_{sp} \cdot \sigma_{sp2} = 7,44 \cdot 10^{-4} \cdot 896,79 = 667 \text{ kN}; \quad (3.2.4.17)$$

Analogiški skaičiavimai atliekami ir kitiems sijos pjūviams, rezultatai pateikiami lentelėje:

3.2.4.1 Lentelė *Armatūros išankstiniai įtempimai bei jų nuostoliai.*

Skaičiuojamieji dydžiai	Matavimo vnt.	0-0	1-1	2-2	X-X
		0,23+x	m	0,23	0,6
h_x	m	0,812	0,847	1,6	1,302
b	m	0,25	0,15	0,093	0,08
S_{red}	m^3	0,1107	0,107	0,25503	0,17556
I_{red}	m^4	0,0205	0,02259	0,10322	0,05882
A_{red}	m^2	0,248486	0,2313	0,2769	0,239396
y_{red}	m	0,446	0,46	0,921	0,733
a_{sp}	m	0,105	0,105	0,105	0,105
e_{0p}	m	0,416	0,43	0,891	0,703
$P_{m,0}$	kN	729	729	1388	729
$\sigma_{cp,1}$	MPa	9,527	8,846	16,04	9,44
$\Delta\sigma_{loss,6}$	MPa	10,706	10,741	15,403	6,514
$\sigma_{loss,1}$	MPa	170,733	170,768	175,43	166,541
$P_{m,1}$	kN	721	721	1366	724
$\sigma_{cp,2}$	MPa	8,982	9,382	12,838	5,857
$\Delta\sigma_{loss,9}$	MPa	40,899	42,72	58,459	26,669
$\sigma_{loss,2}$	MPa	85,09	92,721	83,52	76,669
$\Sigma\sigma_{loss}$	MPa	261,632	263,489	283,889	243,21
σ_p	MPa	853,12	876,511	856,111	896,79
P_m	kN	654	652	1212	667

3.2.5 Armatūros įtempių perdavimo zonos ilgio skaičiavimas

Skaičiuojant atsparumą įstrižiams plyšiams 1-1 pjūvyje imama armatūros įtempiai iškart po atleidimo $\sigma_{spl}^n = 969,232 \text{ MPa}$, skaičiuojant stiprumą - $\sigma_s = f_{p,0.1.d} = 1250 \text{ MPa}$; Taigi įtempių perdavimo zonos ilgis skaičiuojant pleišėtumą:

$$l_{p,1} = \left(w_p \cdot \frac{\sigma_{spl}^n}{f_{cp}} + \lambda_p \right) \cdot \phi = 0,745 \text{ m} \quad (3.2.5.1)$$

$$l_{p,2} = \left(w_p \cdot \frac{f_{p,0.1.d}}{f_{cp}} + \lambda_p \right) \cdot \phi = 0,87 \text{ m} \quad (3.2.5.2)$$

Čia:

$$w_p = 1; \lambda_p = 25; \phi = 12.5 \text{ mm};$$

Išankstinis sijos apgniūždymas atliekamas staigiai. Todėl dydžių l_p pradžia nuo sijos galo:

$$\Delta l_{p,1} = l_{p,1} \cdot 0,25 = 0.186 \text{ m} \quad (3.2.5.3)$$

$$\Delta l_{p,2} = l_{p,2} \cdot 0,25 = 0.218 \text{ m}$$

Lynų išankstiniai įtempimai įvertinus nuostolius, skaičiuojant 1-1 pleišėtumą;

$$\sigma_{spl,2}^n = \sigma_{spl}^n \cdot \left(\frac{l_1 - \Delta l_{p,2}}{l_{p,2}} \right) = 587,109 \text{ MPa} \quad (3.2.5.4)$$

Skaičiuojant 1-1 stiprumą;

$$\sigma_{spl,2}^n = \sigma_{spl}^n \cdot \left(\frac{l_1 - \Delta l_{p,1}}{l_{p,1}} \right) = 381,175 \text{ MPa} \quad (3.2.5.5)$$

3.2.6. Sijos stiprumo skaičiavimas eksploatacijos stadijoje. Stiprumas įstrižuose pjūviuose

Stiprumas skersinei jėgai

Skaičiuojamas įstrižas pjūvis, kurio pradžia tempiamoje zonoje sutampa su I-I pjūviu, t.y su staigaus sienelės suplonėjimo vieta. Čia $b \approx 0,15 \text{ m}$. Toliau sienelė suplonėja iki $0,08 \text{ m}$. Skaičiuojant atsargai imama $b = 0,08 \text{ m}$.

Pjūvio pradžioje skersinė jėga $V = 283,59 \text{ kN}$. Pjūvis skaičiuojamas imant betono stiprį $f_{ctd} = 1,32 \text{ MPa}$.

$$V_{Ed,\max} = 471,59 \geq 2,5 f_{ctd} b d_0 = 2,5 \cdot 1,32 \cdot 10^3 \cdot 0,08 \cdot 0,71 = 351 \text{ kN} \quad (3.2.6.1)$$

$$\text{čia } d_0 = h_x - a_{sp} = 0,815 - 0,105 = 0,71m .$$

Skaičiuojamas keramosios zonos projektinis ilgis:

$$C = C_p = \sqrt{\frac{M_{c4}}{q_{eff} + v_{\beta4}}} = \sqrt{\frac{299,122}{52,02 + 8,295}} = 2,3802 \text{ m} \quad (3.2.6.2)$$

$$q_{eff} = g + 0,5q = 52,02 \text{ m} \quad (3.2.6.3)$$

Koeficientai: $\varphi_n = 1$; $\varphi_{c4} = 1,5$; $\varphi_{c3} = 0,6$.

$$M_{c4} = \varphi_{c4}(1 + \varphi_n)f_{ctd}bd_0^2 = 1,5 \cdot (1 + 1) \cdot 1,32 \cdot 10^3 \cdot 0,08 \cdot 0,71 = 299,122 \text{ kNm m} \quad (3.2.6.4)$$

$$v_{\beta4} = \frac{\varphi_{c4}}{4}(1 + \varphi_n)f_{ctd}btg^2\beta = 1,5/4 \cdot 1,5 \cdot 1,32 \cdot 10^3 \cdot 0,08 \cdot 0,075^2 = 8,295 \cdot 10^{-4} \text{ m} \quad (3.2.6.5)$$

$$tg\beta = \frac{d_c - d_0}{c} = (0,815 - 0,71)/1,42 = 0,074 \text{ m} \quad (3.2.6.6)$$

$$C = 2d_0 = 1,42 \text{ m} \quad (3.2.6.7)$$

Tikriname elementų atsparumą skersinių jėgų atžvilgiu:

$$V_{Rd,c} = \varphi_{c3}(1 + \varphi_n)f_{ctd}bd_0\left(1 + \frac{c}{2d_0} \times tg\beta\right) = 0,6(1 + 1) \times 1,32 \times 0,08 \times 0,705 \left(1 + \frac{1,665}{1,42} \cdot 0,074\right) = 0,307 \text{ MN} > V_{ed, \max} = 0,283 \text{ MN} \quad (3.2.6.8)$$

Sąlyga tenkinama. Skersinė armatūra priimama konstrukciškai.

3.2.7. Stiprumas lenkimo momentui

Lenkimo momentas, sukeltas visų apkrovų, apskaičiuotų saugos ribiniam būviui:

$$M = Q_0(l_p + \Delta l_p - e_1) = 288,73(0,87 + 0,28 - 0,23) = 265,632 \text{ kNm}; \quad (3.2.7.1)$$

Tikrinama c-c pjūvio atsparumo pleišėjimui sąlyga:

$$M \leq M_{crc} = (f_{ctd} \cdot W_{pl} + P_2(e_{op} + \varphi \cdot r')) \cdot (1 - \lambda)$$

Šio pjūvio geometrinės charakteristikos atitinka 1-1 pjūvio reikšmes. Apgniuždymo jėga

$P_{m.0} = 729 \text{ kN}$ ėtempiai betone ties armatūra:

$$\sigma_{cp1} = \frac{P_{m.0}}{A_{red}} + \frac{P_{m.0} \cdot e_{op}^2}{I_{red}} = \frac{729000}{0,227286} + \frac{729000 \cdot 0,437^2}{0,02205} = 9,521 \text{ MPa}; \quad (3.2.7.2)$$

Nuostoliai dėl greitai pasireiškiančio betono valkšnumo:

Kadangi

$$\frac{\sigma_{cp1}}{f_{cp}} = \frac{9.521}{28} = 0,34003 < \alpha = 0,8; \quad (3.2.7.3)$$

$$\Delta\sigma_6 = \chi \left(40 \cdot \frac{\sigma_{cp,1}}{f_{cp}} \right) = 0,85 \cdot 40 \cdot 0,34003 = 11,56 \text{ MPa}; \quad (3.2.7.4)$$

Tokiu būdu pirminiai įtempimo nuostoliai bus:

$$\Sigma\sigma_{p1} = 74,1 + 65 + 20,927 + 11,67 + 6,514 + 11,56 = 189,77 \text{ MPa}. \quad (3.2.7.5)$$

Betono apspaudimo jėga, atmetus visus pirminius armatūros įtempimo nuostolius:

$$P_{ml} = A_{sp} \cdot (\sigma_p - \Sigma\sigma_{p1}) = 7,44 \cdot 10^{-4} \cdot (1140 - 189,77) = 706,97 \text{ kN}; \quad (3.2.7.6)$$

Įtempiai betone ties armatūra:

$$\sigma_{cp2} = \frac{P_{m,l}}{A_{red}} + \frac{(P_{m,0} \cdot e_{op} - M_{s,k}) \cdot e_{op}}{I_{red}} = \frac{706970}{0,227286} + \frac{(729000 \cdot 0,437 - 43127) \cdot 0,437}{0,02205} = \quad (3.2.7.7)$$

8,569 MPa;

$$M_{s,k} = 0,5 \cdot g_{s,s,k} \cdot l_x \cdot (l_{sk} - l_x) = 43,127 \text{ kN}$$

čia $l_x = 0,6 \text{ m}$

Kai

$$\frac{\sigma_{cp2}}{f_{cp}} = \frac{8,569}{28} = 0,306 < 0,75; \quad (3.2.7.8)$$

nuostoliai dėl betono valkšnumo:

$$\Delta\sigma_9 = 150 \chi \left(\frac{\sigma'_{cp,1}}{f_{cp}} \right) = 150 \cdot 0,85 \cdot 0,306 = 39,015 \text{ MPa}; \quad (3.2.7.9)$$

Išankstiniai įtempiai armatūroje, įvertinus suminius nuostolius:

$$\sigma_{sp2} = \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{p,com} = 1140 - 278,71 = 861,29 \text{ MPa}; \quad (3.2.7.10)$$

Apspaudimo jėga, atmetus visus armatūros išankstinio įtempimo nuostolius bus:

$$P_m = A_{sp} \cdot \sigma_{sp2} = 7,44 \cdot 10^{-4} \cdot 861,29 = 640,799 \text{ MN}; \quad (3.2.7.11)$$

Įtempiai betone ties armatūros viršutiniu kraštu:

$$\sigma_c = \frac{P_m}{A_{red}} + \frac{M - P_m e_{op}}{W'_{red}} = \frac{640799}{0,227286} + \frac{265632 - 640799 \cdot 0,437}{0,05799} = 3,099 \text{ MPa}; \quad (3.2.7.12)$$

$$\varphi = 1,6 - \frac{\sigma_c}{f_{ck}} = 1,6 - \frac{3,099}{28} = 1,489 > 1. \quad (3.2.7.13)$$

$$\varphi = 1$$

Kadangi sijos viršutiniame krašte neatsiveria normaliniai plyšiai, $\lambda = 0$. Įstrižojo pjūvio stiprumas lenkimo momentui pakankamas, nes:

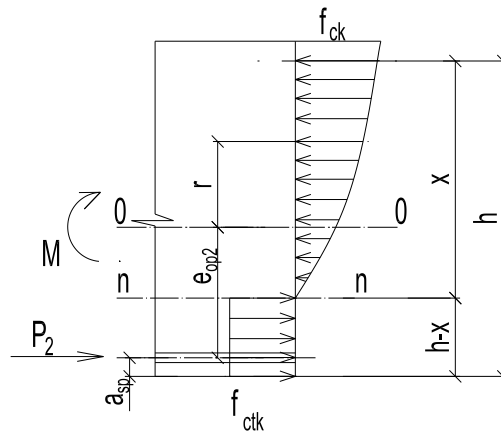
$$M = 265,632 \text{ kNm} \leq M_{crc} = (1,32 \cdot 0,07086 + 64,0799(0,437 + 1 \cdot 0,23)) \cdot (1 - 0) = 428,3482 \text{ kNm}. \quad (3.2.7.14)$$

3,2,8 Sijos apskaičiavimas eksploatacijos stadijoje tinkamumo ribiniam būviui

Atsparumas normaliniams plyšiams

Normaliniai plyšiai sijos apatiniame krašte neatsiras, jei bus tenkinama sąlyga:

$$M \leq M_{crc} = (f_{ctk} \cdot W_{pl} + P_2(e_{op2} + \varphi \cdot r')) \cdot (1 - \lambda). \quad (3.2.8.1)$$



Pav.. Įtempimų būvis skaičiuojant normalinių plyšių atsivėrimą X-X pjūvyje.

X-X pjūvis.

Čia $W'_{red} = 0,0802 \text{ m}^3$

Apgniuždymo jėga:

$$P_m = \gamma_{sp} \cdot A_{sp} \cdot \sigma_{sp2} = 667,221 \text{ MN}; \quad (3.2.8.2)$$

Įtempiai betone ties sijos apatiniu kraštu:

$$\sigma_c = \frac{P_m}{A_{red}} + \left(\frac{M - P_m \cdot e_{op2}}{W'_{red}} \right) = \frac{667,221}{0,2393396} + \left(\frac{1270,5 - 667,211 \cdot 0,703}{0,0802} \right) = 12,771 \text{ MPa}; \quad (3.2.8.3)$$

Tuomet:

$$\varphi = 1,6 - \frac{\sigma_c}{f_{ck}} = 1,6 - \frac{12,771}{28} = 1,235 > 1; \quad (3.2.8.4)$$

$$\varphi = 1$$

Kadangi

$$M = 1273,82 \text{ kN} \leq M_{cr} = (2200 \cdot 0,1203 + 667,211(0,7034 + 1 \cdot 0,3015)) \cdot (1 - 0) = 846,9 \text{ kNm}; \quad (3.2.8.5)$$

Normaliniai plyšiai atsivers. Tikrinami ir kiti sijos pjūviai:

3.2.8.1 Lentelė. Plyšių skaičiavimo rezultatų lentelė.

Skaičiuojamieji dydžiai	Matavimo vnt.	1-1	2-2	X-X
		0,23+x	m	0,6
f_{ctk}	MPa	2.2		
W_{pl}	m ³	0,07086	0,16813	0,1203
r'	m	0,1871	0,3643	0,0802
φ		1	1	1
λ		0	0	0
e_{op}	m	0,4368	0,8909	0,703
σ_p	MPa	876.511	856.111	896.79
P_m	kN	652.124	1212	667.221
M	kNm	172.55	1369.2	1273.82
M_{cr}	kNm	510.74	1768.12	846,9
Plyšiai		Neatsivers	Neatsivers	Atsivers

3.2.9. Normalinių plyšių atsivėrimo pločio skaičiavimas

X-X pjūvyje (dydžiai imami iš kreivumų skaičiavimo temos):

$$w_k = \delta \varphi_e \eta \frac{\delta_s}{E_s} 20(3,5 - 100 \rho_1) \sqrt[3]{d} = 0,317 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 1030,774 / (205 \cdot 10^3) \cdot \sqrt[3]{0,015} = 0,006 = 0,1 \text{ mm} \quad (3.2.9.1)$$

$$\varphi_e = 1,60 - 15 \rho_1 = 1,60 - 15 \cdot 0,0125 = 1,413 > 1,3 \quad (3.2.9.2)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{bd + (b_f - b)(h_f - a_s)} = \frac{744}{80 \cdot 1197 + (270 - 80)(225 - 3)} = 0,006 < 0,02 \quad (3.2.9.3)$$

$$\eta = 1,20$$

$$\delta_s = \frac{M - P_2(z - e_{op})}{(A_{sp} + A_s)z} = \frac{1690,41 - 896,79(0,984 - 0,703)}{(7,44 \cdot 10^{-4} + 3,14 \cdot 10^{-4})0,984} = 877,774 \text{ kN/m}^2 \quad (3.2.9.4)$$

Išvada. Plyšio plotis (veikiant ilgalaikėms apkrovoms) neviršija ribinio plyšio pločio.

3.2.10 Sijos įlinkio skaičiavimas

Kreivumo skaičiavimas

Elementų arba jų ruožų kuriuose atsiveria normaliniai plyšiai, visas kreivumas apskaičiuojamas iš formulės:

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_4.$$

Pjūvis X-X:

Kreivis nuo charakteristinių apkrovų (suminių trumpalaikio poveikio):

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{M}{d \cdot z} \left[\frac{\psi_s}{E_s \cdot A_{s1}} + \frac{\psi_c}{(\varphi_f + \zeta) \cdot b \cdot d \cdot E_{cm} \cdot \nu} \right] - \frac{N_{tot}}{d} \cdot \frac{\psi_s}{E_s \cdot A_{s1}} = \frac{1,36754}{1,197 \cdot 1,062} \cdot \left[\frac{0,862}{205 \cdot 10^3 \cdot 7,44 \cdot 10^{-4}} + \frac{0,9}{(0,941 + 0,205) \cdot 0,08 \cdot 1,197 \cdot 35 \cdot 10^3 \cdot 0,45} \right] - \frac{0,60049}{1,197} \cdot \frac{0,862}{205 \cdot 10^3 \cdot 7,44 \cdot 10^{-4}} = -38,2 \cdot 10^{-4} m^{-1}; \quad (3.2.10.1)$$

Kreivis nuo charakteristinių apkrovų (nuo nuolatinių ir tariamai nuolatinių trumpalaikio poveikio):

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{M}{d \cdot z} \left[\frac{\psi_s}{E_s \cdot A_{s1}} + \frac{\psi_c}{(\varphi_f + \zeta) \cdot b \cdot d \cdot E_{cm} \cdot \nu} \right] - \frac{N_{tot}}{d} \cdot \frac{\psi_s}{E_s \cdot A_{s1}} = \frac{0,61949}{1,197 \cdot 0,984} \cdot \left[\frac{0,474}{205 \cdot 10^3 \cdot 7,44 \cdot 10^{-4}} + \frac{0,9}{(0,941 + 0,566) \cdot 0,08 \cdot 1,197 \cdot 35 \cdot 10^3 \cdot 0,45} \right] - \frac{0,60049}{1,197} \cdot \frac{0,474}{205 \cdot 10^3 \cdot 7,44 \cdot 10^{-4}} = 2,9 \cdot 10^{-4} m^{-1}; \quad (3.2.10.2)$$

Kreivis nuo ilgalaikės ir tariamai nuolatinių apkrovų poveikio:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{M}{d \cdot z} \left[\frac{\psi_s}{E_s \cdot A_{s1}} + \frac{\psi_c}{(\varphi_f + \zeta) \cdot b \cdot d \cdot E_{cm} \cdot \nu} \right] - \frac{N_{tot}}{d} \cdot \frac{\psi_s}{E_s \cdot A_{s1}} = \frac{0,61949}{1,197 \cdot 0,984} \cdot \left[\frac{0,474}{205 \cdot 10^3 \cdot 7,44 \cdot 10^{-4}} + \frac{0,9}{(0,985 + 0,573) \cdot 0,08 \cdot 1,197 \cdot 35 \cdot 10^3 \cdot 0,45} \right] - \frac{0,73393}{1,197} \cdot \frac{0,474}{205 \cdot 10^3 \cdot 7,44 \cdot 10^{-4}} = 6,98 \cdot 10^{-4} m^{-1}; \quad (3.2.10.3)$$

čia: z – atstumas nuo tempiamos armatūros svorio centro iki gniuždomos zonos atstojamosios centro

d – gniuždomos zonos aukštis, $d=1,197m$;

ψ_c – koeficientas, kuris įvertina kraštinio gniuždomojo betono sluoksnio deformacijų netolygumą ir yra lygus sunkiojo, smulkiagrūdžio ir lengvojo betono aukštesnės nei

LC12/13 klasės – 0,9;

ψ_s – koeficientas, kuris įvertina tempiamojo betono darbą ruožuose su plyšiais ir apskaičiuojamas pagal formulę:

$$\Psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \cdot \varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^2}{(3,5 - 1,8 \cdot \varphi_m) \cdot \frac{e_{s,tot}}{d}} = 1,25 - 0,8 \cdot 0,0859 - \frac{1 - 0,0859^2}{(3,5 - 1,8 \cdot 0,0859) \cdot \frac{2,404}{1,1}} = 1,044 > 1 \quad (3.2.10.4)$$

čia: φ_{ls} – koeficientas, lemiantis ilgalaikių apkrovų veikimą. Ilgalaikėms apkrovoms 0,8; φ_f – koeficientas, įvertinantis skerspjūvio formą:

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b_w)h'_f + \frac{\alpha_s}{2\nu} A_{s2}}{b_w d} = \frac{(0,4 - 0,08)0,225 + \frac{5,735}{2 \cdot 0,45} 3,14 \cdot 10^{-4}}{0,08 \cdot 1,192} = 0,689 \quad (3.2.10.5)$$

Santykinis gniuždomosios zonos aukštis, kuris apskaičiuojamas pagal formulę:

$$\xi = \frac{1}{\beta + \frac{1 + 5(\delta_s + \lambda_f)}{10\rho_s\alpha_s} - \frac{1,5 + \varphi_f}{11,5 \frac{e_{s,tot}}{d} + 5}} = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,154 + 0,833)}{10 \cdot 0,008 \cdot 5,735} - \frac{1,5 + 0,985}{11,5 \frac{1,032}{1,193} + 5}} = 0,573 \quad (3.2.10.6)$$

$$\rho_s = \frac{A_{sp1} + A_{s1}}{bd} = \frac{7,44 \cdot 10^{-4}}{0,08 \cdot 1,193} = 0,008 < 0,02 \quad (3.2.10.7)$$

$$\varphi_m = \frac{f_{ctk} \cdot W_{pl}}{M_r - M_{rp}} = \frac{2,2 \cdot 0,1203}{1,367 - 0,20117} = 0,429 < 1 \quad (3.2.10.8)$$

$$M_{rp} = P_1(e_{op} - r) = 229,4 \text{ kNm} \quad (3.2.10.9)$$

$$\lambda_f = \varphi_f \left(1 - \frac{h_f}{\alpha d} \right) = 0,736 \left(1 - \frac{0,225}{5,735 \cdot 1,193} \right) = 0,872 \quad (3.2.10.10)$$

$$\delta_s = \frac{M_s}{f_{ck} b d^2} = \frac{823,89 \cdot 10^3}{35 \cdot 10^6 \cdot 0,08 \cdot 1,193^2} = 0,154 \quad (3.2.10.11)$$

$$M_s = M_{i\check{s}} - P_2 \cdot e_{op} = 1270,93 - 667,211 \cdot 0,67 = 823,89 \text{ kNm} \quad (3.2.10.12)$$

$$e_{s,tot} = \frac{M}{N_{tot}} = \frac{1270.67}{667.211} = 1,903 \quad (3.2.10.13)$$

$$N_{tot} = P_2 = 667,211 \text{ kN} \quad (3.2.10.14)$$

Kreisvis sąlygojamas išlinkių nuo betono valkšnumo ir susitraukimo, atsiradusio dėl išankstinio apgniuždymo:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{\varepsilon_{c1} - \varepsilon_{c2}}{d} = \frac{\left(\frac{\sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9}{E_s}\right) - \frac{\sigma_{cp1} + \sigma_{los}^8}{E_s}}{d} = 38,8863 \cdot 10^{-4} \text{ m}^{-1} \quad (3.2.10.15)$$

Sijos kreivumas pjūvyje x-x:

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_4 = -0,00121 - 0,00464 + 0,0075 - 0,00038 = 12,967 \cdot 10^{-4} \text{ m}^{-1} \quad (3.2.10.16)$$

Kintamo skerspjūvio sijos įlinkį galima apskaičiuoti iš formulės:

$$f = \frac{l^2}{12n^2} \left(6\left(\frac{1}{r}\right)_1 + 12\left(\frac{1}{r}\right)_2 + 8\left(\frac{1}{r}\right)_m \right) \quad (3.2.10.16)$$

$$f = \frac{23,36^2}{12 \cdot 6^2} \left(6(38,2 \cdot 10^{-4}) + 12(2,9 \cdot 10^{-4}) + 8(12,967 \cdot 10^{-4}) \right) = 0,0464 \text{ m}$$

$$f = 0,0464 \text{ m} < d_{lim} = \frac{l}{250} = \frac{23,36}{250} = 0,09344 .$$

Sijos įlinkis neviršija leistino.

Kadangi sija nei viename pjūvyje nepleišės, kiti skaičiavimai atliekami pagal tas pačias formules bei pateikiami žemiau esančioje lentelėje:

Lentelė 3.2.10.1. Skaičiuojamųjų dydžių reikšmės.

Skaičiuojamieji dydžiai	Matavimo vnt.				
		0-0	1-1	2-2	X-X
E_{cm}	GPa				
I_{red}	m ⁴	0,02205	0,02205	0,1032	0,05882
e_{0p}	m	0,437	0,437	0,891	0,703
σ_p	MPa	841.278	876.511	856.111	896.79
$P_{m,inf}$	kN	588.16	586.91	1091.03	600.49
M_{Eqd}	kNm	0	331.4	638.77	619.49
M_{Egd}	kNm	0	731.44	1371.2	1367.54
$1/r_1$	1/m	0.00157	0,001467	0,0003045	0,00121
$1/r_2$	1/m	0.001118	0,00104	0,0002158	0,00464
$1/r_3$	1/m	0	0,0004625	0,0002878	0,0075
$1/r_4$	1/m	0,04918	0,00068	0,000404	0,00038

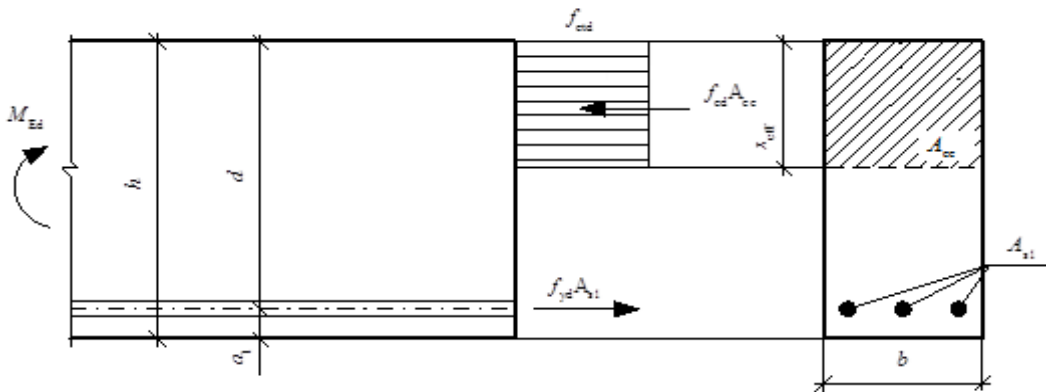
3.3. Rygelio skaičiavimas.

Skaičiuojamasis ilgis:

$$l_{eff} = l_{sk} - 2a = 5560 - 2 \times 115 = 5330 \text{ mm};$$

3.3.1 Išilginės armatūros skaičiavimas.

Rygelis skaičiuojamas kaip lenkiamas gelžbetoninis elementas, kurio armatūros skaičiavimo schema yra tokia:



3.3.1.1 Pav. Plyšių skaičiavimo rezultatų lentelė.

Rygelis projektuojamas iš C30/37 klasės betono ir S500 klasės armatūros.

Betono skaičiuotinis stipris:

$$f_{cd} = \frac{\alpha \times \alpha_{cc} \times f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,9 \times 1 \times 30}{1,5} = 18 \text{ MPa} \quad (3.3.1.1)$$

α – koeficientas, įvertinantis stačiakampio skerspjūvio įtempių pasiskirstymo diagramą ($\alpha = 0,9$)

α_{cc} – koeficientas, įvertinantis ilgalaikės apkrovos įtaką betono stipriui ($\alpha_{cc} = 1$)

f_{ck} – charakteristinis betono gniuždomasis stipris ($f_{ck} = 30 \text{ MPa}$, kai betonas C30/37)

γ_c – patikimumo koeficientas (gelžbetoninių konstrukcijų saugos ribiniam būviui $\gamma_c = 1,5$)

Armatūros skaičiuotinis stipris:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa} \quad (3.3.1.2)$$

f_{yk} – charakteristinė armatūros takumo riba ($f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ S500 klasės armatūrai)

γ_s – patikimumo koeficientas ($\gamma_s = 1,15$ S500 klasės armatūrai)

Apatinės išilginės armatūros skaičiavimas:

Darbo aukštis:

$$d = h - a_{11} = 0,5 - 0,04 = 0,46 \text{ m} \quad (3.3.1.3)$$

a_{11} – atstumas nuo elemento apačios iki tempiamos armatūros svorio centro ($a_{11} = 0,04 \text{ m}$, priėmus apsauginio betono sluoksnio aukštį 20mm.)

$$\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \times b_w \times d^2} = \frac{336,11}{18 \times 10^3 \times 0,3 \times 0,46^2} = 0,294 \quad (3.3.1.4)$$

Santykinis gniuždomos zonos aukštis:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{Ed}} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,294} = 0,358 \quad (3.3.1.5)$$

Ribinis santykinis gniuždomos zonos aukštis:

$$\xi_{lim} = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{s,lim}}{\sigma_{sc,lim}} \times \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,706}{1 + \frac{435}{500} \times \left(1 - \frac{0,706}{1,1}\right)} = 0,5383 \quad (3.3.1.6)$$

$$\omega = \alpha - 0,008 \times f_{cd} = 0,85 - 0,008 \times 18 = 0,706 \quad (3.3.1.7)$$

$$\xi = 0,358 < \xi_{lim} = 0,5383, \text{ sąlyga tenkinama}$$

Gniuždomos zonos aukštis:

$$x = \xi \times d = 0,358 \times 0,46 = 0,165 \text{ m} \quad (3.3.1.8)$$

Reikiamas armatūros skerspjūvio plotas:

$$A_s = \frac{f_{cd} \times b_w \times x}{f_{yd}} = \frac{18 \times 0,3 \times 0,165}{435} = 0,002048 \text{ m}^2 = 20,48 \text{ cm}^2 \quad (3.3.1.9)$$

Armatūros skerspjūvio plotas padidinamas 5%, gauname $A_s = 20,34 \times 1,05 = 21,5 \text{ cm}^2$

Parenkami 4 strypai 28mm. skersmens, kurių $A_s = 24,63 \text{ cm}^2$. Viršutinė armatūra priimama konstrukciškai. Imame 2 strypus 12mm skersmens.

3.3.2 Skersinės armatūros skaičiavimas.

Atramoje iš kairės skersinė jėga:

$$V_k = 224,07 \text{ kN};$$

Atramoje iš dešinės skersinė jėga:

$$V_d = 224,07 \text{ kN}.$$

Kadangi reikia suprojektuoti skersinę armatūrą, kai nėra žinomas kampas θ , pasirenkame jį mažiausią iš ribojamo intervalo ($22^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$), t.y. $\theta = 22^\circ$.

$$\begin{aligned} V_{Rd,max} &= 0,124 \times b_w \times d \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \times f_{ck} & (3.3.2.1) \\ &= 0,124 \times 300 \times 460 \times \left(1 - \frac{30}{250}\right) \times 30 = 451756,8 \text{ N} \\ &= 451,76 \text{ kN} \end{aligned}$$

Šioje supaprastintoje išraiškoje dydžiai lygūs:

$$\cot\theta = 2,5;$$

$$\tan\theta = 0,4;$$

$$z = 0,9 \times d = 0,9 \times 460 = 414 \text{ mm};$$

$$v_1 = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right);$$

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

Gavome, kad atramose tenkinama sąlyga $V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$. Šiuo atveju apskaičiuodami skersinę armatūrą parinksime $\cot\theta = 2,5$.

Skaičiuojant reikiamą skersinės armatūros kiekį, kai veikia išskirstytas krūvis, skersinė jėga pasirenkama atstumu d nuo atramų briaunų (remiantis Eurokodo 2 6.2.1 (8) p.):

$$V_{kw} = V_k - p \times d = 224,07 - 74,69 \times 0,46 = 189,71 \text{ kN}; \quad (3.3.2.2)$$

$$V_{dw} = V_d - p \times d = 224,07 - 74,69 \times 0,46 = 189,71 \text{ kN} \quad (3.3.2.3)$$

Čia p – suminė skaičiuojamoji apkrova, skaičiuojama pagal formulę:

$$p = 74,69 \text{ kN/m}.$$

Minimalus skersinės armatūros kiekis apskaičiuojamas remiantis žemiau nurodytomis lygtimis pasirenkant $\sin\alpha = 1$.

$$\begin{aligned} \rho_{w,min} &= \frac{0,08 \times \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}; \rho_w = \frac{A_{sw}}{(s \times b_w \times \sin\alpha)} \geq \rho_{w,min} \\ \frac{A_{sw,min}}{s} &= \frac{0,08 \times b_w \times \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \times 300 \times \sqrt{30}}{500} = 0,2629 \text{ mm} \end{aligned} \quad (3.3.2.4)$$

Reikiami skersinės armatūros kiekiai apskaičiuojami pagal formulę:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{0,78 \times d \times f_{yk} \times \cot\theta} \quad (3.3.2.4)$$

Atramoje iš kairės:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{224,07 \times 10^3}{0,78 \times 460 \times 500 \times 2,5} = 0,4995 > \frac{A_{sw,min}}{s} = 0,2629 \quad (3.3.2.5)$$

Pasirenkame Ø8 kas 200 mm su santykiu $\frac{A_{sw}}{s} = 0,505 > 0,4995$.

Atramoje iš dešinės:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{224,07 \times 10^3}{0,78 \times 460 \times 500 \times 2,5} = 0,4995 > \frac{A_{sw,min}}{s} = 0,2629 \quad (3.3.2.6)$$

Pasirenkame Ø8 kas 200 mm su santykiu $\frac{A_{sw}}{s} = 0,505 > 0,4995$.

Minimaliu skersinės aramtūros kiekiu yra armuojami viduriniai sijų ruožai. Tokiu būdu šie ruožai bus tame sijos ilgyje, kuriame skersinė jėga bus ne didesnė nei V_{min} .

$$\begin{aligned} V_{min} &= \frac{A_{sw,min}}{s} \times 0,78 \times d \times f_{yk} \times \cot\theta = 0,2629 \times 0,78 \times 460 \times 500 \times 2,5 \\ &= 117911 \text{ N} = 117,91 \text{ kN} \end{aligned} \quad (3.3.2.7)$$

Maksimalus armatūros kiekis apskaičiuojamas pagal lygtį:

$$\begin{aligned} \frac{A_{sw,max} \times f_{ywd}}{b_w \times s} &\leq \frac{1}{2} \times \alpha_{cw} \times v_1 \times f_{cd} \\ \frac{A_{sw,max}}{s} &= \frac{1 \times 0,528 \times 18 \times 300}{2 \times 0,87 \times 500} = 3,277 \text{ mm} \end{aligned} \quad (3.3.2.8)$$

Čia:

$$v_1 = 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \times \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,528 \quad (3.3.2.9)$$

Maksimalus išilginis atstumas tarp skersinės armatūros apskaičiuojamas pagal lygtį:

$$s_{l,max} = 0,75 \times d \times (1 + \cot\alpha) \quad (3.3.2.10)$$

$$s_{l,max} = 0,75 \times 460 \times (1 + 0) = 345 \text{ mm}.$$

Parinkus armatūros žingsnį viduriniame rygelio ruože 300 mm, gaunamas santykis $\frac{A_{sw}}{s} = 0,337 < \frac{A_{s,min}}{s} = 0,2629 \text{ mm}$

Pasirenkame Ø8 kas 300 mm su santykiu $\frac{A_{sw}}{s} = 0,337 \text{ mm}$

Sudarant skersinių jėgų gaubtinę skersines jėgas galima apytiksliai pasirinkti:

$$V_k^0 = 0,5 \times p_d \times l_{eff} = 0,5 \times 74,69 \times 5,33 = 199,04 \text{ kN}; \quad (3.3.2.11)$$

$$V_d^0 = 0,5 \times p_d \times l_{eff} = 0,5 \times 74,69 \times 5,33 = 199,04 \text{ kN}. \quad (3.3.2.12)$$

Atraminių ruožų ilgiai:

Atramoje iš kairės:

$$s_k = \frac{l_{eff} \times (V_k - V_{min})}{V_k + V_k^0} = \frac{5330 \times (224,07 - 117,91)}{224,07 + 199,04} = 1337 \text{ mm} \quad (3.3.2.13)$$

Atramoje iš dešinės:

$$s_d = \frac{l_{eff} \times (V_d - V_{min})}{V_d + V_d^0} = \frac{5330 \times (224,07 - 117,91)}{224,07 + 199,04} = 1337 \text{ mm} \quad (3.3.2.14)$$

Atraminių ruožų ilgiai nuo atramų briaunų krašto turi būti ne mažesni nei:

Atramoje iš kairės (numatytas žingsnis 200 mm):

$$s_{k1} = s_k - a_{l1} = 1337 - 115 = 1222 \text{ mm} \quad (3.3.2.15)$$

Atramoje iš dešinės (numatytas žingsnis 200 mm):

$$s_{c1} = s_c - a_{l2} = 1337 - 115 = 1222 \text{ mm}. \quad (3.3.2.16)$$

3.3.3. Rygelio lentynos armatūros skaičiavimas

Plokštės atraminė reakcija nuo skaičiuojamųjų apkrovų:

$$Q = \frac{1}{2} \times (G_d + Q_d) = \frac{1}{2} \times (52,85 + 21,028) = 36,939 \text{ kN} \quad (3.3.3.1)$$

Čia:

G_d – Skaičiuojamoji jėga rygelio lentynai nuo nuolatinių apkrovų

$$G_d = g_k \times \gamma_G \times L_{plokšt} \times B_{plokšt} = 4,84 \times 1,35 \times 6,74 \times 1,2 = 52,85 \text{ kN} \quad (3.3.3.2)$$

Q_d – Skaičiuojamoji jėga rygelio lentyna nuo kintamų apkrovų

$$Q_d = q_k \times \gamma_Q \times L_{plokšt} \times B_{plokšt} = 2 \times 1,3 \times 6,74 \times 1,2 = 21,028 \text{ kN} \quad (3.3.3.3)$$

Lenkimo momentas lentynoje nuo plokštės atraminės reakcijos:

$$M = Q \times a = 36,939 \times 0,14 = 5,171 \text{ kNm} \quad (3.3.3.4)$$

Čia:

a – plokštės atraminės reakcijos petys ($a = 0,08 + \frac{0,12}{2} = 0,14 \text{ m}$)

Lentynos darbo aukštis:

$$d = 0,25 - 0,025 = 0,225 \text{ m}$$

Armatūra lentynai skaičiuojama 1 m ruožui ($b = 1 \text{ m}$)

$$\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \times b \times d^2} = \frac{5,171}{18 \times 10^3 \times 1 \times 0,225^2} = 0,005674 \quad (3.3.3.5)$$

Santykinis gniuždomos zonos aukštis:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{Ed}} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,005674} = 0,0057 \quad (3.3.3.6)$$

Ribinis santykinis gniuždomos zonos aukštis:

$$\xi_{lim} = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{s,lim}}{\sigma_{sc,lim}} \times \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,706}{1 + \frac{435}{500} \times \left(1 - \frac{0,706}{1,1}\right)} = 0,5383 \quad (3.3.3.7)$$

$$\omega = \alpha - 0,008 \times f_{cd} = 0,85 - 0,008 \times 18 = 0,706 \quad (3.3.3.8)$$

$$\xi = 0,0057 \leq \xi_{lim} = 0,5383, \text{ sąlyga tenkinama} \quad (3.3.3.9)$$

Gniuždomos zonos aukštis:

$$x = \xi \times d = 0,00057 \times 0,225 = 0,0013m \quad (3.3.3.10)$$

Reikiamas armatūros skerspjūvio plotas:

$$A_s = \frac{f_{cd} \times b \times x}{f_{yd}} = \frac{18 \times 1 \times 0,0013}{435} = 0,5297 \times 10^{-4} m^2 \quad (3.3.3.11)$$

$$= 0,5297 cm^2$$

Armatūros skerspjūvio plotas padidinamas 5%, gauname $A_s = 0,5297 \times 1,05 = 0,556 cm^2$

Parengiami strypai 6mm. skersmens žingsniu 500 mm - $A_s = 0,57 cm^2$.

3.4. Gelžbetoninės kolonos projektavimas

Deriniai

Deriniai sudaryti pagal 2 priede pateiktus apkrovų skaičiavimus ir jų sukeltas įrašas.

Deriniai nuo nuolatinių ir kintamųjų poveikių:

Derinio formulė:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; Q_{k,1}; \psi_{0,i}; Q_{k,i}\}, \quad j \geq 1, i > 1$$

Nepalankiausias derinys projektuojamai kolonai:

$$N_{Ed} = 609,39 \text{ kN};$$

$$M_{Ed} = M + V_{ryg} \times e = 0,14 + 224,07 \times 0,335 = 75.203 \text{ kNm};$$

Deriniai nuo nuolatinių ir tariamai nuolatinių poveikių:

Derinio formulė:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; \psi_{2,i}; Q_{k,i}\}, \quad j \geq 1, i > 1;$$

Nepalankiausias derinys projektuojamai kolonai:

$$N_{Ed} = 446,12 \text{ kN};$$

$$M_{Ed} = 0,21 + 0,335 \times 184,76 = 62,104 \text{ kNm};$$

3.4.1 Kolonos išilginės armatūros skaičiavimas

Prieš renkant armatūrą patikrinamas kolonos liaunumas:

$$\lambda = \frac{l_{eff}}{i} = \frac{9,24}{0,115} = 80,02 \quad (3.4.1.1)$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{0,00213}{0,16}} = 0,115 \quad (3.4.1.2)$$

$$I = \frac{h^4}{12} = \frac{0,4^4}{12} = 0,00213 \quad (3.4.1.3)$$

$$l_{eff} = 1,2 \times H = 1,5 \times 7,7 = 9,24$$

$$80,02 < 120 \quad (3.4.1.4)$$

Išvada kolonos liaunis neviršija ribinio.

$$N_{Ed} = 609,39 \text{ kN}; M_{Ed} = 75,203 \text{ kNm}; N_{Ed,l} = 446,12 \text{ kN}; M_{Ed,l} = 62,104 \text{ kNm}$$

Kolonos darbo aukštis:

$$d = h - d_1$$

$$d = 0,4 - 0,04 = 0,36 \text{ m} \quad (3.4.1.5)$$

$$M_{Ed,s} = M_{Ed} + N_{Ed} \times \frac{d - a_2}{2} \quad (3.4.1.6)$$

$$M_{Ed,s} = 75,203 \times 10^6 + 609,39 \times 10^6 \times \frac{360 - 40}{2} = 172,71 \text{ kNm};$$

$$M_{Ed,sl} = M_{Ed,l} + N_{Ed,l} \times \frac{d - a_2}{2} \quad (3.4.1.7)$$

$$M_{Ed,sl} = 62,104 \times 10^6 + 446,12 \times 10^6 \times \frac{360 - 40}{2} = 133,48 \text{ kNm}$$

Betono skaičiuotinis stipris gniuždant, kai betono klasė C25/30:

$$f_{cd} = \frac{\alpha \times \alpha_{cc} \times f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3.4.1.8)$$

$$f_{cd} = \frac{0,9 \times 1 \times 25}{1,5} = 15 \text{ MPa}$$

Nustatome:

$$\varphi_l = 1 + \beta \times \frac{M_{Ed,sl}}{M_{Ed,s}} < \varphi_l = 1 + \beta \quad (3.4.1.9)$$

$$1 + 1 \times \frac{133,48}{172,71} = 1,773 < 1 + 1 = 2$$

Pradinis išilginės jėgos ekscentricitetas:

$$e_0 = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{75,203}{609,39} = 0,123 \text{ m} > e_a = \frac{l_0}{600} = 0,0154 \text{ m} > e_a = \frac{h}{30} = 0,0133 \text{ m} \quad (3.4.1.10)$$

Priimame $e_0 = 0,123 \text{ m}$

$$\delta_e = \frac{e_0}{h} > \delta_{e,min} = 0,5 - 0,01 \times \frac{l_0}{h} - 0,01 \times f_{cd} \quad (3.4.1.11)$$

$$\delta_e \frac{0,123}{0,4} = 0,309 > \delta_{e,min} = 0,5 - 0,01 \times \frac{9,24}{0,4} - 0,01 \times 15 = 0,089$$

Priimame $\delta_e = 0,309$.

Pirmam priartėjimui priimame $\rho_l = 0,02$.

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} \quad (3.4.1.12)$$

$$\alpha_e = \frac{2 \times 10^5}{3,1 \times 10^4} = 6,45$$

Betono skerspjūvio inercijos momentas elemento viso skerspjūvio centro atžvilgiu:

$$I_c = \frac{h^4}{12} \quad (3.4.1.13)$$

$$I_c = \frac{0,4^4}{12} = 0,0021333 \text{ m}^4$$

Armatūros skerspjūvio ploto inercijos momentas elemento viso skerspjūvio centro atžvilgiu:

$$I_s = \rho_l \times b \times d \times \left(\frac{d - a_2}{2} \right)^2 \quad (3.4.1.14)$$

$$I_s = 0,02 \times 0,4 \times 0,36 \times \left(\frac{0,36 - 0,04}{2} \right)^2 = 0,0000737 \text{ m}^4$$

Sąlyginė išilginė kritinė jėga:

$$N_{crit} = \frac{6,4 \times E_{cm}}{l_0^2} \times \left[\frac{I_c}{\varphi_l} \times \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha_e \times I_s \right]$$

(3.4.1.15)

$$N_{crit} = \frac{6,4 \times 31 \times 10^6}{9,24^2} \times \left[\frac{0,002133}{1,773} \times \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,309} + 0,1 \right) + 6,45 \times 0,0000737 \right]$$

$$= 2137,9 \text{ kN}$$

Apskaičiuojamas koeficientas η :

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{crit}}} \quad (3.4.1.16)$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{609,39}{2137,9}} = 1,399$$

Ekscentricitetas e_e :

$$e_e = e_0 \times \eta + \frac{d - a_2}{2} \quad (3.4.1.17)$$

$$e_e = 0,123 \times 1,399 + \frac{0,36 - 0,04}{2} = 0,333 \text{ m}$$

Reikalingo armavimo skaičiavimas:

$$\alpha_n = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \times b \times d} \quad (3.4.1.18)$$

$$\alpha_n = \frac{609,39 \times 10^3}{15 \times 400 \times 360} = 0,282$$

$$\alpha_m = \frac{N_{Ed} \times e_e}{f_{cd} \times b \times d^2} \quad (3.4.1.19)$$

$$\alpha_m = \frac{609,39 \times 10^3 \times 0,333}{15 \times 400 \times 360^2} = 0,261$$

Ribinis santykinis gniuždomos zonos aukštis pagal formulę:

$$\xi_{lim} = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{s,lim}}{\sigma_{sc,lim}} \times \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right)} \quad (3.4.1.20)$$

$$\xi_{lim} = \frac{0,73}{1 + \frac{435}{500} \times \left(1 - \frac{0,73}{1,1} \right)} = 0,565$$

čia:

$$\omega = \alpha - 0,008 \times f_{cd} = 0,85 - 0,008 \times 15 = 0,73 \quad (3.4.1.21)$$

Kadangi $\alpha_n = 0,282 < \xi_{lim} = 0,565$, armatūros plotus $A_{s1} = A_{s2}$ apskaičiuojame pagal formulę:

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{f_{cd} \times b \times d}{f_{yd}} \times \frac{\alpha_m - \alpha_n \times (1 - 0,5 \times \alpha_n)}{1 - a_2/d} \quad (3.4.1.22)$$

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{15 \times 0,4 \times 0,36}{435} \times \frac{0,261 - 0,282 \times (1 - 0,5 \times 0,282)}{1 - 0,04/0,36} = 0,000102 \text{ m}^2 \\ = 1,02 \text{ cm}^2$$

Pagal konstrukcinius reikalavimus parenkami 2 strypai 16 mm skersmens, kurių $A_s = 4,02 \text{ cm}^2$

Tuomet, armavimo koeficientas:

$$\rho = \frac{A_{s1} + A_{s2}}{b \times h} \quad (3.4.1.23)$$

$$\rho = \frac{2 \times 4,02}{40 \times 40} = 0,005$$

Kadangi apskaičiuotas armavimas labai skiriasi nuo pasirinkto, tai patikslinus ρ , apskaičiuojamas naujas armatūros plotas (**Pastaba:** tarpiniai skaičiavimai nerodomi):

$$\rho_l = 0,005;$$

$$I_s = 0,005 \times 0,4 \times 0,36 \times \left(\frac{0,36 - 0,04}{2} \right)^2 = 0,0000184 \text{ m}^4$$

$$N_{crit} = \frac{6,4 \times 31 \times 10^6}{9,24^2} \times \left[\frac{0,002133}{1,773} \times \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,309} + 0,1 \right) + 6,45 \times 0,0000184 \right] \\ = 1308,89 \text{ kN}$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{609,39}{1308,89}} = 1,87$$

$$e_e = 0,123 \times 1,87 + \frac{0,36 - 0,04}{2} = 0,391 \text{ m}$$

$$\alpha_m = \frac{609,39 \times 10^3 \times 391}{15 \times 400 \times 360^2} = 0,306$$

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{15 \times 0,4 \times 0,36}{435} \times \frac{0,306 - 0,282 \times (1 - 0,5 \times 0,282)}{1 - 0,04/0,36} = 0,000358 \text{ m}^2 \\ = 3,58 \text{ cm}^2$$

Parenkami 2 strypai 16 mm skersmens, kurių $A_s = 4,02 \text{ cm}^2$

Armavimo koeficientas lygus pasirinktam, todėl kolonos išilginė armatūra priimama 4Ø16.

3.4.2. Kolonoskersinėarmatūrosparinkimas

Kadangi skersinė jėga projektuojamoje kolonoje yra labai nedidelė (0.03 kN), skersinė armatūra kolonai parenkama pagal konstrukcinius reikalavimus:

Skersinės armatūros skersmuo turi būti ne mažesnis kaip 6 mm. ir ne mažesnis kaip 0,25 išilginės armatūros didžiausio skersmens. Atsižvelgiant į šiuos reikalavimus, skersinė armatūra priimama 6 mm. skersmens.

Atstumas tarp skersinių strypų turi būti ne didesnis kaip 400 mm. ir $20 \varnothing$ (\varnothing – mažiausias išilginių strypų skersmuo) bei kolonos skerspjūvio mažesnis matmuo b. Atsižvelgiant į šiuos reikalavimus, skersinės armatūros žingsnis priimamas 300 mm.

Kai ekscentriškai gniuždomųjų elementų galai yra stiprinami, elementų galuose turi būti dedami ne mažiau kaip 4 papildomos armatūros tinklai, išdėstomi nuo elemento galinės plokštumos ilgiu, ne mažesniu kaip $20 \varnothing$, jei armatūros strypai lygūs, ir ne mažesniu kaip $10 \varnothing$ – jei armatūros strypai briaunoti. Kolonų galuose skersinė armatūra dedama 150 mm. žingsniu ruože, kurio ilgis 450 mm.

3.4.3. Kolonos gembės armatūros skaičiavimas

Gembę veikinti skersinė jėga yra lygi:

$$V_{Ed} = 224,07 \text{ kN}$$

Gembės išilginė armatūra apskaičiuojama iš sąlygos:

$$V_{Ed} \times \frac{l_1}{d} \leq f_{yd} \times A_{s1}$$

$$A_{s1} \geq \frac{V_{Ed} \times l_1}{d \times f_{yd}} = \frac{224,07 \times 10^3 \times 0,225}{0,41 \times 435 \times 10^6} = 0,000282 \text{ m}^2 = 2,82 \text{ cm}^2 \quad (3.4.3.1)$$

Priimami 2 strypai 16 mm skersmens, kurių $A_s = 4,02 \text{ cm}^2$

Kadangi $h = 450 \text{ mm} > 2,5 \times a = 337,5 \text{ mm}$, gembė armuojama sankabomis ir atlankomis.

Gembės skersinė armatūra skaičiuojama pagal formulę:

$$V_{Ed} \leq 0,8 \times \varphi_{w2} \times f_{cd} \times b \times l_c \times \sin \theta$$

$$\text{tg} \theta = \frac{h}{c + l_{sup}}$$

$$\text{tg} \theta = \frac{450}{20+215} = 1,91; \theta = 62,37^\circ; \sin \theta = 0,886 \quad (3.4.3.2)$$

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{450}{20+215} = 1,91; \theta = 62,37^\circ; \sin \theta = 0,886$$

$$l_c = l_{sup} \times \sin \theta \quad (3.4.3.3)$$

$$l_c = 215 \times 0,886 = 190,5 \text{ mm}$$

Iš 3.2.4.2 formulės išreiškiame:

$$\varphi_{w2} \geq \frac{V_{Ed}}{0,8 \times f_{cd} \times b \times l_c \times \sin \theta} \geq \frac{224,07 \times 10^3}{0,8 \times 15 \times 400 \times 190,5 \times 0,886} \geq 0,277 \quad (3.4.3.4)$$

$$\varphi_{w2} = 1 + 5 \times \alpha_1 \times \varrho_{w1}$$

$$\varrho_{w1} = \frac{A_{sw}}{b \times s_w}$$

Iš to seka, kad koeficientas φ_{w2} didesnis už reikiamą esant bet kokiam $\frac{A_{sw}}{s_w}$ santykiui, todėl gembė armuojama pagal konstrukcinius reikalavimus.

Atstumas tarp trumpųjų gėmbių sankabų (atlankų) turi būti ne didesnis nei $\frac{h}{4}$ (čia h – gėmbės aukštis), ne didesnis nei $12\emptyset$ (čia \emptyset – gėmbės tempiamosios armatūros skersmuo) ir ne didesnis kaip 150 mm. Atsižvelgiant į šiuos reikalavimus, sankaboms ir atlankoms parenkami 6 mm. skersmens strypai, išdėstyti žingsniu $s_w = 100 \text{ mm}$.

Taip pat, turi būti tenkinama sąlyga:

$$\begin{aligned} \varphi_{c3} \times (1 + \varphi_n) \times f_{ctd} \times b \times d &\leq V_{Ed} \leq 3,5 \times f_{ctd} \times b \times d \\ 0,6 \times (1 + 0) \times 1,08 \times 400 \times 410 &= 106272 \text{ N} < 224070 \text{ N} \quad (3.4.3.4) \\ &< 3,5 \times 1,08 \times 400 \times 410 = 619920 \text{ N} \end{aligned}$$

sąlyga tenkinama.

Čia:

φ_{c3} – koeficientas, imamas iš 15 lentelės (kai naudojamas normalaus svorio betonas, $\varphi_{c3} = 0,6$);

$\varphi_n = 0$, kai nėra ašinių jėgų;

f_{ctd} – skaičiuotinis tempiamasis betono stipris:

$$\begin{aligned} f_{ctd} &= \frac{\alpha \times \alpha_{ct} \times f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} \\ f_{ctd} &= \frac{0,9 \times 1 \times 1,8}{1,5} = 1,08 \text{ MPa}; \end{aligned}$$

3.5. Įtemptojo gelžbetonio kiaurymėtos perdangos plokštės skaičiavimas

Bendrieji duomenys

Plokštė projektuojama iš C30/37 klasės betono, kietinamo šildant atmosferinio slėgio kameroje. Ji armuojama Y1860S klasės lynais, įtempiant ją į atsparas mechaniniu būdu.

C30/37 betonui $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$, $f_{cm} = 38 \text{ MPa}$, $f_{ctk,0,05} = 2 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 32 \text{ GPa}$.

Y1860S klasės lynams $f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$, $f_{p0,1k} = 1600 \text{ MPa}$, $f_{p0,1d} = 1390 \text{ MPa}$, $E_s = 195 \text{ GPa}$.

3.5.1 Kiaurymėtos perdangos apkrovų skaičiavimas

Plokštę veikiančios apkrovos yra pateiktos 1.1 lentelėje.

3.5.1 lentelė. Plokštės apkrovų skaičiavimas

Pavadinimas	Storis, m	Tankis, kg/m^3	Ploto masė, kg/m^2	Apkrova, kN/m^2
Grindų danga (linoleumas)	-	-	3,35	$3,35 \cdot 10 / 1000 = 0,0335$
Išlyginamasis sluoksnis Knauf „Nivello“	0,05	1800	-	$0,05 \cdot 1800 \cdot 10 / 1000 = 0,9$
Šilumos izoliacijos sluoksnis PAROC GRS 20	0,07	-	10,5	$10,5 \cdot 10 / 1000 = 0,105$
Gelžbetoninė kiaurymėtoji perdanga HCS 250	0,25	-	380	$380 \cdot 10 / 1000 = 3,8$
				$\sum g_k = 4,8385$

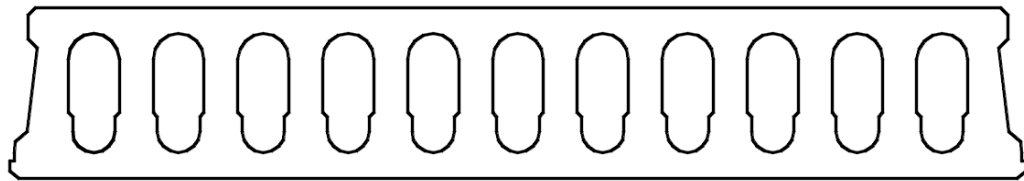
Skaičiuotinė nuolatinė apkrova:

$$g_d = 4,84 \times 1,35 = 6,534 \text{ kN/m}^2 \quad (3.5.1.1)$$

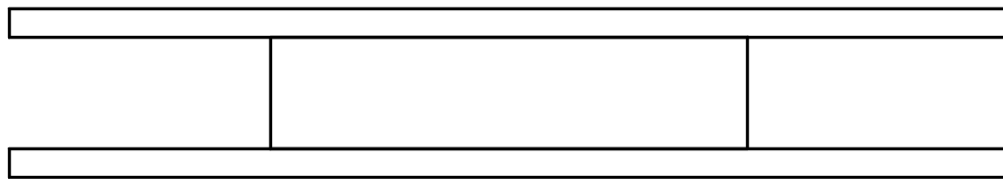
Skaičiuotinė naudojimo apkrova:

$$1,3 \cdot q_k = 2,6 \text{ kN/m}^2 \quad (3.5.1.2)$$

1.3 Skerspjūvis. Redukuoto skerspjūvio parinkimas.



plokštės skerspjūvis



redukuotas plokštės skerspjūvis

Plokštės skerspjūvio redukavimas:

Ovalios kiaurymės keičiamos stačiakampėmis, kurių:

$$h' = 0,9 \cdot h = 0,9 \cdot 180 = 162 \text{ mm} \quad (3.5.1.3)$$

$$b' = 0,9 \cdot b = 0,9 \cdot 60 = 54 \text{ mm} \quad (3.5.1.4)$$

$$h = 250 \text{ mm}$$

$$h_{eff} = h_{f2} = \frac{h - h'}{2} = \frac{250 - 162}{2} = 44 \text{ mm} \quad (3.5.1.5)$$

$$b_{f1} = 1197 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = 1154 \text{ mm}$$

$$b_w = b_{eff} - n_k \cdot b' = 1154 - 11 \cdot 54 = 560 \text{ mm} \quad (3.5.1.6)$$

3.5.2 Paruošiamieji duomenys išilginių briaunų skaičiavimui

Plokštės tarpatramio skaičiuojamasis ilgis:

$$l_{eff} = l - 2a = 7,2 - 2 \cdot 60 = 6,74m \quad (3.5.2.1)$$

Saugos ribiniam būviui:

$$p = 9.134 \cdot 1,2 = 10,96kN/m \quad (3.5.2.2)$$

$$M_{Ed} = \frac{pl_{eff}^2}{8} = \frac{10,96 \cdot 6,74^2}{8} = 62,24kNm \quad (3.5.2.3)$$

$$V_{Ed} = \frac{pl_{eff}}{2} = \frac{10,96 \cdot 6,74}{2} = 36,94kN \quad (3.5.2.4)$$

Tinkamumo ribiniam būviui:

$$p_1 = (G_k + \psi_2 V_k) b = (4,84 + 0,3 \cdot 2) 1,2 = 6,528kN/m \quad (3.5.2.5)$$

$$M_{ser1} = \frac{p_1 l_{eff}^2}{8} = \frac{6,528 \cdot 6,74^2}{8} = 37,0689kNm \quad (3.5.2.6)$$

$$Q_{ser1} = \frac{p_1 l_{eff}}{2} = \frac{6,528 \cdot 6,74}{2} = 21,999kN \quad (3.5.2.7)$$

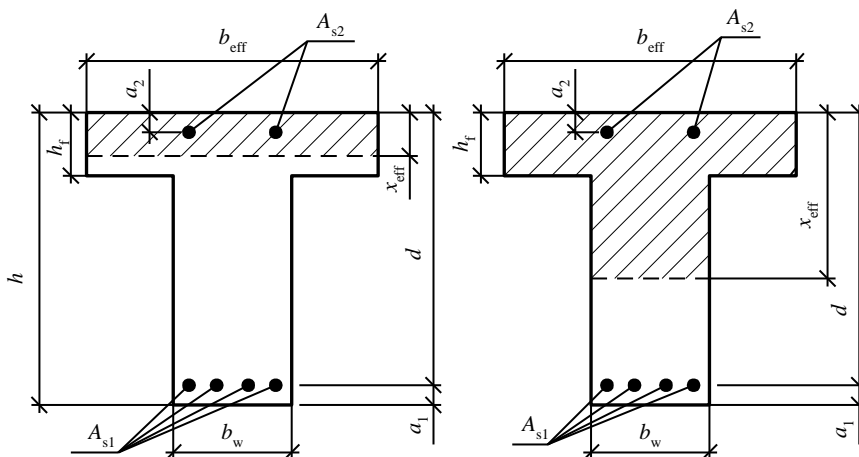
$$p_2 = (G_k + V_k) b = (4,84 + 2) 1,2 = 8,208kN/m \quad (3.5.2.8)$$

$$M_{ser2} = \frac{p_2 l_{eff}^2}{8} = \frac{8,208 \cdot 6,74^2}{8} = 46,608kNm \quad (3.5.2.9)$$

$$Q_{ser2} = \frac{p_2 l_{eff}}{2} = \frac{8,208 \cdot 6,74}{2} = 27,66kN \quad (3.5.2.10)$$

Reikalingo armatūros ploto apskaičiavimas. Esamas plokštės skerspjūvis redukuojamas į tįjinį, kur:

$$d = 0,25 - 0,04 = 0,21m \quad (3.5.2.11)$$



1.4.1 pav. normalinio pjūvio skaičiuojamoji schema.

Imamas išankstinio armatūros įtempimo dydis 0,7. lynai Y1860S, jos
 $\sigma_{sp} = 0,7 f_{p0,1k} = 1600 \cdot 0,7 = 1120 \text{ MPa}$.

Tikrinama ar teisingai užsiduotas išankstinis įtempimas:

$$\sigma_{sp} + p \leq f_{p01k} \text{ MPa}; \rightarrow 1120 + 56 = 1176 \leq 1600 \text{ MPa}; \quad (3.5.2.12)$$

$$\sigma_{sp} - p \geq 0,3 \cdot f_{p01k} \text{ MPa}; \rightarrow 1120 - 56 = 1064 \geq 0,3 \cdot 1600 = 480 \text{ MPa}; \quad (3.5.2.13)$$

čia: $p = 0,05 \cdot \sigma_{sp} = 0,05 \cdot 1120 = 56 \text{ MPa}$, kai armatūra įtempinama mechaniškai.

Orientaciniai nusistovėję išankstiniai Y1860S lynų įtempimai:

$$\sigma_{sp2} = \sigma_{sp} - \sigma_{los} = 1120 - 100 = 1020 \text{ MPa} \quad (3.5.2.14)$$

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot f_{cd} = 0,85 - 0,008 \cdot 18 = 0,706 \quad (3.5.2.15)$$

$$\sigma_{s,lim} = f_{p0,1d} + 400 - \sigma_{sp2} = 1390 + 400 - 1020 = 770 \text{ MPa} \quad (3.5.2.16)$$

$$\xi_{lim} = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{s,lim}}{\sigma_{sc,lim}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,706}{1 + \frac{770}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,706}{1,1}\right)} = 0,455 \quad (3.5.2.17)$$

Laikant, kad $x < h_f$ bus:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} b_f d^2} = \frac{62,24 \cdot 10^{-3}}{18 \cdot 1,154 \cdot 0,21^2} = 0,0679 \quad (3.5.2.18)$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0679} = 0,07 \quad (3.5.2.19)$$

$$x = \xi d = 0,07 \cdot 0,21 = 0,0147 \text{ m} < h_f = 0,044 \text{ m} \quad (3.5.2.20)$$

Darbo sąlygų koeficientas įvertinantis įtemptosios armatūros stiprumą aukščiau takumo ribos:

$$\gamma_{sy} = \eta - (\eta - 1)(2\xi / \xi_{lim} - 1) = 1,15 - (1,15 - 1)(2 \cdot 0,07 / 0,455 - 1) = 1,25 > 1,15$$

$$\text{imama } \gamma_{sy} = 1,15$$

čia, koeficientas $\eta = 1,15$ - lynams;

Išilginės įtemptos armatūros reikiamas skerspjūvio plotas:

$$A_{sp, reik} = \frac{f_{cd} b_f x}{f_{p0,1d} \gamma_{sy}} = \frac{18 \cdot 1,154 \cdot 0,044}{1390 \cdot 1,15} = 0,000571 \text{ m}^2 = 5,717 \text{ cm}^2 \quad (3.5.2.21)$$

Parenku 12Ø9,3, vieno lyno skerspjūvio plotas 0,52 cm². Bendras Y1860S stiprumo klasės lynams skerspjūvio plotas $A_{sp} = 6,24$ cm². Viršuje plokštė suarmuojama tinklu Ø5 S400. armatūros viela žingsniu s=100mm. Armatūros plotas plokštės skerspjūvyje lygus: $A_s = 10 \cdot 0,196 = 0,196 \text{ cm}^2$

3.5.3. Redukuoto skerspjūvio geometriniai rodikliai. Skerspjūvio plotas:

$$A_{red} = b_w \times h + (b_{eff} - b_w) \times h_{eff} \times 2 + a_e A_{s1} = 0,56 \times 0,25 + (1,197 - 0,56) \times 0,044 \times 2 + 6,1 \times 0,000624 = 0,198 \text{ m}^2$$

čia:

$$\alpha_e = \frac{E_{sp}}{E_c} = \frac{195000}{32000} = 6,1 \quad (3.5.3.2)$$

Skerspjūvio statinis momentas I-I krašto atžvilgiu:

$$S_{red}^{I-I} = 0,5 \times b_w \times h^2 + (b_{eff} - b_w) \times h_{eff} \times (h - 0,5 \times h_{eff}) + 0,5(b_{eff} - b_w) \times h_{eff}^2 + a_e \times A_{p1} \times a_1 \quad (3.5.3.3)$$

$$= 0,5 \times 0,56 \times 0,25^2 + (1,197 - 0,56) \times 0,044 \times (0,25 - 0,5 \times 0,044) + 0,5(1,197 - 0,56) \times 0,044^2 + 6,1 \times 0,000624 \times 0,04 = 0,024236 \text{ m}^3$$

Redukuoto skerspjūvio svorio centro atstumas nuo I-I krašto:

$$y_{red} = S_{red} / A_{red} = 0,024236 / 0,198 = 0,122m \quad (3.5.3.4)$$

Redukuoto skerspjūvio inercijos momentas:

$$\begin{aligned} I_{red} &= \frac{(b_f - b_w)h_f^3}{12} + (b_f - b_w)h_f \left(h - y_{red} - \frac{h_f}{2} \right)^2 + \frac{b_w h^3}{12} + b_w h \left(\frac{h}{2} - y_{red} \right)^2 + \alpha_e A_{sp} (y_{red} - a_{sp})^2 = \\ &= \frac{(1,197 - 0,56) \cdot 0,044^3}{12} + (1,197 - 0,56) \cdot 0,044 \cdot \left(0,25 - 0,122 - \frac{0,044}{2} \right)^2 + \frac{0,56 \cdot 0,25^3}{12} + 0,56 \cdot \\ &\cdot 0,25 \cdot \left(\frac{0,25}{2} - 0,122 \right)^2 + 6,1 \cdot 0,000624 (0,122 - 0,04)^2 = 0,001343043 \text{ m}^4 \end{aligned} \quad (3.5.3.5)$$

Atsparumo momentai apatinio ir viršutinio krašto atžvilgiais:

$$W_{red,b} = \frac{I_{red}}{y_{red}} = \frac{0,001343043}{0,122} = 0,010977 \text{ m}^3 \quad (3.5.3.4)$$

$$W_{red,t} = \frac{I_{red}}{h - y_{red}} = \frac{0,001343043}{0,25 - 0,122} = 0,010521 \text{ m}^3 \quad (3.5.3.5)$$

Atstumai nuo redukuoto skerspjūvio svorio centro iki jo branduolio taškų:

$$r = \frac{W_{red,b}}{A_{red}} = \frac{0,010977}{0,198} = 0,055m \quad (3.5.3.4)$$

$$r' = \frac{W_{red,t}}{A_{red}} = \frac{0,0105}{0,198} = 0,053m \quad (3.5.3.5)$$

Skaičiuojami plastiniai atsparumo momentai apatinės ir viršutinės juostos atžvilgiu:

$$W_{pl} = W_{red} \cdot 1,5 = 0,0165 \text{ m}^3 \quad (3.5.3.4)$$

$$W_{pl}^{\wedge} = W_{red}^{\wedge} \cdot 1,5 = 0,0158 \text{ m}^3 \quad (3.5.3.5)$$

Armatūros išankstinių įtempimų nuostoliai. Priimama, kad strypinė armatūra bus tempiama elektroterminiu būdu į atsparas. Išankstinių įtempimų dydis, numatytas anksčiau

$$\sigma_{sp} = 1120 \text{ MPa}$$

Armatūra įtempama į atramas mechaniniu būdu. Betonas kietinamas šūtinant. Armatūros lynai į atramas inkaruojamos inventoriniais inkarais.

PJŪVIS X-X

Pirminiai nuostoliai

Armatūros išankstinių įtempių nuostoliai dėl relaksacijos bus:

$$\sigma^1_{los} = \left(0,22 \frac{\sigma_p}{f_{p0,1k}} - 0,1 \right) \sigma_p = \left(0,22 \frac{1120}{1600} - 0,1 \right) 1120 = 60,48 \text{ MPa}; \quad (3.5.3.6)$$

Nuostoliai nuo temperatūrų skirtumo tarp atramų ir betono:

$$\sigma^2_{los} = 0 \quad (3.5.3.7)$$

Nuostoliai nuo tempimo įrenginių inkarų deformacijų:

$$\sigma^3_{los} = \frac{\Delta l}{l} \cdot E_s = \frac{264}{100000} \cdot 1,95 \cdot 10^5 = 5,158 \text{ MPa}; \quad (3.5.3.8)$$

Čia: Δl - kadangi naudojami inventoriniai inkarai, tuomet

$$\Delta l = 1,25 + 0,15\phi = 1,25 + 0,15 \cdot 9,3 \text{ mm} = 2,64 \text{ mm}. \quad (3.5.3.9)$$

l – įtempiamo strypo ilgis (atstumas tarp atsparų išorinių pusių), mm.

Kadangi įtemptoji armatūra neatlenkiama, nuostolių dėl trinties nebus, t. y. $\sigma^4_{los} = 0$.

Nuostoliai nuo formų deformacijų:

$$\sigma^5_{los} = 30 \text{ MPa} \quad (3.5.3.10)$$

Betono apspaudimo jėga po pirmųjų armatūros įtempių nuostolių iki ją atleidžiant bus:

$$P_{m,0} = A_{sp} \cdot (\sigma_p - \Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_2 - \Delta\sigma_3) = 6,25 \cdot 10^{-4} (1120 - 60,48 - 5,158 - 30) = 639 \text{ kN}; \quad (3.5.3.11)$$

Įtemptosios armatūros ekscentricitetas redukuoto skerspjūvio centro atžvilgiu:

$$e_{0,p} = y_c - a_{sp} = 0,087 \text{ m}; \quad (3.5.3.12)$$

f_{cp} – charakteristinis kubinis betono stipris armatūros atleidimo metu. Priimame, kad betono stipris atleidimo metu bus $0,75f_{ck} = 0,75 \times 37 = 27,75 \text{ MPa}$.

Tokiu būdu, nuostoliai nuo greitai pasireiškiančio betono valkšnumo apskaičiuojami pagal STR. [9] lentelės 6 p. Tuo tikslu apskaičiuojame įtempius betone nuo apspaudimo armatūra ir lenkimo momento nuo savojo svorio:

$$M_{s,x-x} = \frac{g_{s,s} \cdot l^2}{8} = 25,9 \text{ kNm} \quad (3.5.3.13)$$

Įtempimai betone ties apatine iš anksto įtemptąja armatūra:

$$\sigma_{cp,1} = \frac{P_{m,0}}{A_{red}} + (P_{m,0} \cdot e_{0,p} - M_{s,s}) \frac{y_{red} - a_{sp}}{I_{red}} = \frac{639 \cdot 10^3}{0,198} +$$

$$+ (639 \cdot 10^3 \cdot 0,087 - 25,9) \cdot \frac{0,087}{0,001343} = 5,174 \text{ MPa};$$
(3.5.3.14)

Nuostoliai dėl greitai pasireiškiančio betono valkšnumo:

Kadangi

$$\alpha = 0,25 + 0,025 \cdot f_{cp} = 1 > 0,8$$

$$\alpha = 0,8$$
(3.5.3.15)

$$\frac{\sigma_{cp1}}{f_{cp}} = \frac{5,174}{27,75} = 0,186 < \alpha;$$
(3.5.3.16)

$$\sigma^6_{los} = \chi \left(40 \cdot \frac{\sigma_{cp,1}}{f_{cp}} \right) = 0,85 \left(\frac{40 \cdot 5,174}{27,75} \right) = 6,34 \text{ MPa};$$
(3.5.3.17)

Čia:

χ - koeficientas, įvertinantis betono kietėjimą. Kai betonas šutinamas, $\chi = 0,85$.

Tokiu būdu pirminiai įtempimo nuostoliai bus:

$$\Sigma \sigma_{los1} = 60,48 + 5,16 + 30 + 6,34 = 101,98 \text{ MPa}.$$
(3.5.3.18)

$$\sigma_{sp1} = \sigma_p - \Sigma \sigma_{los1} = 1120 - 101,98 = 1018,02 \text{ MPa}$$

Betono apspaudimo jėga, atmetus visus pirminius armatūros įtempimo nuostolius:

$$P_{m,I} = A_{sp} \cdot \sigma_{sp1} = 6,25 \cdot 10^{-4} \cdot 1018,02 = 635,2 \text{ kN};$$
(3.5.3.19)

Antriniai nuostoliai

Nuostoliai dėl sunkiojo C30/37 klasės betono susitraukimo, kai betonas šildomas esant atmosferiniam slėgiui yra - $\sigma^8_{los} = 40 \text{ MPa}$;

$$\sigma_{cp,2} = \frac{P_{m,I}}{A_{red}} + (P_{m,I} \cdot e_{0,p} - M_{s,s}) \frac{y_{red} - a_{sp}}{I_{red}} = \frac{635200}{0,198} + (635200 \cdot 0,087 - 25,9) \cdot \frac{0,0873}{0,001343} =$$

$$= 5,131 \text{ MPa};$$
(3.5.3.20)

Tuomet, nuostoliai dėl betono valkšnumo:

$$\sigma^9_{los} = 150 \chi \left(\frac{\sigma_{cp,2}}{f_{cp}} \right) = 150 \cdot 0,85 \cdot \frac{5,131}{27,75} = 23,58 \text{ MPa};$$
(3.5.3.21)

Išankstiniai įtempiai armatūroje, įvertinus suminius nuostolius:

$$\sigma_{sp2} = \sigma_{sp1} - \sigma_{los2} = 1018,02 - 23,58 = 994,44 \text{ MPa};$$
(3.5.3.22)

Apspaudimo jėga, atmetus visus armatūros išankstinio įtempimo nuostolius bus:

$$P_m = A_{sp} \cdot \sigma_{sp2} = 6,24 \cdot 10^{-4} \cdot 994,44 = 595.58 \text{ kN}; \quad (3.5.3.23)$$

3.5.4. Išilginių briaunų skaičiavimas stadijoje iki eksploataavimo

Viršutinio krašto pleišėtumas.

Savojo plokštės svorio apkrova transportuojant:

$$q_{ser} = q \cdot b = 3,8 \cdot 1,2 = 4,56 \text{ kN/m} \quad (3.5.4.1)$$

Lenkimo momentas gembėje, imant jos ilgį $a_1 = 1 \text{ m}$:

$$M_{g,ser} = q_{ser} a_1^2 \gamma_d / 2 = 4,56 \cdot 1^2 \cdot 1,6 / 2 = 3,648 \text{ kNm} \quad (3.5.4.2)$$

Įtempimai labiau gniuždomame betono krašte:

$$\sigma_{cp} = \frac{P_1}{A_{red,t}} + \frac{P_1 \cdot e_{0,p} - M_{g,ser}}{W_{red}} = \frac{639000}{0.198} + \frac{639000 \cdot 0.087 - 3648}{0,010977} = 7,93 \text{ MPa} \quad (3.5.4.3)$$

$$\varphi = 1,6 - \sigma_{cp} / f_{cp} = 1,6 - 7,93 / 27.75 = 1,314 > 1 \quad (3.5.4.4)$$

imame $\varphi = 1$

Plyšiai neatsivers, kadangi:

$$\begin{aligned} P_1(e_{op} - \varphi \cdot r') + M_{g,ser} &= 0,639 \cdot (0,087 - 1 \cdot 0,053) + 0,0003648 = \\ &= 0,0254 \text{ MNm} < f_{ctk} W_{pl}' = 2 \cdot 0,015782 = 0,031 \text{ MNm} \end{aligned} \quad (3.5.4.5)$$

3.5.5 Stiprumas transportuojant.

Skaičiuojamoji plokštės savo svorio apkrova, įvertinus dinamiškumo koeficientą lygų $\gamma_d = 1,6$; $q_d = q \cdot b \cdot \gamma_d = 3,8 \cdot 1,2 \cdot 1,6 = 7,296 \text{ kN/m}$. Lenkimo momentas gembėje:

$$M_d = q_d a_1^2 / 2 = 7,296 \cdot 1^2 / 2 = 3,648 \text{ kNm} \quad (3.5.5.1)$$

Apgniuždymo jėga, veikianti plokštę kaip išorinė, irimo stadijoje iki eksploataavimo:

$$N_{con} = (\gamma_{sp} \sigma_{sp1} - 330) A_{sp} = (1,15 \cdot 1018,02 - 330) \cdot 0,000624 \cdot 10^3 = 492,849 \text{ kN} \quad (3.5.5.2)$$

Jėgos N_{con} atstumas nuo viršutinės armatūros centro:

$$e_p = d' - a_{sp} + M_d / N_{con} = 0,22 - 0,035 + 3,648 / 492,849 = 0,178 \text{ m} \quad (3.5.5.3)$$

$$d' = d - a_s' = 0,25 - 0,035 = 0,22 \text{ m} \quad (3.5.5.4)$$

Skaičiuojamasis betono stiprumas gniuždant įvertinus $\gamma_{c3} = 1,2$

$$f_{cd} = 0,7 \cdot 1,2 \cdot 18 = 15,12 \text{ MPa} \quad (3.5.5.5)$$

$$x = \frac{N_{con} + f_{yd} A_{sp} - f_{yd} A_s'}{f_{cd} b} = \frac{0,492 + 365 \cdot 0,000624 - 365 \cdot 0,0000196}{15,12 \cdot 1.197} = 0,039 \text{ m} \quad (3.5.5.6)$$

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{0,039}{0,22} = 0,177 < \xi_{\text{lim}} = 0,491 \quad (3.5.5.7)$$

Tikrinama stiprumo sąlyga.

$$N_{\text{con}} e_p = 0,492 \cdot 0,178 = 0,0875 \text{ kNm} < f_{cd} b x (d - 0,5x) = 15,12 \cdot 1,197 \cdot 0,039 \cdot (0,22 - 0,5 \cdot 0,039) = 0,1415 \text{ kNm} \quad (3.5.5.8)$$

Plokštės stiprumas transportuojant pakankamas.

3.5.6. Plokštės skaičiavimas eksploatacijos stadijoje

Stiprumas normaliniame pjūvyje.

Apskaičiuojamas gniuždomosios zonos ribinis santykinis aukštis:

$$w = 0,85 - 0,008 f_{cd} = 0,85 - 0,008 \cdot 15,12 = 0,729 \quad (3.5.6.1)$$

$$\sigma_{s,\text{lim}} = f_{p0,1d} + 400 - \gamma_{sp} \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_{los}) = 1390 + 400 - 1,15 \cdot (1120 - 165,55) = 692,3825 \text{ MPa} \quad (3.5.6.2)$$

$$\xi_{\text{lim}} = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{s,\text{lim}}}{\sigma_{sc,\text{lim}}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,706}{1 + \frac{692,38}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,706}{1,1}\right)} = 0,471 \quad (3.5.6.3)$$

Gniuždomosios zonos aukštis, tariant, kad $x \leq h'_f$:

$$x = \frac{f_{p0,1d} A_{sp} - f_{sc,d} A'_s}{f_{cd} b'_f} = \frac{(1390 \cdot 6,24 \cdot 10^{-4} - 365 \cdot 0,196 \cdot 10^{-4})}{15,12 \cdot 1,197} = 0,041 \text{ m} < h'_f = 0,044 \text{ m} \quad (3.5.6.4)$$

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{0,041}{0,225} = 0,1822 < \xi_{\text{lim}} = 0,464 \quad (3.5.6.5)$$

Prielaida $x \leq h'_f$ teisinga.

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) \left(2\xi / \xi_{\text{lim}} - 1\right) = 1,15 - (1,15 - 1) \left(2 \cdot 0,1822 / 0,464 - 1\right) = 1,182 > \eta = 1,15 \quad (3.5.6.6)$$

todėl imame $\gamma_{s6} = 1,15$.

$$x = \frac{\gamma_{s6} f_{p0,1d} A_{sp} - f_{sc,d} A'_s}{f_{cd} b'_f} = \frac{(1,15 \cdot 1390 \cdot 6,24 \cdot 10^{-4} - 365 \cdot 0,196 \cdot 10^{-4})}{15,12 \cdot 1,197} = 0,043 \text{ m} < 0,044 \text{ m} \quad (3.5.6.7)$$

Tuomet:

$$M_{Rd} = \gamma_{s6} f_{p0,1d} A_{sp} (h - a_{sp} - 0,5 \cdot x) + f_{yd} A_s (h - a_s - 0,5x) = (1,15 \cdot 1390 \cdot 6,42 \cdot 10^{-4} (0,25 - 0,035 - 0,5 \cdot 0,043) + 365 \cdot 0,198 \cdot 10^{-4} (0,25 - 0,035 - 0,5 \cdot 0,043) \cdot 10^3) = 159,69 \text{ kNm} > M_{Ed} = 62,24 \text{ kNm}$$

Plokštės stiprumas išilginių briaunų normaliniame pjūvyje pakankamas.

Stiprumas skersinei jėgai įstrižuose pjūviuose.

Pavojingame įstrižajame I-I pjūvyje $V_{Ed}=36,94$ kN. Apgniuždymo jėga, kai $\gamma_{sp}=1,15$:

$$P_2 = \gamma_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_{los}) \cdot A_{sp} \cdot 10^{-4} \cdot 10^3 = 1,15 \cdot (1120 - 165,55) \cdot 6,24 \cdot 10^{-4} = 684,917 \text{ kN} \quad (3.5.6.9)$$

Iš formulės apskaičiuojamas φ_n :

$$\varphi_n = \frac{0,1 \cdot P_2}{f_{ctk} b d} = \frac{0,1 \cdot 0,685}{2 \cdot 0,56 \cdot 0,215} = 0,284 < 0,5 \quad (3.5.6.10)$$

Apskaičiuojamas koeficientas, įvertinantis gniuždomos lentynos įtaką, kai

$$b'_f = b + 3h_f = 0,56 + 3 \cdot 0,044 = 0,692 \text{ m}; \quad (3.5.6.10)$$

$$b'_f = b + 3h_f = 0,56 + 3 \cdot 0,044 = 0,692 \text{ m}; \quad (3.5.6.11)$$

Apskaičiuojama:

$$V_{Rd} = \varphi_{b2} (1 + \varphi_n + \varphi_f) f_{ctk} b d^2 = 2 \cdot 1,063 \cdot 2 \cdot 0,56 \cdot 0,215^2 \cdot 10^3 = 136,698 \text{ kNm} \quad (3.5.6.12)$$

Skaičiuojamame įstrižajame pjūvyje $V_{Rd,c} = V_{Rd} / 2$,

$$c = \frac{2 \cdot V_{Rd}}{V_{Ed}} = \frac{2 \cdot 136,698}{36,94} = 7,401 > 2d = 2 \cdot 0,215 = 0,43 \text{ m}. \quad (3.5.6.13)$$

Imama $c = 0,43$ m.

Tuomet:

$$V_{Rd,c} = \frac{V_{Rd}}{c} = \frac{136,698}{0,43} = 317,902 \text{ kN} > V_{Ed} = 36,94 \text{ kN}; \quad (3.5.6.14)$$

Skersinės armatūros nereikia.

3.5.7. Plokštės išilginių briaunų skaičiavimas II grupės ribiniams būviams

Normalinio pjūvio pleišėtumas.

Nustatoma, ar reikia skaičiuoti plyšių atsivėrimo plotį, esant 3-sios pleišėtumo kategorijos reikalavimams. Imama $\gamma_{sp} = 1$ ir

Apgniuždymo jėga:

$$P_2 = (\sigma_{sp} - \sigma_{los}) A_{sp} = (1120 - 165,55) \cdot 6,45 \cdot 10^{-4} \cdot 10^3 = 595,58 \text{ kN} \quad (3.5.7.1)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{P_1}{A_{red,t}} + \frac{M_{Ek} - P_1 \cdot e_{0,p}}{W_{red,t}} = \frac{59558}{0,198} + \frac{46608 - 59558 \cdot 0,087}{0,010977} = 2,492 \text{ MPa} \quad (3.5.7.2)$$

$$\varphi = 1,6 - \frac{\sigma_c}{f_{ck}} = 1,6 - \frac{2,492}{30} = 1,52 > 1 \quad (3.5.7.3)$$

todėl imama $\varphi = 1$.

Tikrinama sąlyga, įvertinant viršutinių plyšių įtaką (kadangi viršutinėje dalyje plyšiai neatsiveria, tai $\lambda=0$).

$$M_{crc} = [f_{ctk,0,05} \cdot W_{pl} + P_2(e_{op} + \varphi \cdot r)] \cdot (1 - \lambda) = [2 \cdot 0,016466 + 0,595 \cdot (0,087 + 1 \cdot 0,0554)] \cdot (1 - 0) = 117,96kNm > M_{ser1} = 46,61kNm \quad (3.5.7.4)$$

normaliniai plyšiai neatsivers.

Ilinkio skaičiavimas

$$\text{Imama } f = f_M, \text{ nes } \frac{l_{eff}}{h} = \frac{6,72}{0,25} = 26,88 > 10 \frac{l_{eff}}{205} = \frac{6,72}{205} = 0,0327m = 33mm$$

Suminis kreivumas, kai atsiveria normaliniai plyšiai:

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left(\frac{1}{r}\right)_2 - \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_4$$

φ_{c1} – koeficientas, kuriuo įvertinama betono trumpalaikio valkšnumo įtaka, sunkiajam betonui imamas lygus 0,85;

φ_{c2} – koeficientas, kuriuo įvertinama betono ilgalaikio valkšnumo įtaka, imamas iš lentelių; kai santykinė drėgmė $\leq 75\%$, lygus 2,0;

Trumpalaikės apkrovos poveikio sukeltas plokštės išilginės ašies kreivis tarpatrio viduryje skaičiuojamas pagal formulę:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{M_{ser1,l}}{\varphi_{c1} E_{eff} I_{eff}} = \frac{9,483 \cdot 10^3}{0,85 \cdot 31 \cdot 10^9 \cdot 0,00116} = 0,0002596m^{-1} \quad (3.5.7.5)$$

trumpalaikės apkrovos sukeltas lenkimo momentas

$$M_{ser1,l} = \frac{(1 - \psi_2) \cdot q_s \cdot l^2}{8} = \frac{(1 - 0,3) \cdot 2,4 \cdot 6,72^2}{8} = 9,483kNm \quad (3.5.7.6)$$

Kreivis nuo nuolatinių ir tariamai nuolatinių poveikių:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{M_{ser2} \cdot \varphi_{c2}}{\varphi_{c1} E_{eff} I_{eff}} = \frac{36,069 \cdot 10^3 \cdot 2,0}{0,85 \cdot 32 \cdot 10^9 \cdot 0,00116} = 0,0020294m^{-1} \quad (3.5.7.7)$$

Kreivis nuo išankstinio apgnūždymo:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{P_2 \cdot e_{op}}{\varphi_{c1} E_{eff} I_{eff}} = \frac{595,95 \cdot 10^3 \cdot 0,084}{0,85 \cdot 32 \cdot 10^9 \cdot 0,00116} = 0,001424m^{-1} \quad (3.5.7.8)$$

Kreivis dėl dėl betono susitraukimo ir valkšnumo:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{\varepsilon_{c1} - \varepsilon_{c2}}{d} = \frac{0,000358 - 0,000205}{0,21} = 0,000713m^{-1} \quad (3.5.7.9)$$

Santykinė deformacija dėl betono traukumo:

(3.5.7.9)

$$\varepsilon_{c1} = \frac{\sigma_{c1}}{E_s} = \frac{\sigma_{los}^6 + \sigma_{los}^8 + \sigma_{los}^9}{E_s} = \frac{6.34 + 23.575 + 40}{19,5 \cdot 10^4} = 0,000358$$

Santykinė deformacija dėl betono valkšnumo:

$$\varepsilon_{c2} = \frac{\sigma_{cp2} + \sigma_{los}^8}{E_s} = 0,000205 \quad (3.5.7.10)$$

Betono įtempiai kraštiniame gniuždomosios zonos sluoksnyje:

$$\sigma_{cp2} = \frac{P_2}{A_{red}} - \frac{P_2 \cdot e_{0p}}{W_{red,t}} + \frac{M_{Eggd}}{W_{red,t}} = \frac{0,59595}{0,198} - \frac{0,59595 \cdot 0,084}{0,0105} + \frac{25,9}{0,0105} = 0,382 MPa \quad (3.5.7.11)$$

Suminis briaunų kreivumas:

$$\begin{aligned} \frac{1}{r} &= \left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left(\frac{1}{r}\right)_2 - \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_4 = 0,0002596 + 0,002029 - 0,0001424 - 0,0003585 = \\ &= 0,0001515 m^{-1} \end{aligned} \quad (3.5.7.12)$$

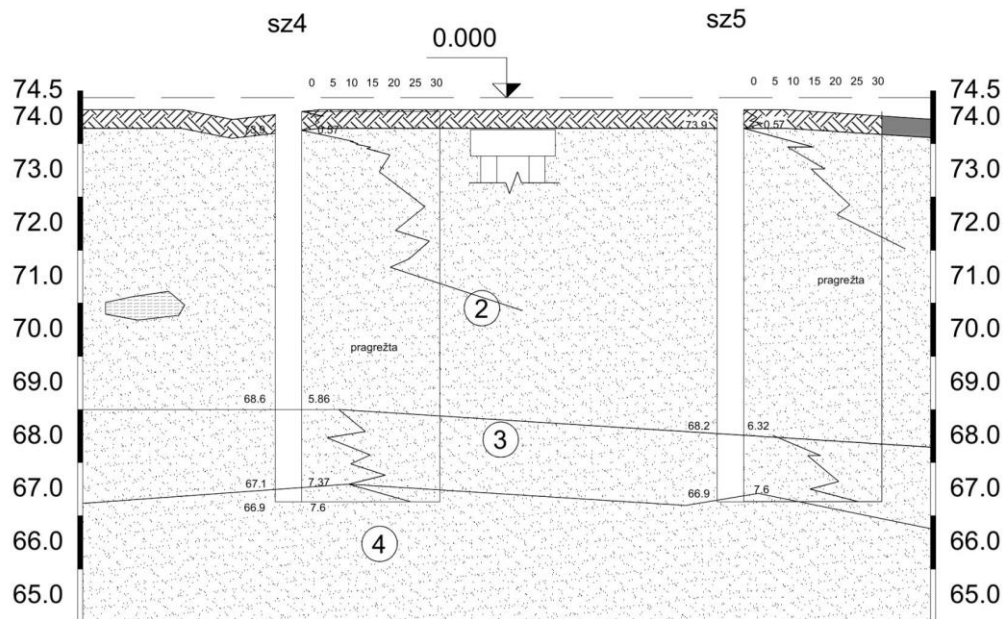
Plokštės išilginių briaunų įlinkis:

$$f = sl_{eff}^2 \cdot \left(\frac{1}{r}\right) = \frac{5}{48} \cdot 6,72^2 \cdot 1,515 \cdot 10^{-4} = 0,0007 m < f_{lim} = 0,035 m. \quad (3.5.7.13)$$

Plokštės įlinkis neviršina ribinio.

3.6 Polinio pamato projektavimas

Projektuojamas gręžtinis CFA polis E/8 ašių susikirtimo vietoje ant smėlio sluoksnio. Pamato konstrukciją sudaro du 2m ilgio Ø 300 mm poliai ir juos apjungianti galvena. Galvenos viršaus altitudė projektuojama 0,6 m žemiau pastato grindų lygio, nes polinių pamatų papildomai gilinti dėl įšalo nereikia. Pamatui naudojamas C25/30 klasės betonas. Pamatą armuojamas S500 plieno klasės darbo ir S240 plieno klasės pagalbine armatūra.



3.6.1. pav. Inžinerinis geologinis pjūvis tarp gręžinių 4 ir 5

3.6.1 Pamato projektavimas saugos ribiniam būviui

DA-1 projektavimo būdą reikia taikyti tik esant drenuojamomis sąlygomis. DA-1 pirmasis derinys A1+M1+R1, antras derinys – A2+M2+R1. Čia A – poveikiai, M – medžiagos ir R – atsparumas.

3.6.1.1 lentelė Nagrinėjamo geologinio sluoksnio (Nr. 2) rodikliai

Skaičiuojamasis rodiklis	Grunto Nr. 2 rodikliai
Tūrinis svoris γ , kN/m ³	18,8
Natūralaus byrėjimo kampas φ , °	36,0
Efektinioji sankiba c , kPa	0,0
Tamprumo modulis E , MPa	41,3
Kūginė sprauda q_c , MPa	20,14

Projektavimo būdo DA-1 pirmasis derinys A1+M1+R1

3.6.1.2 lentelė DA-1 pirmojo derinio daliniai koeficientai

Dalinis koeficientas	A1	M1	R1
Nuolatinis poveikis, γ_G	1,35		
Kintamasis poveikis, γ_Q	1,3		

Atsparumas kirpimui, γ_{φ}		1,0	
Efektyvus sankabumas, γ_{cr}		1,0	
Polio pado laikomoji galia, γ_b			1,25
Polio kamieno laikomoji galia, γ_s			1,0

Pasirenkame, pamato galvenos matmenis $L \times B \times h = 1,6 \times 0,6 \times 0,5$ m ir Polio ilgį $L = 2,0$ m.

Tuomet konstrukcijų charakteristinė apkrova gruntui bus:

$$G_{k,kons} = G_k + G_{k,galvenos} + G_{k,poliaus} = \quad (3.6.1.1)$$

$$= G_k + (L \cdot B \cdot h_{galvenos} + \pi \cdot r^2 \cdot h_{poliaus}) \cdot \gamma_{gb} = \quad (3.6.1.2)$$

$$= 293,02 + (1,6 \cdot 0,6 \cdot 0,5 + \pi \cdot 0,3^2 \cdot 2) \cdot 25 = 319,15 \text{ kN} \quad (3.6.1.3)$$

čia:

G_k – ašinė jėga nuo antžeminių konstrukcijų;

$G_{k,galvenos}$ – apkrova gruntui nuo pamato galvenos savojo svorio;

$G_{k,Polio}$ – apkrova gruntui nuo polio savojo svorio;

γ_{gb} – gelžbetonio tūrinis svoris, lygus $25,0 \text{ kN/m}^3$.

Papildoma apkrova nuo grunto, slegiančio pamatą iš viršaus:

$$G_{k,grunto} = (L \cdot B - 0,4^2) \cdot h_{grunto} \cdot \gamma_{grunto} = (1,6 \cdot 0,6 - 0,16) \cdot 0,6 \cdot 18,8 = 9,024 \text{ kN} \quad (3.6.1.4)$$

čia:

h_{grunto} – grunto, esančio virš galvenos sluoksnio storis, imamas iki grindų išlyginamojo sluoksnio apačios;

γ_{grunto} – grunto, esančio virš galvenos tūrinis svoris, imamas smėlio rodiklis,

Suminė skaičiuojamoji apkrova gruntui:

$$G_{d,sum} = (G_{k,kons} + G_{k,grunto}) \cdot \gamma_G + Q_{k,sniego} \cdot \gamma_Q = (319,15 + 9,024) \cdot 1,35 + 129,6 \cdot 1,3 = 611,51 \text{ kN} \quad (3.6.1.5)$$

Suminis skaičiuojamasis lenkimo momentas pamato pado apačioje įvertinus skersines jėgas:

$$M_{d,sum} = (V_{k,kons} \cdot h_{galvenos} + M_{k,kons}) \cdot \gamma_G + ((V_{k,sniego} + V_{k,vėjo}) \cdot h_{galvenos} + M_{k,sniego} + M_{k,vėjo}) \cdot \gamma_Q = (0,412 \cdot 0,5 + 1,381) \cdot 1,35 + ((0,488 + 1,12) \cdot 0,5 + 3,607 + 6,411) \cdot 1,3 = 16,211 \text{ kNm} \quad (3.6.1.6)$$

čia:

$V_{k,kons}$, $V_{k,sniego}$, $V_{k,vėjo}$ – charakteristinės skersinės jėgos nuo konstrukcijų savojo svorio, sniego ir vėjo poveikių;

$M_{k,kons}$, $M_{k,sniego}$, $M_{k,vėjo}$ – charakteristiniai lenkimo momentai nuo konstrukcijų savojo svorio, sniego ir vėjo poveikių;

1.3. lentelė Poliuose susidariusios įrąžos nuo skaičiuojamųjų apkrovų

	Polis Nr. 1	Polis Nr. 2
Ašinė įraža N_{Ed} , kN	$N_{Ed} = -305,755$	$N_{Ed,max} = -305,755$
Lenkimo momentas M_{Ed} , kNm	$M_{Ed,max} = 8,1$	$M_{Ed} = 8,1$

3.6.1.3 lentelė

Esant tokioms įrašoms, skaičiuojame vieno gręžtinio polio laikomąją galia.

Pagrindo atsparumas ploto vienetui po polio padu apskaičiuojamas pagal formulę:

$$q_{b,cal} = \alpha_b \cdot \beta \cdot s \cdot q_c = 0,5 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 20,14 = 10,07 \text{ MPa} \quad (3.6.1.7)$$

čia:

α_b – empirinis koreliacijos koeficientas, smėliui lygus 0,5 (EC7 2 dalis 5 priedas D.5 lentelė);

β – rodiklis, kuriuo įvertinama polio pado forma, lygus 1,0;

s – rodiklis, kuriuo atsižvelgiama į polio pado formą, apskaičiuojamas pagal formulę:

$$s = \left(1 + \frac{\sin \varphi'}{L/B}\right) / (1 + \sin \varphi') = \left(1 + \frac{\sin 35^\circ}{0,3/0,3}\right) / (1 + \sin 35^\circ) = 1,0 \quad (3.6.1.8)$$

Pagrindo stipris įvertinant polio kamieno paviršiaus trintį apskaičiuojamas pagal formulę:

$$q_{s,cal} = \alpha_s \cdot q_c = 0,008 \cdot 20,14 = 0,1611 \text{ MPa} \quad (3.6.1.9)$$

čia:

α_s – empirinis koreliacijos koeficientas, lygus 0,008 (EC7 2 dalis 5 priedas D.5 lentelė).

Charakteristinis pagrindo stipris po pamato padu:

$$q_{b,k} = \frac{q_{b,cal}}{\xi_3} = \frac{10,07}{1,29} = 7,806 \text{ MPa} \quad (3.6.1.10)$$

čia:

ξ_3 – koreliacijos koeficientas, priklausantis nuo statinio zondavimo gręžinių skaičiaus (8 priedas 2 lentelė).

Charakteristinis pagrindo stipris, atsižvelgiant į polio kamieno paviršiaus trintį:

$$q_{s,k} = \frac{q_{s,cal}}{\xi_3} = \frac{0,1611}{1,29} = 0,1248 \text{ MPa} \quad (3.6.1.11)$$

Gręžtinio polio pado charakteristinė laikomosios galios vertė apskaičiuojama pagal formulę:

$$R_{b,k} = A_b \cdot q_{b,k} = \pi \cdot r^2 \cdot q_{b,k} = \pi \cdot 0,15^2 \cdot 7,806 = 551,49 \text{ kN} \quad (3.6.1.12)$$

čia:

A_b – polio pado paviršiaus plotas (\varnothing 300 mm)

Gręžtinio polio šoninio paviršiaus charakteristinė laikomosios galios vertė apskaičiuojama pagal formulę:

$$R_{s,k} = \sum (A_{s,i} \cdot q_{s,k,i}) = \sum (2 \cdot \pi \cdot r \cdot h_i \cdot q_{s,k,i}) = 2 \cdot \pi \cdot 0,15 \cdot 1 \cdot 0,1248 = 117,56 \text{ kN} \quad (3.6.1.13)$$

čia:

$A_{s,i}$ – Polio šoninio paviršiaus plotas i-tajame grunto sluoksnyje.

Pastaba. Pirmojo poliaus ilgio metro į laikomosios galios trintimi skaičiavimą neįtraukiame, darydami prielaidą, jog šiame ruože gruntas nėra pakankamai tankus ir apspaudžiantis polį.

Randame skaičiuotines pamato laikomasias galias padu bei šonine trintimi:

$$R_{b,d} = \frac{R_{b,k}}{\gamma_b} = \frac{551,49}{1,25} = 441,192 \text{ kN} \quad (3.6.1.14)$$

$$R_{s,d} = \frac{R_{s,k}}{\gamma_s} = \frac{117,56}{1,0} = 117,56 \text{ kN} \quad (3.6.1.15)$$

Tuomet suminė polio laikomoji galia apskaičiuojama taip:

$$R_{c,d} = R_{b,d} + R_{s,d} = 441,192 + 117,56 = 558,752 \text{ kN} \leq V_d = 611,51 \text{ kN} \quad (3.6.1.1)$$

Poliaus laikomosios galios sąlyga rodo, jog skaičiuotinei apkrovai atlaikyti beveik užtektų vieno polio. Tačiau nepaisant to, esame priversti projektuoti pamatą iš dviejų polių, dėl bendrųjų bei konstrukcinių reikalavimų.

Projektavimo būdo DA-1 antrasis derinys A2+M2+R1

3.6.1.4 lentelė DA-1 antrojo derinio daliniai koeficientai

Dalinis koeficientas	A2	M2	R1
Nuolatinis poveikis, γ_G	1,0		
Kintamasis poveikis, γ_Q	1,3		
Atsparumas kirpimui, $\gamma_{\varphi r}$		1,25	
Efektyvus sankabumas, $\gamma_{c r}$		1,25	
Polio pado laikomoji galia, γ_b			1,25
Polio kamieno laikomoji galia, γ_s			1,0

Pasirenkame, pamato galvenos matmenis $\mathbf{L \times B \times h = 1,5 \times 0,6 \times 0,5 \text{ m}}$ ir Polio ilgį $\mathbf{L = 1,5 \text{ m}}$.

Tuomet konstrukcijų charakteristinė apkrova gruntui bus:

$$\begin{aligned} G_{k,kons} &= G_k + G_{k,galvenos} + G_{k,poliaus} = \\ &= G_k + (L \cdot B \cdot h_{galvenos} + \pi \cdot r^2 \cdot h_{poliaus}) \cdot \gamma_{gb} = \\ &= 293,02 + (1,6 \cdot 0,6 \cdot 0,5 + \pi \cdot 0,3^2 \cdot 1,5) \cdot 25 = 315,68 \text{ kN} \end{aligned} \quad (3.6.1.16)$$

čia:

G_k – ašinė jėga nuo antžeminių konstrukcijų;

$G_{k,galvenos}$ – apkrova gruntui nuo pamato galvenos savojo svorio;

$G_{k,Polio}$ – apkrova gruntui nuo polio savojo svorio;

γ_{gb} – gelžbetonio tūrinis svoris, lygus 25,0 kN/m³.

Papildoma apkrova nuo grunto, slegiančio pamatą iš viršaus:

$$G_{k,grunto} = (L \cdot B - 0,4^2) \cdot h_{grunto} \cdot \gamma_{grunto} = (1,6 \cdot 0,6 - 0,16) \cdot 0,6 \cdot 18,8 = 9,024 \text{ kN} \quad (3.6.1.17)$$

čia:

h_{grunto} – grunto, esančio virš galvenos sluoksnio storis, imamas iki grindų išlyginamojo sluoksnio apačios;

γ_{grunto} – grunto, esančio virš galvenos tūrinis svoris, imamas smėlio rodiklis.

Suminė skaičiuojamoji apkrova gruntui:

$$G_{d,sum} = (G_{k,kons} + G_{k,grunto}) \cdot \gamma_G + Q_{k,sniego} \cdot \gamma_Q = (315,68 + 9,024) \cdot 1,0 + 129,6 \cdot 1,3 = 493,18 \text{ kN} \quad (3.6.1.18)$$

Suminis skaičiuojamasis lenkimo momentas pamato pado apačioje įvertinus skersines jėgas:

$$M_{d,sum} = (V_{k,kons} \cdot h_{galvenos} + M_{k,kons}) \cdot \gamma_G + ((V_{k,sniego} + V_{k,vėjo}) \cdot h_{galvenos} + M_{k,sniego} + M_{k,vėjo}) \cdot \gamma_Q = (0,412 \cdot 0,5 + 1,381) \cdot 1,0 + ((0,488 + 1,12) \cdot 0,5 + 3,607 + 6,411) \cdot 1,3 = 15,656 \text{ kNm} \quad (3.6.1.19)$$

čia:

$V_{k,kons}$, $V_{k,sniego}$, $V_{k,vėjo}$ – charakteristinės skersinės jėgos nuo konstrukcijų savojo svorio, sniego ir vėjo poveikių, 3.7.1. lentelė;

$M_{k,kons}$, $M_{k,sniego}$, $M_{k,vėjo}$ – charakteristiniai lenkimo momentai nuo konstrukcijų savojo svorio, sniego ir vėjo poveikių, 3.7.1. lentelė;

3.6.1.5 lentelė Poliuose susidariusios įrąžos nuo skaičiuojamųjų apkrovų

	Polis Nr. 1	Polis Nr. 2
Ašinė įrąža N_{Ed} , kN	$N_{Ed} = -246,59$	$N_{Ed,max} = -246,59$
Lenkimo momentas M_{Ed} , kNm	$M_{Ed,max} = 7,828$	$M_{Ed} = 7,828$

Esant tokioms įrąžoms, skaičiuojame vieno gręžtinio polio laikomąją galia.

Pagrindo atsparumas ploto vienetui po polio padu apskaičiuojamas pagal formulę:

$$q_{b,cal} = \alpha_b \cdot \beta \cdot s \cdot q_c = 0,5 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 20,14 = 10,07 \text{ MPa} \quad (3.6.1.20)$$

čia:

α_b – empirinis koreliacijos koeficientas, smėliui lygus 0,5 (EC7 2 dalis 5 priedas D.5 lentelė);

β – rodiklis, kuriuo įvertinama polio pado forma, lygus 1,0;

s – rodiklis, kuriuo atsižvelgiama į polio pado formą, apskaičiuojamas pagal formulę:

$$s = \left(1 + \frac{\sin \varphi'}{L/B}\right) / (1 + \sin \varphi') = \left(1 + \frac{\sin 35^\circ}{0,3/0,3}\right) / (1 + \sin 35^\circ) = 1,0 \quad (3.6.1.21)$$

Pagrindo stipris įvertinant polio kamieno paviršiaus trintį apskaičiuojamas pagal formulę:

$$q_{s,cal} = \alpha_s \cdot q_c = 0,008 \cdot 20,14 = 0,161 \text{ MPa} \quad (3.6.1.22)$$

čia:

α_s – empirinis koreliacijos koeficientas, lygus 0,008 (EC7 2 dalis 5 priedas D.5 lentelė).

Charakteristinis pagrindo stipris po pamato padu:

$$q_{b,k} = \frac{q_{b,cal}}{\xi_3} = \frac{10,07}{1,29} = 7,806 \text{ MPa} \quad (3.6.1.22)$$

čia:

ξ_3 – koreliacijos koeficientas, priklausantis nuo statinio zondavimo gręžinių skaičiaus ([14] 8 priedas 2 lentelė).

Charakteristinis pagrindo stipris, atsižvelgiant į polio kamieno paviršiaus trintį:

$$q_{s,k} = \frac{q_{s,cal}}{\xi_3} = \frac{0,161}{1,29} = 0,124 \text{ MPa} \quad (3.6.1.23)$$

Gręžtinio polio pado charakteristinė laikomosios galios vertė apskaičiuojama pagal formulę:

$$R_{b,k} = A_b \cdot q_{b,k} = \pi \cdot r^2 \cdot q_{b,k} = \pi \cdot 0,15^2 \cdot 7,806 = 551,49 \text{ kN} \quad (3.6.1.24)$$

čia:

A_b – polio pado paviršiaus plotas (\varnothing 300 mm)

Gręžtinio polio šoninio paviršiaus charakteristinė laikomosios galios vertė apskaičiuojama pagal formulę:

$$R_{s,k} = \sum (A_{s,i} \cdot q_{s,k,i}) = \sum (2 \cdot \pi \cdot r \cdot h_i \cdot q_{s,k,i}) = 2 \cdot \pi \cdot 0,15 \cdot 1 \cdot 0,124 = 116,808 \text{ kN} \quad (3.6.1.25)$$

čia:

$A_{s,i}$ – Polio šoninio paviršiaus plotas i-tajame grunto sluoksnyje.

Pastaba. Pirmojo poliaus ilgio metro į laikomosios galios trintimi skaičiavimą neįtraukiame, darydami prielaidą, jog šiame ruože gruntas nėra pakankamai tankus ir apspaudžiantis polį.

Randame skaičiuotines pamato laikomasias galias padu bei šonine trintimi:

$$R_{b,d} = \frac{R_{b,k}}{\gamma_b} = \frac{551,49}{1,25} = 441,192 \text{ kN} \quad (3.6.1.26)$$

$$R_{s,d} = \frac{R_{s,k}}{\gamma_s} = \frac{116,808}{1,0} = 116,808 \text{ kN}$$

Tuomet suminė polio laikomoji galia apskaičiuojama taip:

$$R_{c,d} = R_{b,d} + R_{s,d} = 441,192 + 116,808 = 558 \text{ kN} \geq V_d = 493,18 \text{ kN} \quad (3.6.1.27)$$

Poliaus laikomosios galios sąlyga rodo, jog skaičiuotinei apkrovai atlaikyti užtektų vieno polio. Tačiau nepaisant to, esame priversti projektuoti pamatą iš dviejų polių, dėl bendrųjų bei konstrukcinių reikalavimų.

3.6.2 Polio armavimas ir laikomosios galios tikrinimas

Polio armavimas išilgine armatūra sudarytas iš 8 vnt. Ø 16 mm S500 plieno klasės armatūros strypų. Toks strypų skaičius būtinas, kad skerspjūvyje veikiant įvairių krypčių lenkimo momentams, į tempiamą zona patektų pakankamas armatūros kiekis. Tokiu atveju išilginės armatūros skerspjūvio plotas yra $A_{s,tot} = 16,08 \text{ cm}^2$.

Skaičiuodami poliaus laikomąją galią, darome prielaidą, kad poliaus viršus yra pasislinkęs per 10 cm nuo savo projektinės padėties. Tokiu atveju polyje susidaręs lenkimo momentas yra didesnis nei gautas vertinant apkrovų poveikius. Todėl skaičiavimus vykdysime būtent tokiu būdu.

Pradinis išilginės jėgos ekscentricitetas apskaičiuojamas pagal formulę:

$$e_0 = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{30,575}{305,755} = 10 \text{ cm} \quad (3.6.2.1)$$

Tuomet koeficientas δ_e bus lygus:

$$\delta_e = \frac{e_0}{\phi} = \frac{10}{30} = 0,333 \geq \delta_{e,min} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{l_0}{\phi} - 0,01 \cdot f_{cd} = 0,297 \quad (3.6.2.2)$$

Plieno ir betono tamprumo modulių santykis:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{205}{30} = 6,833 \quad (3.6.2.3)$$

Polio betono skerspjūvio plotas apskaičiuojamas pagal formulę:

$$A_c = \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} = \pi \cdot \frac{0,30^2}{4} = 0,0706 \text{ m}^2 = 706,86 \text{ cm}^2 \quad (3.6.2.4)$$

Tuomet polio betono skerspjūvio inercijos momentas elemento viso skerspjūvio centro atžvilgiu apskaičiuojamas pagal formulę:

$$I_c = \frac{\pi \cdot \phi^4}{64} = \frac{\pi \cdot 0,30^4}{64} = 41043,39 \text{ cm}^4 \quad (3.6.2.5)$$

Armatūros skerspjūvio ploto inercijos momentas elemento viso skerspjūvio centro atžvilgiu apskaičiuojamas pagal formulę:

$$I_s = \frac{A_{s,tot} \cdot r_s}{2} = \frac{16,08 \cdot 10^{-4} \cdot 0,072^2}{2} = 416,794 \text{ cm}^4 \quad (3.6.2.6)$$

čia:

$A_{s,tot}$ – armatūros skerspjūvio plotas 8 vnt. Ø 16 mm;

r_s – apskritimo, einančio per darbo armatūros svorio centrus, spindulys, 7,2 cm.

Tada kritinė ašinė jėga lygi:

$$N_{crit} = \frac{6,4 \cdot E_{cm}}{l_0^2} \cdot \left(\frac{I_c}{\varphi_l} \cdot \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha_e \cdot I_s \right) = \quad (3.6.2.7)$$

$$= \frac{6,4 \cdot 30}{2^2} \cdot \left(\frac{4,1 \cdot 10^{-4}}{2} \cdot \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,297} + 0,1 \right) + 6,833 \cdot 4,168 \cdot 10^{-6} \right) =$$

$$= 8432,515 \text{ kN}$$

Koeficientas, įvertinantis ašinės jėgos ekscentriciteto e_0 padidėjimą dėl įlinkio:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{crit}}} = \frac{1}{1 - \frac{305,755}{8425,615}} = 1,041 \quad (3.6.2.8)$$

Skaičiuojamasis ekscentricitetas įvertinus išlinkį:

$$e_e = e_0 \cdot \eta = 0,1 \cdot 1,041 = 0,1041 \text{ m} \quad (3.6.2.9)$$

Skaičiuojame bedimensinius koeficientus:

$$\beta_c = 1 - 0,32 \cdot \sqrt{e_e/r_s} = 1 - 0,32 \cdot \sqrt{0,1041/0,072} = 0,615 \quad (3.6.2.10)$$

$$\beta_s = 1 - 0,33 \cdot e_e/r_s = 1 - 0,33 \cdot 0,1041/0,072 = 0,522 \quad (3.6.2.11)$$

Tuomet poliaus laikomoji galia bus apskaičiuojama pagal formulę:

$$M_{Rd} = (f_{cd} \cdot A_c \cdot \beta_c + f_{yd} \cdot A_{s,tot} \cdot \beta_s) \cdot r_s = \quad (3.6.2.12)$$

$$= (15 \cdot 0,0706 \cdot 0,615 + 450 \cdot 16,08 \cdot 10^{-4} \cdot 0,522) \cdot 0,072 = 74,088 \text{ kNm}$$

Tikriname polio laikomosios galios sąlygą:

$$M_{Rd} = 74,088 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = N_{Ed} \cdot (e_e + r_s) = 305,755 \cdot (0,1041 + 0,072) = 53,84 \text{ kNm} \quad (3.6.2.13)$$

Sąlyga tenkinama. Atsarga 27,3%.

Polį veikiančios skersinės jėgos $V_{Ed,max} = 7,14 \text{ kN}$, yra pakankamai mažos, todėl skersinės armatūros kiekis parenkamas pagal konstrukcinius reikalavimus. Polio skersiniam armavimui naudosime $\emptyset 6 \text{ mm}$ S500 plieno klasės armatūros strypus, kurių žingsnius parinksime nenusižengdami XVII skyriaus VI skirsnio reikalavimams.

3.6.3. Polio suminių nuosėdžių skaičiavimas

Suminį pamato nuosėdį biriuose gruntuose galima nustatyti pagal tamprumo teoriją ir lygtį:

$$s = \frac{p \cdot \phi \cdot f}{E_m} = \frac{3,113 \cdot 0,3 \cdot 0,75}{41,3} = 16,95 \text{ mm} \quad (3.6.3.1)$$

čia:

p – tiesiškai pasiskirstęs slėgis nuo charakteristinių poveikių reikšmių po polio padu, lygus 3,113 MPa;

ϕ – polio skersmuo (\emptyset 300 mm);

E_m – skaičiuotinė grunto tamprumo modulio vertė lygi 41,3 MPa. ;

f – nuosėdžio koeficientas, apskaičiuojamas pagal formulę:

$$f = 0,75 \cdot \left(1 + \lg \frac{L}{B}\right) = 0,75 \cdot (1 + \lg 1,0) = 0,75 \quad (3.6.3.2)$$

Suminis vieno polio nuosėdis neviršija jam leistinos ribos $s = 16,95 \text{ mm} \leq s_{lim} = 50 \text{ mm}$.

3.6.4 Galvenos armavimas ir laikomosios galios tikrinimas

Galveną projektuojame kaip vienpusiai armuotą elementą. Galvenai armuoti pagrindinė lenkimo kryptimi (išilgai) nauduosime S500 plieno klasės armatūros strypus 5 vnt. \emptyset 14 mm $A_s = 7,69 \text{ cm}^2$. Galvenos atsparuma lenkimo momentui tikrinsime esant būtent tokiam armavimui.

Vienpusiai armuoto lenkiamojo gelžbetoninio elemento stiprumas turi tenkinti sąlygą:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} = f_{cd} \cdot b \cdot x_{eff} \cdot (d - 0,5 \cdot x_{eff}) \quad (3.6.4.1)$$

Elemento skerspjūvio gniuždomos zonos aukštis bus:

$$x_{eff} = \frac{f_{yd} \cdot A_{s1}}{f_{cd} \cdot b} = \frac{450 \cdot 7,69 \cdot 10^{-4}}{15 \cdot 0,6} = 0,03845 \text{ m} = 3,845 \text{ cm} \quad (3.6.4.2)$$

Skaičiuojame santykinį gniuždomos zonos aukštį:

$$\xi = \frac{x_{eff}}{d} = \frac{0,03845}{0,55} = 0,0699 < \xi_{lim} = 0,5876 \quad (3.6.4.3)$$

Skaičiuojame elemento stiprumą:

$$M_{Rd} = 15 \cdot 0,6 \cdot 0,03845 \cdot (0,55 - 0,5 \cdot 0,03845) = 183,67 \text{ kNm} > M_{Ed} = 138,255 \text{ kNm} \quad (3.6.4.4)$$

Lenkiamo elemento stiprumo sąlyga tenkinama. Atsarga 24,73%

4. TECHNOLOGINĖ DALIS

Dvišlaičių sijų montavimo technologinė kortelė

4.1. Darbų kiekiai

Darbų kiekiai gelžbetoninių sijų montavimui pateikti žemiau esančioje lentelėje:



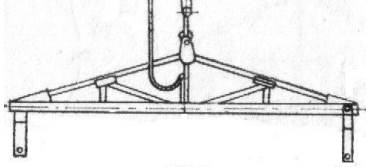
Lentelė Nr.4.1.1 Sijų montavimo darbų kiekio žinioraštis.

Elemento pavadinimas	Tipas	Matmenys, m			Elementų skaičius	Vieno elemento		Bendras	
		L	B	H		Masė, t	Tūris, m ³	Masė, t	Tūris, m ³
Sija	S-1	23,95	0,4	1,6	16	13,6	5,44	217,6	87,04

4.2. Kabinimo priemonių ir krano parinkimas

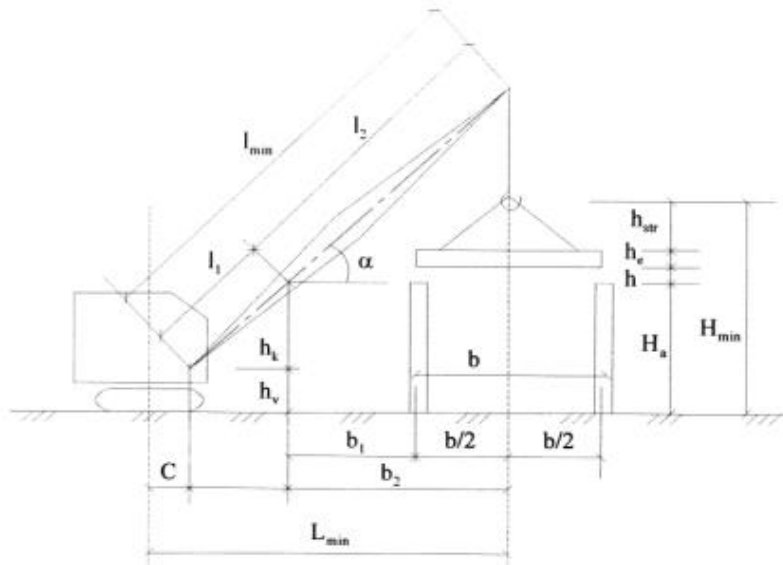
Kabinimo priemonės parenkamos pagal 4.1.1 lentelėje pateiktus darbų kiekius ir pateikiamos 4.2.1 lentelėje.

Lentelė Nr.4.2.1 Sijų montavimo darbų kiekio žinioraštis.

Kabinėjimo priemonės pavadinimas	Eskizas	Kabinėjimo priemonių			Pritaikymo sritis
		Keliamoji galia, t	Masė, t	Skaičiuojamasis aukštis, m	
Kobinys SK – 12 6m lynai		12	0,038	4.243	Sijoms
Kobinys SK– 12,5 10m lynai		12,5	0,063	7,011	Sijoms
Traversa TS – 12.5		40	0,75	-	Sijoms

Krano parinkimas.

Pagal techninius rodiklius kranai parenkami remiantis montuojamųjų elementų specifikacija, kai žinomos elementų masės, jų montavimo aukštis ir atstumas nuo kranu. Skaičiuojami reikiami kranu parametrai.



4.2.1 pav. Kranu montavimo schema.

Keliamosios galios skaičiavimas:

Didžiausia reikalinga kranu keliamoji galia, kai reikia pakelti gelžbetoninę siją:

$$Q_r = Q_1 + Q_2 \quad (4.2.1)$$

$$Q_r = 13,6 + 0,851 = 14,454 \text{ t};$$

Čia:

Q_1 – keliamosios konstrukcijos masė, t;

Q_2 – kabinimo prie strėlės priemonės masė, t.

Reikalingas kranu kablo pekėlimo aukštis:

$$H_r = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 \quad (4.2.2)$$

$$H_r = 9,32 + 0,5 + 1,6 + 11,254 = 22,674 \text{ m};$$

Čia:

h_1 – aukštis nuo kranu stovėjimo plokštumos iki atramos, ant kurios remiasi montuojamas elementas, m;

h_2 – laisvas tarpas virš atramos iki montuojamo elemento, m;

h_3 – montuojamo elemento aukštis, m;

h_4 – kabinimo priemonės aukštis, m.

Reikalingas strėlinio kranu strėlės siekis sijoms pakelti:

$$L_r = \frac{(H_{reik} + h_5 - h) \times (b + a)}{h_2 + h_3 + h_4 + h_5} \quad (4.2.3)$$

$$L_r = \frac{(22,674 + 1 - 1,5) \times (12 + 1,5)}{0,5 + 1,8 + 11,254 + 1} = 22,64 \text{ m};$$

Čia:

H_{reik} – reikiamas sijos pakėlimo aukštis;

h_5 – sutrauktų kranų skryščių aukštis ($h_5 = 1 \text{ m}$);

h – strėlės šarnyro aukštis nuo kranų stovėjimo lygio ($h = 1,5 \text{ m}$);

a – mažiausias atstumas nuo kranų strėlės ašies iki sumontuotos konstrukcijos ($a = 1,5 \text{ m}$);

b – atstumas (m) nuo arčiausiai sumontuotos konstrukcijos artimiausio taško iki kranų kablų projekcijos į horizontalią plokštumą, montuojant labiausiai nuo kranų nutolusį elementą.

Parentu Demag AC200 kraną, kurio maksimalus siekis 62 m, jis geba pakelti iki 200 tonų svorį. Kranų Demag AC200 gabaritai ir keliamosios galios priklausomybė nuo strėlės siekio pateikti 3 priede.

Lentelė Nr.4.2.1 Technologinio proceso darbų sąnaudos.

Kategorija	Technologinio proceso (darbo) pavadinimas	Darbų apimtis		Darbo sąnaudos, žm. h			Mechanizmai			
		darbo mato vnt.	Kiekis	Norma darbo mato vienetui	Visam darbui		Pavadinimas	darbo sąnaudos		
					žm. val.	žm. d.		Vienetui maš. val.	Visam darbui	
									maš. val.	Maš pam
N9P-0102	1.1. Gelžbetoninių sijų (santvarų) montavimas, tvirtinant varžtais, kai sijos (santvaros) masė daugiau 20 t.	vnt	16	8,7	139,2	17,4	Kranas	2,6	41,6	5,2

4.3. Sijų montavimo technologinio proceso aprašymas

Prieš atliekant montavimo darbus reikia nuvalyti sijų rėmimo vietas ir patikrinti kolonų konsolių altitudes. Montavimas pradedamas nuo gaminio pakėlimo į projektinę padėtį. Paskaičiavus reikia pasirinkti reikiamos kėlimo galios ir ilgio kėlimo grandines. Sija pakeliama nuo žemės, reikia įsitikinti, ar ji kabo horizontalioje padėtyje. Jeigu pakėlus siją pastebima, kad ji kabo ne horizontaliai, grandinių pagalba sureguliuojamas sijos horizontalumas. Neatlikus reguliavimo, montuojant siją ant kolonos varžtų, gali būti pažeisti varžtai arba net nuskilti kolonos konsolės dalis.

Siją pakėlus į reikiamą aukštį, ji virvėmis pasukama, kad skylės varžtams būtų tiesiai virš kolonų varžtų. Atsargiai siją leidžiant žemyn, ant kolonos montuotojai, stovintys ant montavimo aikštelių, sureguliuoja ją taip, kad tas tolygiai atsiremtų ant konsolių vienodu atstumu nuo kolonų.

Jeigu sijas sumontuojama, iki 1/10 gaminio ilgio atstumu nuo kolonos ašių statomi statramsčiai, kuriais paremiama sijos lentyna. Statramsčių laikomoji galia turi atitikti tokia, kad atlaikytų sijai tenkantį kitų elementų svorį. Rekomenduojama naudoti vieną, tris statramsčius kiekviename sijos gale. Jie reikalingi tam, kad montuojant perdangos plokštes, sija neišsikrauptų.

Atkreipti ypatingą dėmesį į tai, kad denginio sijos, sumontuotos aukštyje tampa tarsi „burėmis“, nes jų aukštis gali siekti 3m. Todėl būtina, kuo skubiau ant jų sumontuoti ar denginio plokštes ar metalines santvaras ar konstrukcinius ryšius arba net specialiai pagamintus laikinus ryšius. Laikinių ryšių konstrukcija ir įrengimas privalo būti suderinti su statomo pastato projekto vadovu.

Leidžiamos nuokrypos sijų montavimo metu pateikiamos žemiau esančioje lentelėje:

Lentelė Nr.4.2.2 Sijų montavimo leistinos nuokrypos.

a = atstumas nuo pastato ašies	± 25 mm
b = atramos altitudės nuokrypis nuo projektuojamos	
maksimaliai žemyn	15 mm
maksimaliai aukštyn	10 mm
c = maksimalus nuokrypis nuo statmens	h/6 mm
maksimalus	15 mm
d = maksimalus pasistūmimas nuo projektuojamo krašto	
architektūriškai svarbiose vietose	10 mm
regimai sunkiai pastebimose vietose	15 mm
e = sandūros projektinis plotis ant atramos	
architektūriškai svarbiose vietose	± 10 mm
paslėptose sandūrose	± 20 mm
regimai sunkiai pastebimose vietose	± 15 mm
f = atramos ilgis (angos kryptimi)	± 20 mm
g = atramos plotis	± 15 mm

4.4. Darbų kokybė ir jos vertinimas

Patariama visus atvežtus gaminius tikrinti prieš iškrovimą ir/ar jo metu. Tikrinant šiuos gaminius reikia atkreipti dėmesį į geometrinius matmenis, rekomenduojama naudotis brėžiniais ir prie sutarčių pridedamomis gaminių gamybos leistinių nuokrypų lentelėmis. Apžiūrint gaminius vizualiai būtina įsitikinti, kad šie neturi pažeidimų, galinčių atsirasti krovimo ar pervežimo metu. Aptikus kažkokius neatitikimus, apie juos būtina informuoti statybos vadovą ir gamintojo atstovą (projekto vadovą). Gamintojas įsipareigoja nedelsiant imtis visų veiksmų būtinų neatitikimams pašalinti, tačiau pretenzijos dėl gaminių pažeidimų priimamos tik tada, kai jos užfiksuotos iki iškraunant gaminį iš transporto priemonės.

4.5. Darbų saugos reikalavimai

Visi iškrovimo, sandėliavimo, montavimo darbai turi būti organizuoti vadovaujantis šiais darbų saugą reglamentuojančiais dokumentais:

- DT8-00 „Kėlimo kranų saugaus naudojimo taisyklės“
- DT5-00 „Saugos ir sveikatos taisyklės statyboje“.

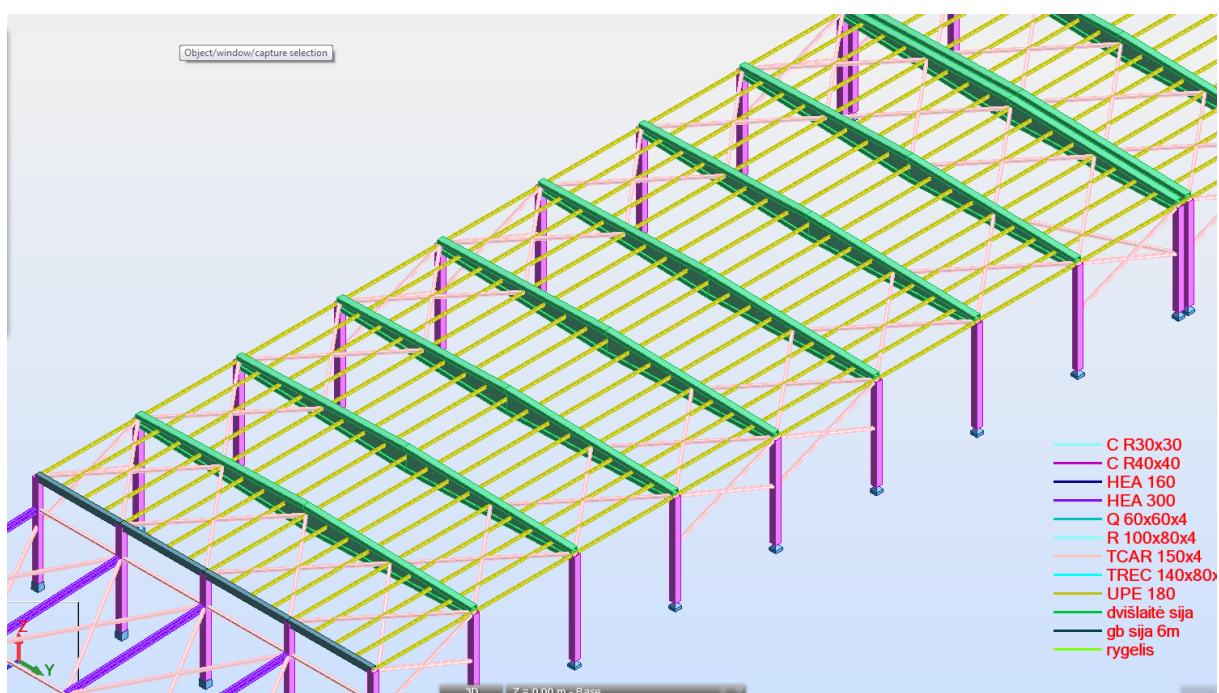
Sijas montuojantys darbininkai turi būti išklause montuotojų darbų saugos instrukciją, turėti montuotojų ir prikabinėtojų pažymėjimus, bei žinoti visus aukščiau išvardintus rekomendacijos punktus. Stebėti ir užtikrinti, kad į montavimo zoną nepatektų pašaliniai asmenys ar technika, galinti užkliudyti laikinus rygelių paramstymo įrenginius. Iškrovimui ir kėlimui į projektinę padėtį, naudoti gaminių svorį ir gabaritus atitinkančią inventorinę įrangą. Rygelius montuoti, darbininkams stovint ant montavimo aikštelių. Jei aukštis didelis, rekomenduojama naudoti automobilinius bokštelių, keltuvus ar pastolius.

Išvada: Sijų montavimui parinktas kranas Demag AC200; montavimo darbus atliks 6 darbininkų brigada; montavimo procesas užtruks 4 darbo dienas.

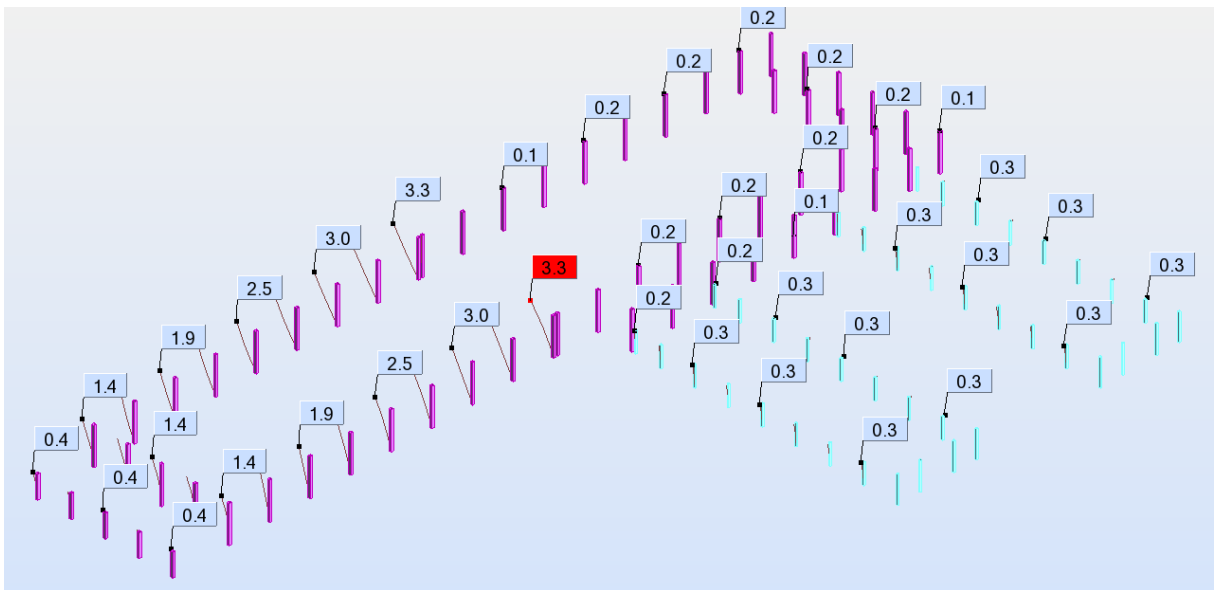
5. MAGISTRO TIRIAMOJI DALIS

Magistro tiriamojoje dalyje nagrinėjama ryšių įtaka statinio poslinkiam. Atliekamas kompiuterinis statinio projektavimas trimatėje erdvėje programa "Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014". Tikslas yra patikrinti, kaip kinta pastato poslinkiai keičiant ryšių kiekį pastate, kokį iš tiesų darbą atlieka ryšiai, ir ar pastato projektavimas trimatėje erdvėje gali būti ekonomiškėsnis.

Tam, kad būtų lengviau nustatyti ryšių įtaką poslinkiams, tarp ašių 15-23 pakeičiame įtvirtinimą pamate iš standaus į šarnyrišką. Pateikiamas pirmas projektavimo variantas pagal pastato poslinkiams pavojingiausią apkrovų derinį. Startinėje projektavimo padėtyje:

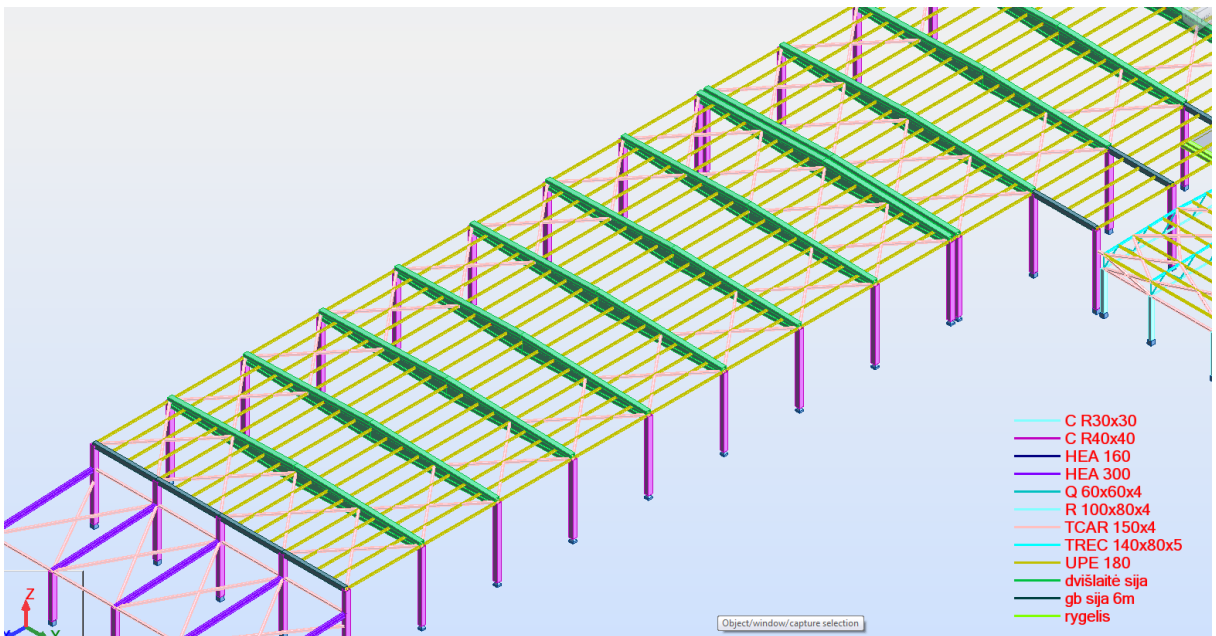


Paveikslas Nr.5.1 Pastato modelis su visais ryšiais.

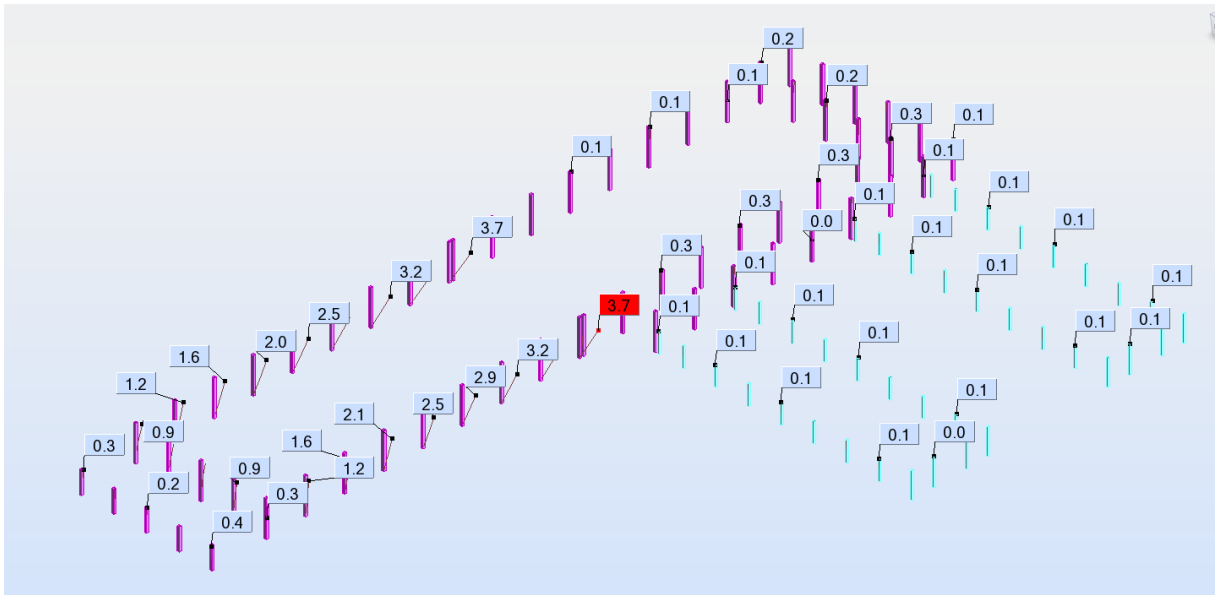


Paveikslas Nr.5.2 Pastato poslinkiai, modelis su visais ryšiais.

Tyrimo metu numatytame pastato bloke mažiname ryšių kiekį, nuosekliai tikrindami poslinkių pasikeitimus, iki kol pastato poslinkiai pasiekia begalybę ir pastatas pasidaro nebestabilus (sugriūna.)Pateikiamos pastato poslinkių diagramos, pašalinus ryšius tarp kolonų:

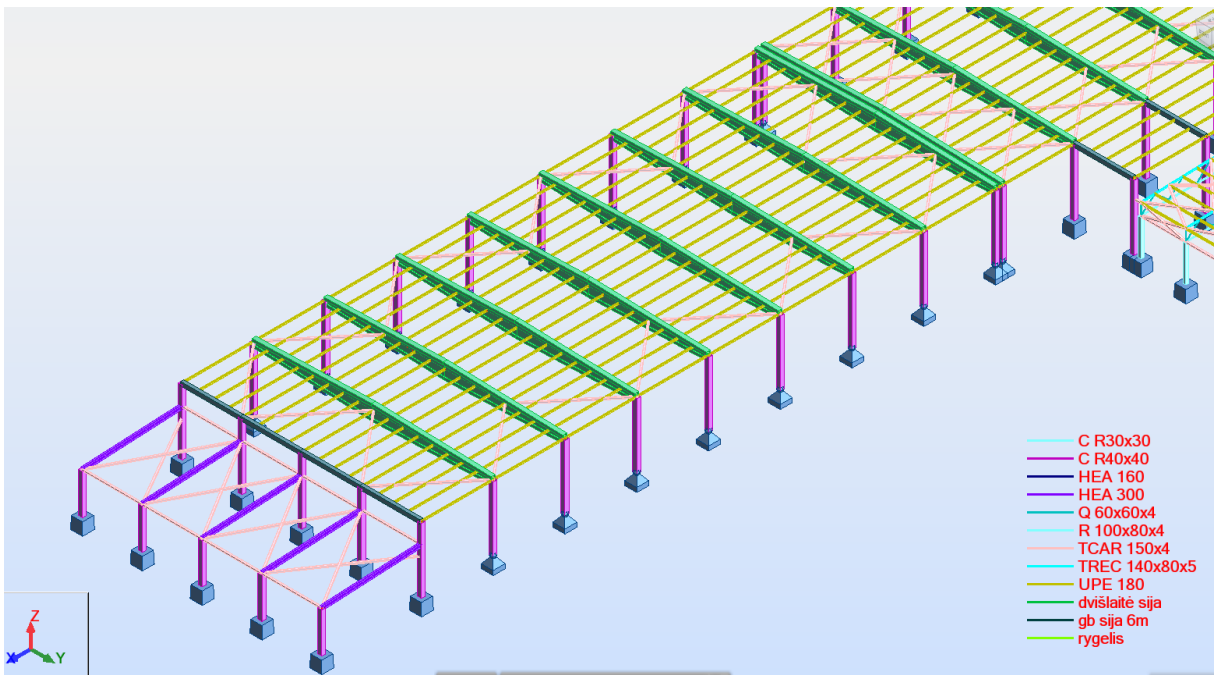


Paveikslas Nr.5.3 Pastato poslinkiai, modelis be kolonos ryšių.

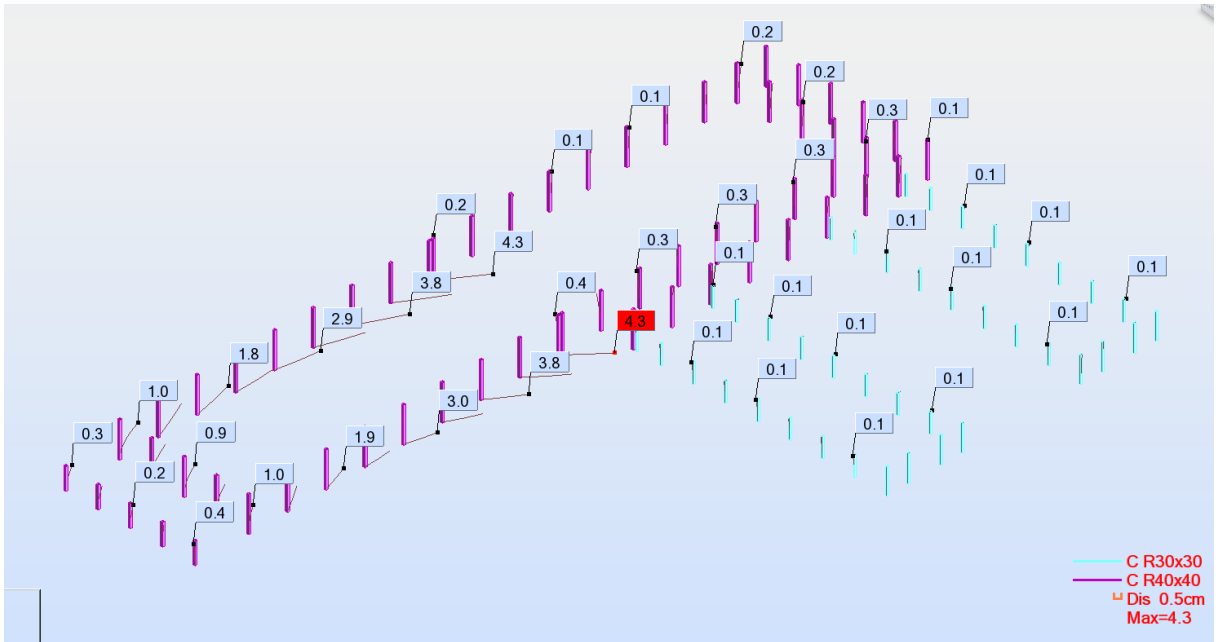


Paveikslas Nr.5.4 Pastato poslinkiai, modelis be kolonos ryšių.

Pateikiame poslinkių diagramas panaikinus kas antrą ryšį nuo stogo dalies:

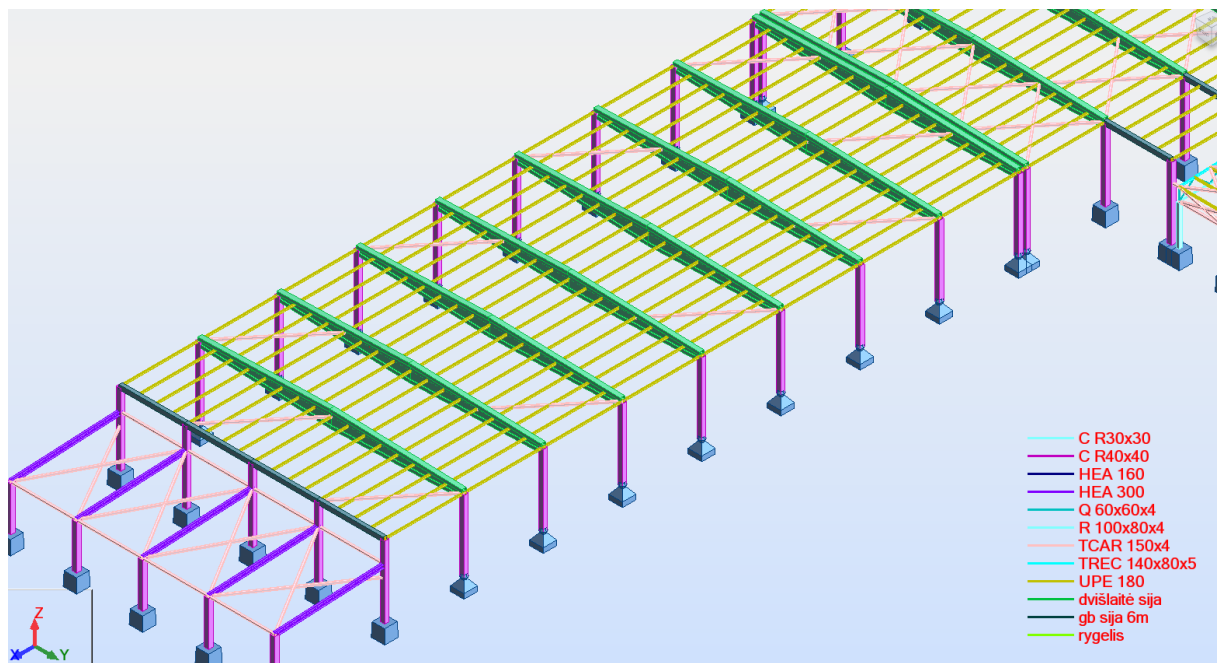


Paveikslas Nr.5.5 Pastato modelis be kolonos ryšių, panaikinus kas antrą ryšį nuo stogo.

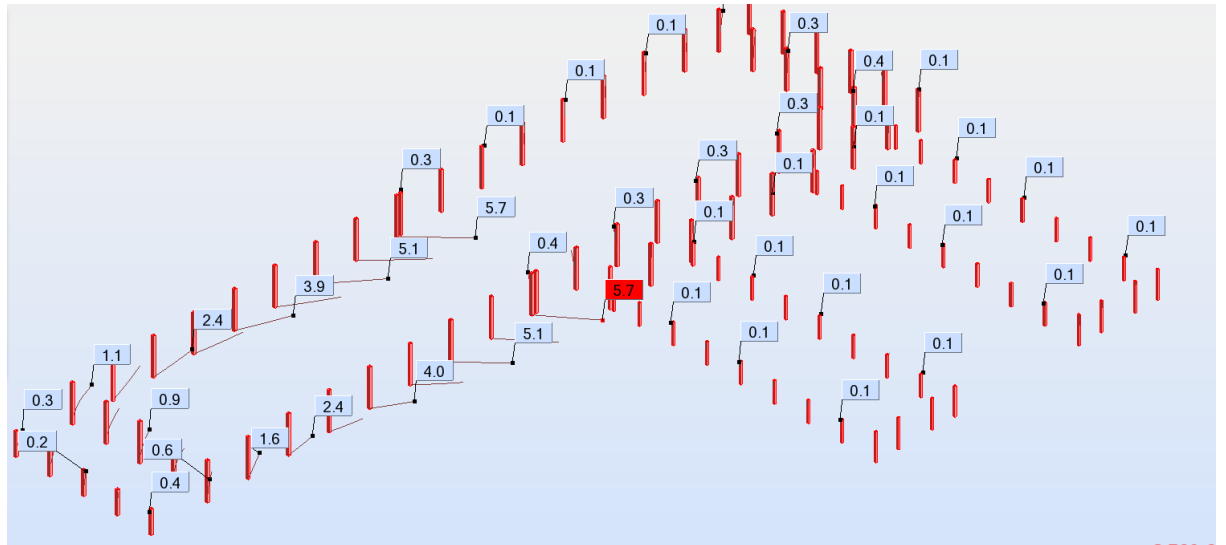


Paveikslas Nr.5.6 Pastato poslinkiai, modelis be kolonos ryšių, panaikinus kas antrą ryšį nuo stogo.

Pateikiamos poslinkių diagramos panaikinus kas antrą poziciją nuo stogo ryšių:



Paveikslas Nr.5.6 Pastato modelis, su pavieniais ryšiais.



Paveikslas Nr.5.6 Pastato modelis, su pavieniais ryšiais.

Pašalinus visus pastato ryšius, poslinkiai pasidaro begaliniai ir pastatas sugriūna, tyrimas nutraukiamas.

Išvados: Pastato projektavimas trimatėje aplinkoje gali padėti išspręsti sudėtingus atvejus, kuomet ryšių įrengti pagal numatytas normas neišeina. Atsiradus poreikiui optimizuoti objekto kainą, projektuojant trimatėje erdvėje ryšių kiekis gali būti optimizuojamas, kol jis neviršija maksimalaus leistino bendro pastato poslinkio.

6. EKONOMINĖ DALIS

6.1 Bendri duomenys

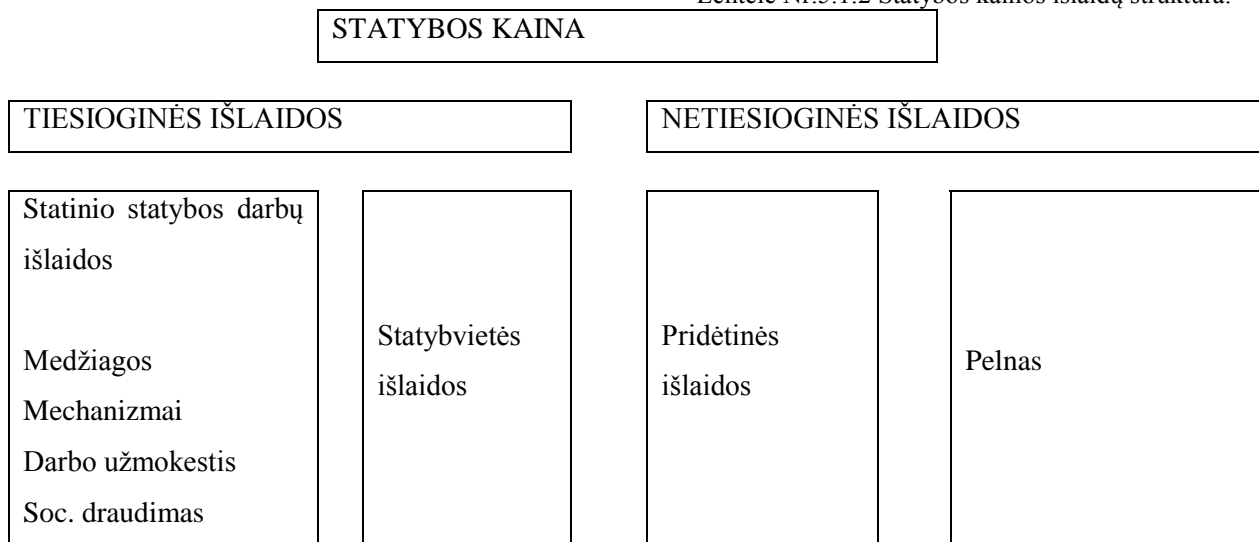
Lyginamos dvi konstrukcijos: Įtempto gelžbetonio sija ir metlainė santvara. Konstrukcijų ilgis 24 m. 5.1.1 lentelėje pateikti medžiagų kiekiai kiekvienai numatytai konstrukcijai:

Lentelė Nr.6.1.1 Palyginamųjų konstrukcijų medžiagų kiekiai.

Konstrukcija	Kiekis, vnt.	Plieno kiekis, kg	Betono tūris, m ³
Plieninė santvara	16	21264	-
Gelžbetoninė sija	16	6412.5	219,24

Konstrukcijų sąmatinė vertė skaičiuojama kompiuterine programa „Sistela“.. Skaičiavimuose priimtas statybos kainų lygis ir taikomi bendrieji ekonominiai rodikliai turi atspindėti rinkos būseną taip, kad kaina būtų atitinkama rangovų pardavimo savikainos ir veiklos sąnaudų kompensavimui bei ekonominės naudos gavimui, atliekant darbus normaliomis sąlygomis.

Lentelė Nr.5.1.2 Statybos kainos išlaidų struktūra.



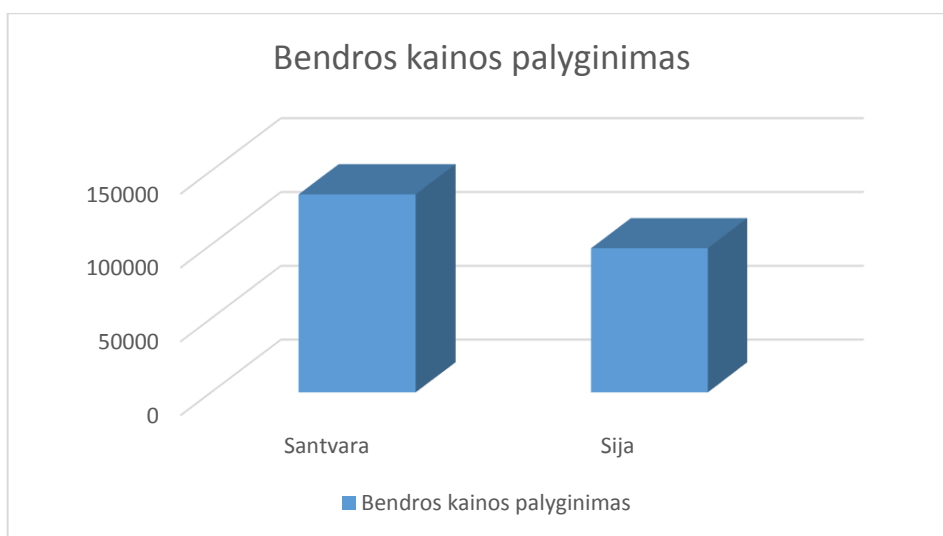
6.2. Ekonominis palyginimas

Lokalinės sąmatos pateiktos 4 priede. 5.2.1 lentelėje pateikiamas lyginamųjų konstrukcijų gamybos ir montavimo kainos palyginimas.

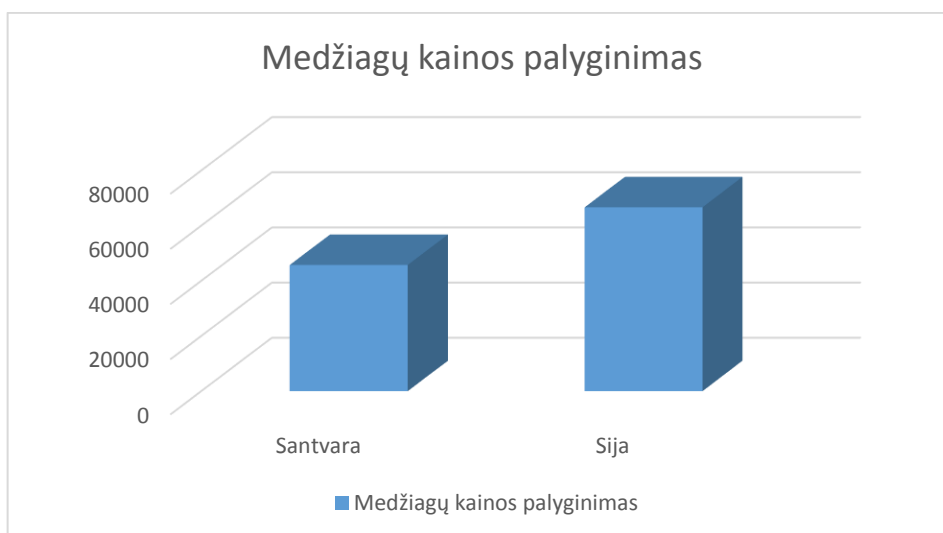
Lentelė Nr.5.2.1 Konstrukcijų gamybos ir montavimo kainos palyginimas.

Konstrukcija	Bendra vertė su PVM, Eur	Medžiagų Kaina, Eur	Mechanizmų Kaina, Eur	Darbo Užmokestis, Eur
Plieninė santvara 16 vnt	134159,69	45741,84	1187,9	2389
Gelžbetoninė sija 16 vnt	97636,11	66666,55	821,57	584

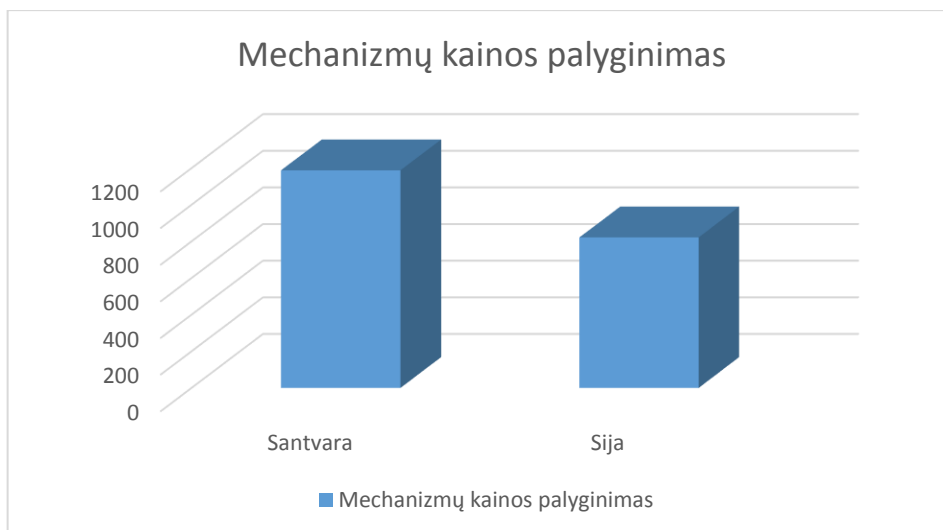
Žemiau esančiose diagramose detalizuojamas ekonominis santvaros ir sijos palyginimas.



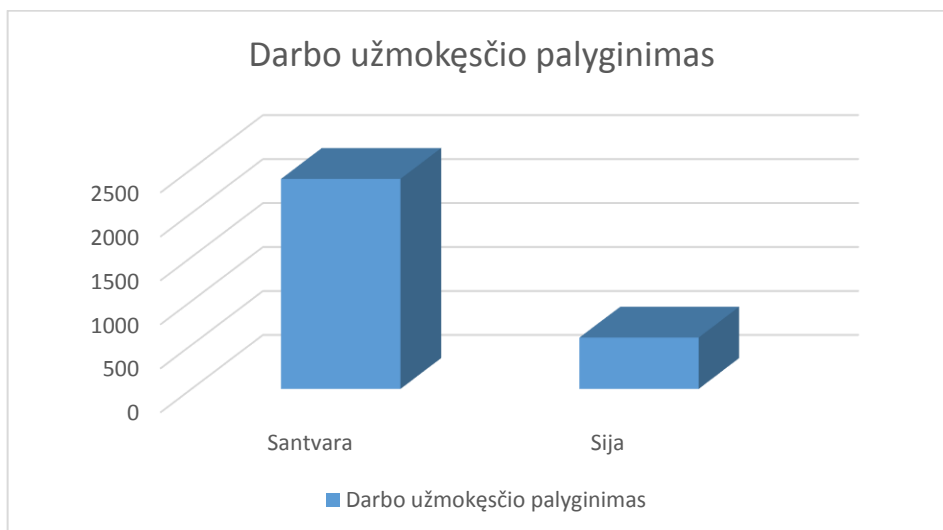
5.2.1 pav. Bendros kainos palyginimas



5.2.2 pav. Medžiagų kainos palyginimas



5.2.3 pav. Mechanizmų kainos palyginimas



5.2.4 pav. Darbo užmokesčio kainos palyginimas

Išvada: Pagal lokalinės sąmatos rezultatus, matome, kad plieninė santvara gamybos ir montavimo atžvilgiu yra ekonomiškė konstrukcija, nei gelžbetoninė sija. Lyginant konstrukcijas, jas reikia lyginti visame eksploatacijos laikotarpyje. 16santvarų dažymo priešgaisriniais dažais pagal lokalinę sąmatą yra 15256,52 Eur., o dažų garantinis laikotarpis yra 10 metų. Kadangi pastatas projektuojamas 50 metų laikotarpiui, tai metalinės santvaros bendra kaina, įvertinant eksploatacijos laikotarpį bus 134159,69 Eur., todėl galima daryti išvadą, kad gelžbetoninės sijos projektuojamam pastatui yra ekonomiškė konstrukcinis variant

7. DARBO SAUGA IR APLINKOSAUGA

Norminiai aktai numato reikalavimus, pagal kuriuos darbdaviai rengia saugaus darbo instrukcijas. Su šiomis instrukcijomis supažindinti darbuotojai ir instruktuojantys asmenys pasirašo registracijos žurnale.

Darbininkas instruktuojamas dėl saugių darbo būdų bei priemonių. Taip pat, supažindinamas darbo vietoje su jam grėšiančiais pavojais. Per tris mėnesius nuo priėmimo į darbą darbuotojas įsipareigoja išklaudyti ne trumpesnius kaip 13 valandų saugaus darbo su technika kursus ir privalo išlaikyti egzaminą. Darbininkai dirbantys aukštyje turi turėti sveikatos pažymą ir ją atnaujinti ne rečiau kaip kas metus. Visi darbininkai turi turėti spec. darbužiais, spec. avalyne ir apsauginėmis priemonėmis, turi būti aprūpinti gerais ir tvarkingais darbo įrankiais ir priemonėmis. Darbo vieta turi būti gerai organizuota ir sutvarkyta. Esant nepalankiomis sąlygomis turi būti daromos pertraukos.

Statinio esminio reikalavimo "Higiena, sveikata ir aplinkos apsauga" laikymasis užtikrinamas visuma reikalavimų ir priemonių, numatomų statinių sumanymo, projektavimo, statybos ir normalaus naudojimo metu, taip pat statybos produktų kokybiniais rodikliais. Reikalavimus ir priemones sąlygoja vidaus aplinka, vandens tiekimas, nuotėkų šalinimas, kietųjų atliekų šalinimas, išorės aplinka, vėdinimas. Vidaus aplinka ir jos reikalavimai yra susiję su sveikos vidaus aplinkos žmonėms sukūrimu, reglamentuojant šilumos, apšvietos, oro kokybės, oro drėgnumo, triukšmo reikalavimus.

Oro kokybės reglamentavimas yra glaudai susijęs su teršalų, ir gama spinduliuotės, vidaus aplinkoje ribojimu ar pašalinimu, norint, kad pastatuose būtų sukuriama gera gyventojų ir objektų naudotojų sveikatai vidaus aplinka. Siekiant atsikratyti teršalų ar sumažinti jų kiekį yra normuojami jų išmetimai iš šaltinių, gerinama oro kokybė, pritaikant vėdinimą ir valymą, vykdomos prevencinės priemonės,

Vandens kiekio ore reikalavimai susiję su žmonių sveikatos apsauga nuo per didelio ar per mažo drėgmės poveikio. Pastatas privalo būti projektuojamas ir pastatytas taip, kad jame nebūtų vatotojų higienai, sveikatai ir aplinkai kenksmingo drėgmės poveikio.

Geriamas vanduo, vanduo naudojamas buities reikmėms, maisto produktams gaminti, negali kelti grėsmės žmonių sveikatai. Rezervuarai, vamzdžiai ir kitokie komponentai, sąveikaudami su vandeniu, bei papildomas vandens apdorojimas (pvz.: šildymas, minkštinimas, nukenksminimas ir kt.) neturi pakeisti vandens kokybės taip, kad tai keltų grėsmę žmonių sveikatai.

Tinkamas nuotėkų šalinimas užtikrinamas šiomis priemonėmis: skysčių nutekėjimui iš sistemos išvengti privaloma užtikrinti visų kanalizacijos sistemos dalių sandarumą; nuotėkų grįžtamajam srautui į pastatus išvengti būtina tinkamai projektuoti statinių kanalizacijos sistemas; dvokiančio oro išsiskyrimui išvengti būtina užtikrinanti kanalizacijos sistemos dalių sandarumą.

Kietosios nekanalizuojamos atliekos (komunalinės atliekos) reiškia visas kietąsias ir pusiau kietąsias (buitines, komercinės, pramoninės, institucijų bei kitokios prigimties atliekos) atliekas, kurios gali susidaryti statiniuose. Buitinėmis atliekomis nelaikomos pramoninės, nuodingosios ir pavojingos kietosios atliekos.

Tinkamo kietųjų atliekų tvarkymo užtikrinimo priemonės:

1) susidariusių dujų emisijos, kvapų ir skysčių, taip pat atliekų filtrato infiltracijos į dirvožemį paskleidimui išvengti būtina užtikrinti atliekų surinkimo įrenginių ir jų dangčių sandarumą surenkant ir sandėliuojant kietąsias atliekas;

2) buitinių atliekų puvimui išvengti atliekas būtina presuoti sandėliavimo konteineriuose ir kaip galima greičiau jas pašalinti;

3) atliekų tvarkymo sistemos objektai turi būti suprojektuoti taip, kad būtų išvengta atliekų likučių po pašalinimo ir būtų galima kuo greičiau jas sutvarkyti.

Statybos produktams (pagal suderintas (darniąsias) B kategorijos technines specifikacijas) ir šių produktų grupėms nustatyti reikia įvertinti:

1) kaupimo priemonių (konteineriai, konteinerių priedai, kietųjų atliekų talpyklos) atveju – formą ir dydį, sąlygojančius valymo efektyvumą, konteinerių ir dangčių sandarumą;

2) surinkimo priemonių (maišai, surinkimo vamzdinių sistemų) atveju - sandarumą.

Statybos produktai neturi būti pralaidūs teršalams ir nuotėkoms, kurios gali pasklisti aplinkoje ir turėti aplinkai neigiamą poveikį, sukelti grėsmę žmonių sveikatai, gyvūnams ir augalams bei ekosistemoms.

Statybvietėje naudojami dviejų tipų aptvarai: apsauginiai - skirti tam, kad pašaliniai žmonės nepatektų į pavojingą zoną, bei signaliniai - skirti įspėti ir nurodyti žmonėms pavojingų zonų ribas. Pavojingoms zonoms, kuriose gali veikti pavojingi veiksniai, priskiriamos teritorijos arti pastato, pastato aukštai vienas po kitu, virš kurių montuojamos konstrukcijos, vietos, virš kurių kranas perneša krovinius, vietos, kuriose juda mašinos ar jų dalys. Pavojingose zonose virš paliekamų įėjimų į pastatą įrengiami apsauginiai stogeliai arba dengti takai, kiti įėjimai į pastatą uždaromi. Pavojingose zonose nesandėliuojamos medžiagos ir konstrukcijos. Kėlimo mechanizmai turi būti stabilūs, o stropavimo priemonės - patikimos. Ypač svarbu vykdyti visa, kas numatyta montavimo kranų eksploatavimo taisyklėse ir

instrukcijose. Keliant konstrukciją kurios masė artima krano keliamajai galiai, montuotojas iš pradžių privalo pakelti ją 200-300 mm aukštyje, įsitikinti krano stabilumu ir toliau ją kelti. Keliamą krovinį būtina prilaikyti atotampomis, kad nesvyruotų. Montuojamoji konstrukcija turi būti keliamą bei nuleidžiama griežtai vertikaliai. Prieš pradėdant kelti elementą reikia patikrinti jo kėlimo kilpų patikimumą. Darbo pertraukų metu negalima palikti krovinio, pakabinto ant krano kablo.

Draudžiama dirbti po įrenginėjamos konstrukcijomis. Draudžiama žmonėms būti ant keliamų, arba transportuojamų konstrukcijų. Sustojus dirbti, negalima palikti pakeltus ant krano kablo elementus. Statybos vadovai, montuotojai ir kiti darbuotojai, dirbantieji krano veikimo zonoje, gerai turi žinoti konstrukcijų kėlimo tvarką ir montavimo darbų signalus.

Montuotojams pereiti nuo vienos konstrukcijos ant kitos turi būti įrengtos kopėčios, aptverti vaikščiojimo tilteliai ir lipynės. Laiptai montuotojams ant užkeltų elementų ir konstrukcijų draudžiama. Būdami ant plokščių, montuotojai ir suvirintojai turi būti prisirišę apsauginio diržo grandine prie montavimo kilpų arba specialiai nutiesto plieninio lyno.

Suvirintojų darbo vietos negali būti arčiau kaip per 10 m viena nuo kitos ir nuo lengvai užsidegančių medžiagų. Draudžiama suvirintojams dirbti be apsauginio skydelio arba kaukės su specialiu tamsintu apsauginiu stiklu. Draudžiama statyti suvirinimo aparatus praėjimuose ir pravažiavimuose. Visi elektriniai suvirinimo įrengimai ir virinami elementai turi būti gerai įžeminti, o laidai gerai izoliuoti.

Kiekviename statybos objekte turi būti efektyvios gaisro gesinimo priemonės. Gerai matomoje ir prieinamoje vietoje turi būti įrengtas priešgaisrinis skydas su įrankiais. Laikinos elektros oro linijos turi būti tiesiamos tik iš izoliuotų laidų, o laidai suduriami lituojant arba suspaudžiant galus specialiais gnybtais. Visi įjungimo, išjungimo ir matavimo prietaisai turi būti tvirtinami ant nedegaus pagrindo ir uždaryti apsauginiais įžemintais, užrakinamais gaubtais.

Montuojamus elementus reikia užkabinti inventoriniais stropais, traversomis arba kita kėlimo įranga, pagaminta pagal patvirtintus projektus. Kroviniai turi būti užkabinami taip, kad negalėtų slysti arba kristi.

IŠVADOS

1. Apskaičiuotas stogo ant gelžbetoninių plokščių šilumos perdavimo koeficientas $U = 0,173 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$, jis neviršija norminio šilumos perdavimo koeficiento $U_N = 0,4 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$;
2. Tiriamojoje darbo dalyje išnagrinėjus ryšių įtaką erdvinio pastato modelio stabilumui, buvo nustatyta, kad nesuvaržant kolonų ryšiais, pastato poslinkiai padidėja 10,8%, Stogo konstrukcijos suvaržymo kiekį sumažinus per pusę poslinkiai padidėjo lyginant su pirminiu variantu 23,3%
3. Atlikus denginio konstrukcijų (gelžbetoninės dvišlaitės sijos ir plieninės santvaros) ekonominį palyginimą, buvo nustatyta, vertinant jų viso eksploatacinio laikotarpio kainą sijos įrengimas yra 27,2% pigesnis.
4. Atlikus gelžbetoninių dvišlaičių sijų montavimo technologinius skaičiavimus, gauta jog visų sijų montavimas dirbant 6 darbuotojų birgadari užtruks 3 darbo dienas. Sijų įrengimui parinktas automobilinis kranas Demag AC200

LITERATŪRA

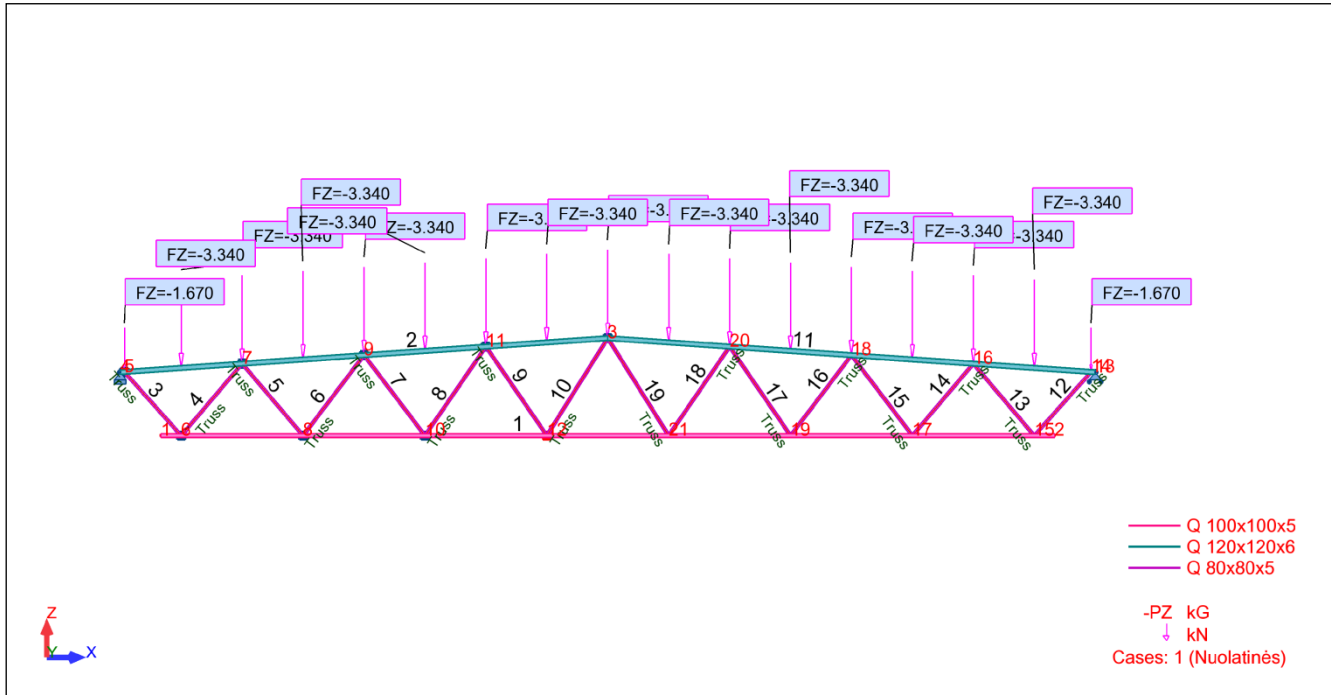
1. Lietuvos respublikos statybos įstatymas. Valstybės žinios 1996 Nr. 32-788 [žiūrėta 2017-01-01]. Prieiga per internetą:
<http://www3.lrs.lt/pls/inter3/dokpaieska.showdoc_bin?p_id=429306>
2. STR 1.01.06:2010. Ypatingi statiniai. [žiūrėta 2017-01-01]. Prieiga per internetą:
<http://www3.lrs.lt/pls/inter3/dokpaieska.showdoc_bin?p_id=382032>
3. STR 1.01.09:2003. Statinių klasifikavimas pagal jų naudojimo paskirtį. [žiūrėta 2017-01-01]. Prieiga per internetą:
<http://www3.lrs.lt/pls/inter3/dokpaieska.showdoc_bin?p_id=213265>
4. STR 1.05.06:2005. Statinio projektavimas. [žiūrėta 2017-01-01]. Prieiga per internetą:
<http://www3.lrs.lt/pls/inter3/dokpaieska.showdoc_bin?p_id=382031>
5. STR 2.02.07:2004. Gamybos įmonių ir sandėlių statiniai. Pagrindiniai reikalavimai. [žiūrėta 2017-01-01]. Prieiga per internetą:
<http://www3.lrs.lt/pls/inter3/dokpaieska.showdoc_bin?p_id=423428>
6. STR 2.03.01:2001. Statiniai ir teritorijos. Reikalavimai žmonių su negalia reikmėms. [žiūrėta 2017-01-01]. Prieiga per internetą:
<http://www3.lrs.lt/pls/inter3/dokpaieska.showdoc_bin?p_id=139277>
7. STR 2.03.02:2005. Gamybos, pramonės ir sandėliavimo statinių sklypų tvarkymas. [žiūrėta 2017-01-01]. Prieiga per internetą:
<http://www3.lrs.lt/pls/inter3/dokpaieska.showdoc_bin?p_id=258968>
8. STR 2.05.01:2005. Pastatų atitvarų šiluminė technika. [žiūrėta 2017-01-01]. Prieiga per internetą: <http://www3.lrs.lt/pls/inter3/dokpaieska.showdoc_bin?p_id=260821>
9. STR 2.05.02:2008. Statinių konstrukcijos. Stogai. [žiūrėta 2017-01-01]. Prieiga per internetą: <http://www3.lrs.lt/pls/inter3/dokpaieska.showdoc_bin?p_id=330693>
10. STR 2.05.03:2003 Statybinių konstrukcijų projektavimo pagrindai. [žiūrėta 2017-01-01]. Prieiga per internetą:
<http://www3.lrs.lt/pls/inter3/dokpaieska.showdoc_1?p_id=213446&p_tr2=2>
11. STR 2.05.04:2003. Poveikiai ir apkrovos. [žiūrėta 2017-01-01]. Prieiga per internetą:
<http://www3.lrs.lt/pls/inter3/dokpaieska.dok_priedas?p_id=2262>
12. STR 2.05.05:2005. Betoninių ir gelžbetoninių konstrukcijų projektavimas. [žiūrėta 2017-01-01]. Prieiga per internetą:
<http://www3.lrs.lt/pls/inter3/dokpaieska.dok_priedas?p_id=9825>

13. STR 2.05.08:2005. Plieninių konstrukcijų projektavimas. Pagrindinės nuostatos. [žiūrėta 2017-01-01]. Prieiga per internetą: <http://www3.lrs.lt/pls/inter3/dokpaieska.dok_priedas?p_id=10543>
14. STR 2.06.01:1999. Miestų, miestelių ir kaimų susisiekimo sistemos. [žiūrėta 2017-01-01]. Prieiga per internetą: <http://www3.lrs.lt/pls/inter3/dokpaieska.showdoc_bin?p_id=117505>
15. Paulauskas J., Kvedaras A. Metalinės konstrukcijos. Vilnius: Mokslas, 1977, 460p.
16. Venckevičius V. Įtempto gelžbetonio sijų projektavimas. Metodiniai nurodymai. Kaunas: KTU, 1990, 39 p.
17. Viliūnas G. Statybos kainos apskaičiavimo metodiniai nurodymai. Vilnius: Vilniaus pedagoginio universiteto leidykla, 2011, 86p.
18. Apkrovas laikantys profiliuoti skardos lakštai – [žiūrėta 2017-01-01]. Prieiga per internetą: <<http://www.ruukki.lt/Gaminiai-statybai/Apkrovas-laikantys-lakstai>>
19. Automobilinis kranas – [žiūrėta 2017-01-01]. Prieiga per internetą: <<http://www.kranas.lt/lt/automobiliniai-kranai-nuoma/demag-ac200>>
20. Bituminė stogo danga – [žiūrėta 2017-01-01]. Prieiga per internetą: <www.mida.lt/>
21. Paroc detalių katalogas – [žiūrėta 2017-01-01]. Prieiga per internetą: <<http://www.paroc.lt/darbui-ir-informacijai/cad-breziniai>>
22. Plieninių profilių sortimentas – [žiūrėta 2017-01-01]. Prieiga per internetą: <<http://www.visi-metalai.lt/metalu-zinynas>>

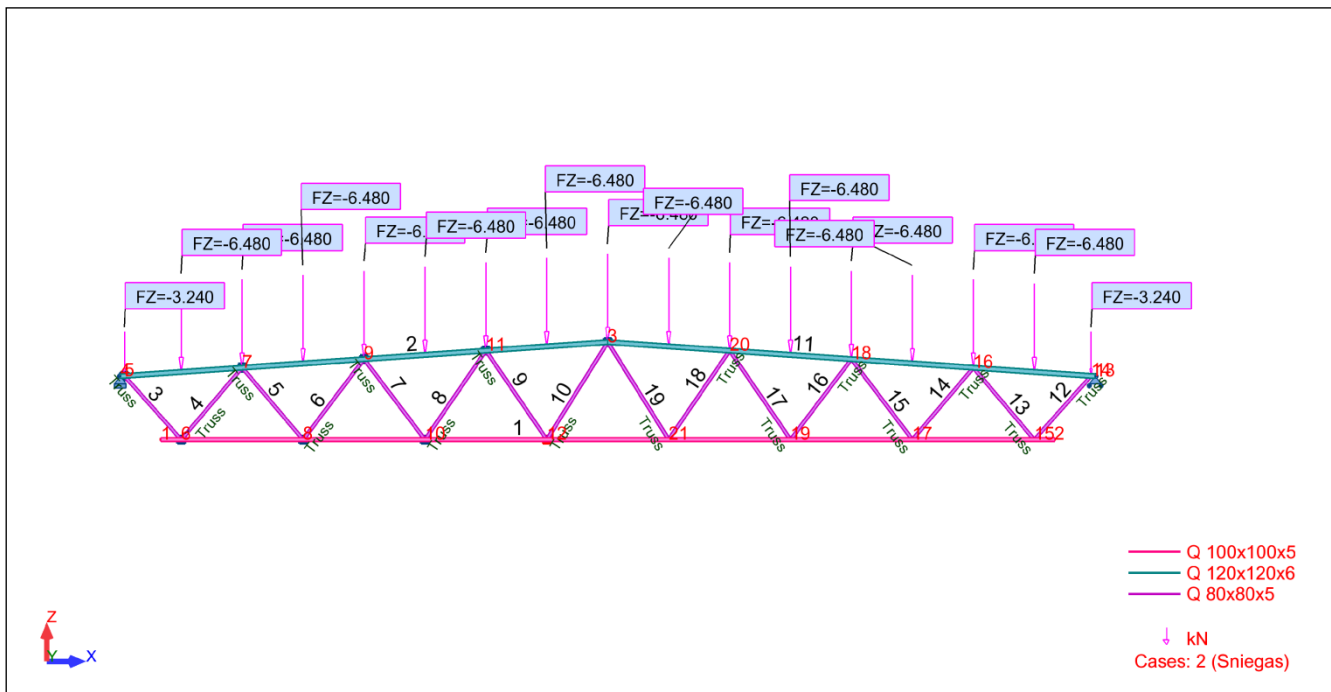
PRIEDAI

1 Priedas. Palyginamosios santvaros projektavimo programa Autodesk Robot

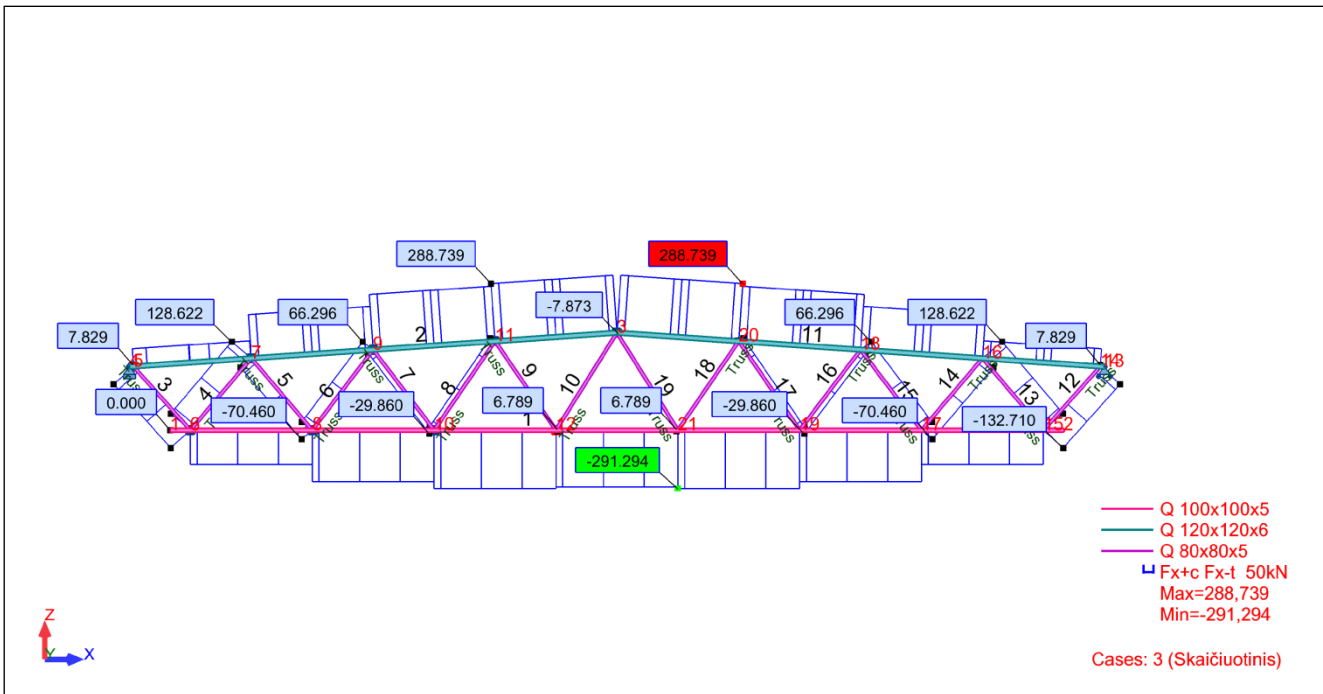
Nuolatinės apkrovos



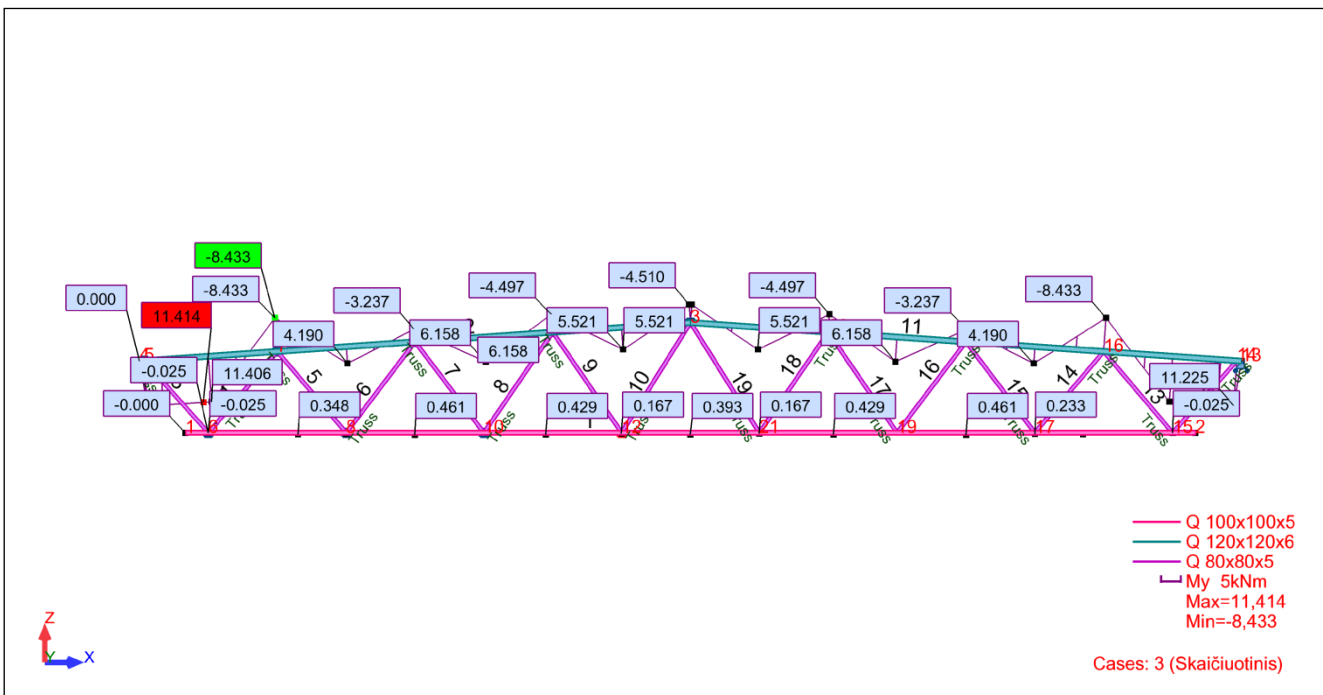
Sniego apkrovos



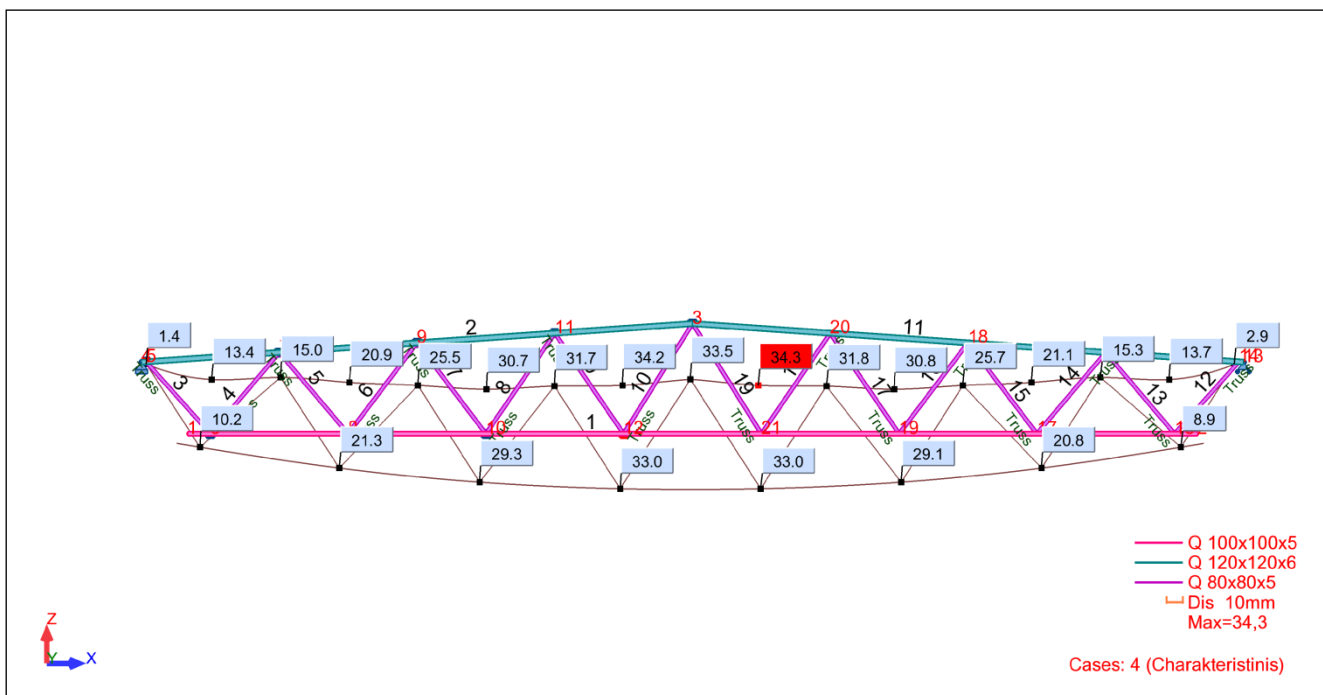
Ašinių jėgų diagrama



Lenkimo momentų diagrama



Įlinkių diagrama



Viršutinės juostos projektavimas

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Code Group Verification

CODE GROUP: 1 Viršutinė juosta

MEMBER: 2
3.007 m

POINT: 3

COORDINATE: $x = 0.25 L =$

LOADS:

Governing Load Case: 3 Skaičiuotinis $1*1.35+2*1.30$

MATERIAL:

S 275 (S 275) $f_y = 275.00$ MPa



SECTION PARAMETERS: Q 120x120x6

$h=12.0$ cm

$gM0=1.00$

$gM1=1.00$

$b=12.0$ cm

$A_y=13.20$ cm²

$A_z=13.20$ cm²

$A_x=26.40$ cm²

$tw=0.6$ cm

$I_y=562.00$ cm⁴

$I_z=562.00$ cm⁴

$I_x=888.93$ cm⁴

$tf=0.6$ cm

$W_{ply}=112.00$ cm³

$W_{plz}=112.00$ cm³

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

$N_{c,Ed} = 288.739$ kN

$M_{y,Ed} = -4.497$ kN*m

$N_{c,Rd} = 726.000$ kN

$M_{y,Ed,max} = 11.406$ kN*m

$N_{b,Rd} = 503.183$ kN

$M_{y,c,Rd} = 30.800$ kN*m

$MN_{y,Rd} = 24.006$ kN*m

$V_{z,Ed} = -6.880$ kN

$V_{z,c,Rd} = 209.578$ kN

Class of section = 1

**LATERAL BUCKLING PARAMETERS:****BUCKLING PARAMETERS:**

About y axis:

Ly = 3.007 m Lam_y = 0.75
 Lcr,y = 3.007 m Xy = 0.69
 Lamy = 65.17 kyy = 0.84



About z axis:

Lz = 1.500 m Lam_z = 0.37
 Lcr,z = 1.500 m Xz = 0.91
 Lamz = 32.51 kzy = 0.58

VERIFICATION FORMULAS:**Section strength check:**

N,Ed/Nc,Rd = 0.40 < 1.00 (6.2.4.(1))
 My,Ed/My,c,Rd = 0.15 < 1.00 (6.2.5.(1))
 My,Ed/MN,y,Rd = 0.19 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
 Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.6.(1))

Global stability check of member:

Lambda,y = 65.17 < Lambda,max = 120.00 Lambda,z = 32.51 < Lambda,max = 120.00 STABLE
 N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) = 0.88 < 1.00 (6.3.3.(4))
 N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) = 0.65 < 1.00 (6.3.3.(4))

Section OK !!!

Apatinės juostos projektavimas

STEEL DESIGN**CODE:** EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.**ANALYSIS TYPE:** Code Group Verification**CODE GROUP:** 2 Apatinė juosta**MEMBER:** 1
14.000 m**POINT:** 2**COORDINATE:** x = 0.64 L =**LOADS:**

Governing Load Case: 3 Skaičiuotinis 1*1.35+2*1.30

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

**SECTION PARAMETERS: Q 100x100x5**

h=10.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=10.0 cm	Ay=9.20 cm ²	Az=9.20 cm ²	Ax=18.40 cm ²
tw=0.5 cm	Iy=271.00 cm ⁴	Iz=271.00 cm ⁴	Ix=428.69 cm ⁴
tf=0.5 cm	Wply=64.60 cm ³	Wplz=64.60 cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N,Ed = -291.294 kN	My,Ed = 0.428 kN*m	
Nt,Rd = 506.000 kN	My,pl,Rd = 17.765 kN*m	
	My,c,Rd = 17.765 kN*m	Vz,Ed = 0.023 kN
	MN,y,Rd = 9.768 kN*m	Vz,c,Rd = 146.070 kN
		Class of section = 1

**LATERAL BUCKLING PARAMETERS:**

BUCKLING PARAMETERS:

About y axis:



About z axis:

VERIFICATION FORMULAS:*Section strength check:*

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.58 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Section OK !!!

Spyrių projektavimas

STEEL DESIGN**CODE:** EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.**ANALYSIS TYPE:** Code Group Verification**CODE GROUP:** 3 Spyriai**MEMBER:** 4
0.000 m**POINT:** 1**COORDINATE:** x = 0.00 L =**LOADS:***Governing Load Case:* 3 Skaičiuotinis 1*1.35+2*1.30**MATERIAL:**S 275 (S 275) $f_y = 275.00$ MPa**SECTION PARAMETERS: Q 80x80x5**

h=8.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=8.0 cm

Ay=7.20 cm²Az=7.20 cm²Ax=14.40 cm²

tw=0.5 cm

Iy=131.00 cm⁴Iz=131.00 cm⁴Ix=210.94 cm⁴

tf=0.5 cm

Wply=39.70 cm³Wplz=39.70 cm³**INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:**N_{Ed} = 128.900 kNN_{c,Rd} = 396.000 kNN_{b,Rd} = 262.805 kN

Class of section = 1

**LATERAL BUCKLING PARAMETERS:****BUCKLING PARAMETERS:**

About y axis:

Ly = 2.321 m

Lam_y = 0.80

Lcr,y = 2.089 m

Xy = 0.66

Lamy = 69.25



About z axis:

Lz = 2.321 m

Lam_z = 0.80

Lcr,z = 2.089 m

Xz = 0.66

Lamz = 69.25

VERIFICATION FORMULAS:*Section strength check:*

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.33 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

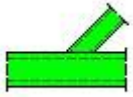

Global stability check of member:

$\lambda_{y} = 69.25 < \lambda_{max} = 150.00$ $\lambda_{z} = 69.25 < \lambda_{max} = 150.00$ STABLE
 $N_{Ed}/N_{b,Rd} = 0.49 < 1.00$ (6.3.1.1.(1))

Pastaba. Skerspjūviai parinkti pagal mazgus [žiūrėti žemiau] Todėl jų išnaudojimas yra didesnis nei reikia.

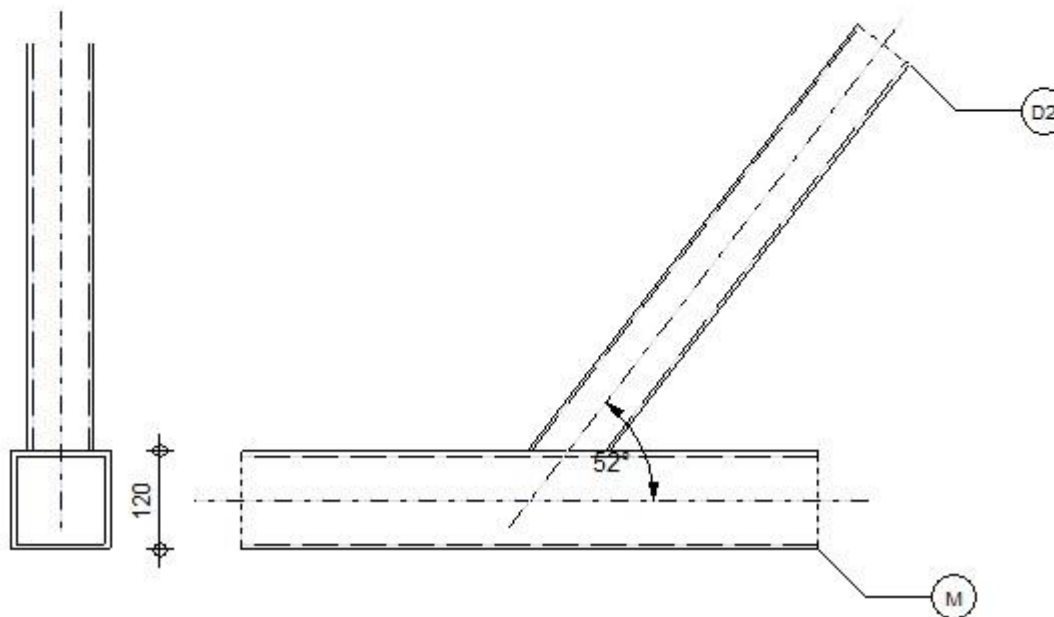
Pavojingiausio viršutinės juostos mazgo projektavimas

Section OK !!!

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014	
	Design of truss node connection EN 1993-1-8:2005/AC:2009	

D2 - Q 80x80x5

M - Q 120x120x8



GENERAL

Connection no.: 1
Connection name: Tube
Structure node: 5
Structure bars: 2, 3

GEOMETRY

BARS

		Chord	Diagonal 1	Diagonal 2	Post	
Bar no.:		2		3		
Section:		Q 120x120x6		Q 80x80x5		
	h	120		80		mm
	b _f	120		80		mm
	t _w	6		5		mm
	t _f	6		5		mm
	r	6		5		mm
Material:		S 275		S 275		
	f _y	275,00		275,00		MPa
	f _u	430,00		430,00		MPa
Angle	θ	0,0		52,2		Deg
Length	l	12029		2102		mm

WELDS

a_d = 5 [mm] Thickness of welds of diagonals and posts

LOADS

Case: 3: Skaičiuotinis 1*1.35+2*1.30

CHORD

N_{01,Ed} = -7,829 [kN] Axial force
M_{01,Ed} = -11,225 [kN*m] Bending moment
N_{02,Ed} = -88,712 [kN] Axial force
M_{02,Ed} = -11,225 [kN*m] Bending moment

DIAGONAL 2

N₂ = 132,957 [kN] Axial force
M₂ = 0,000 [kN*m] Bending moment

Shear forces were not included in the connection verification. The connection was designed as a truss node.

RESULTS

CAPACITY VERIFICATION EUROCODE 3: EN 1993-1-8:2005

γ_{M5} = 1,00 Partial safety factor [Table 2.1]

FAILURE MODES FOR JOINTS (RHS CHORD MEMBERS) [Table 7.10] for N_{i,Rd} and [Table 7.14] for M_{i,Rd}

GEOMETRICAL PARAMETERS

β = 0,67 Coefficient taking account of geometry of connection bars β = b₂/b₀ [1.5 (6)]
γ = 10,00 Coefficient taking account of geometry of the chord γ = b₀/(2*t₀) [1.5 (6)]
n = 0,12 Coefficient taking account of stresses in the chord n₀ = σ_{0,Ed}/f_{y0}
k_n = 1,00 Coefficient taking account of stresses in the chord k_n = 1.0

TUBE CHORD FACE FAILURE

DIAGONAL 2

$N_{2,Rd} = 150,123$ [kN] Tension capacity	$N_{2,Rd} = [(k_n * f_{y0} * t_0^2) / (1-\beta) * \sin(\theta_2)] * [2 * \beta / \sin(\theta_2) + 4 * \sqrt{(1-\beta)}] / \gamma_{M5}$
$ N_2 \leq N_{2,Rd}$	$ 132,957 < 150,123$ verified (0,89)
$M_{2,Rd} = 4,922$ [kN*m] Bending resistance	$M_{2,Rd} = k_n * f_{y0} * t_0^2 * h_2 * [1 / (2 * \eta) + 2 / \sqrt{1-\beta} + \eta / (1-\beta)] / \gamma_{M5}$
$ M_2 \leq M_{2,Rd}$	$ 0,000 < 4,922$ verified (0,00)
$N_2 / N_{2,Rd} + M_2 / M_{2,Rd} \leq 1$	$0,89 < 1,00$ verified (0,89)

VERIFICATION OF WELDS


DIAGONAL 2

$\beta_w = 0,85$	Correlation coefficient	[Table 4.1]
$\gamma_{M2} = 1,25$	Partial safety factor	[Table 2.1]
Longitudinal weld		
$\sigma_{\perp} = 73,45$ [MPa]	Normal stress in a weld	
$\tau_{\perp} = 73,45$ [MPa]	Perpendicular tangent stress	
$\tau_{\parallel} = 80,46$ [MPa]	Tangent stress	
$ \sigma_{\perp} \leq 0,9 * f_u / \gamma_{M2}$	$ 73,45 < 309,60$	verified (0,24)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 * (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	$202,48 < 404,71$	verified (0,50)

Connection conforms to the code

Ratio 0,89


Pavojingiausio apatinės juostos mazgo projektavimas



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014

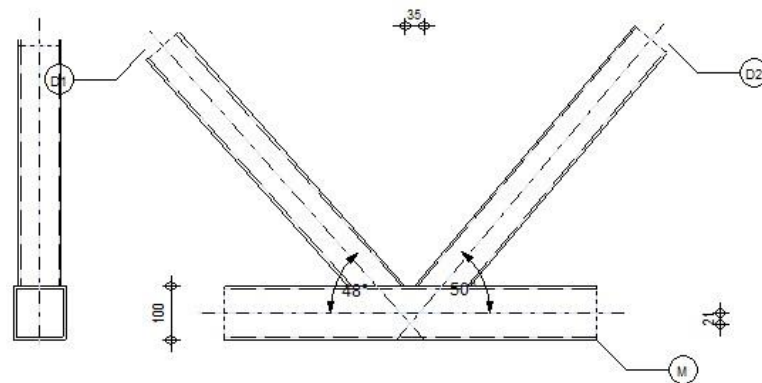
Design of truss node connection

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



Ratio
0,90

D1 - Q 80x80x5
 D2 - Q 80x80x5
 M - Q 100x100x5



GENERAL

Connection no.: 6
 Connection name: Tube
 Structure node: 6
 Structure bars: 1, 4, 3

GEOMETRY

BARS

	Chord	Diagonal 1	Diagonal 2	Post	
Bar no.:	1	3	4		
Section:	Q 100x100x5	Q 80x80x5	Q 80x80x5		
h	100	80	80		mm
b _f	100	80	80		mm
t _w	5	5	5		mm
t _f	5	5	5		mm
r	5	5	5		mm
Material:	S 275	S 275	S 275		
f _y	275,00	275,00	275,00		MPa
f _u	430,00	430,00	430,00		MPa
Angle	θ	48,2	49,7		Deg
Length	l	22000	2102	2321	mm

OFFSET

$e_0 = 21$ [mm] Offset

SPACINGS

$g_2 = 35$ [mm] Spacing of 2nd diagonal

WELDS

$a_d = 5$ [mm] Thickness of welds of diagonals and posts

LOADS

Case: 3: Skaičiuotinis 1*1.35+2*1.30

CHORD

$N_{01,Ed} = -0,000$ [kN] Axial force

$M_{01,Ed} = 0,025$ [kN*m] Bending moment

$N_{02,Ed} = 171,702$ [kN] Axial force

$M_{02,Ed} = 0,025$ [kN*m] Bending moment

DIAGONAL 1

$N_1 = 132,710$ [kN] Axial force

$M_1 = 0,000$ [kN*m] Bending moment

DIAGONAL 2

$N_2 = -128,900$ [kN] Axial force

$M_2 = 0,000$ [kN*m] Bending moment

Shear forces were not included in the connection verification. The connection was designed as a truss node.

RESULTS

CONSIDER NON-AXIAL CONNECTION OF MEMBERS IN THE NODE

$M_0 = -3,575$ [kN*m] Additional moment from eccentric connection of members $M_0 = (N_{02}-N_{01}) * e_0$

$\Sigma E_{i,j}/L_i = 352897,218$ [kN*m] Overall connection stiffness

$\Delta M_{01} = -0,524$ [kN*m] Additional moment in the chord

$\Delta M_{02} = -0,524$ [kN*m] Additional moment in the chord

$\Delta M_2 = -1,201$ [kN*m] Additional moment in the diagonal

$\Delta M_1 = -1,326$ [kN*m] Additional moment in the diagonal

CAPACITY VERIFICATION EUROCODE 3: EN 1993-1-8:2005

$\gamma_{M5} = 1,00$ Partial safety factor [Table 2.1]

FAILURE MODES FOR JOINTS (RHS CHORD MEMBERS) [Table 7.10] for $N_{i,Rd}$ and [Table 7.14] for $M_{i,Rd}$

GEOMETRICAL PARAMETERS

$\beta = 0,80$ Coefficient taking account of geometry of connection bars $\beta = (b_2+b_1)/(2*b_0)$ [1.5 (6)]

$\gamma = 10,00$ Coefficient taking account of geometry of the chord $\gamma = b_0/(2*t_0)$ [1.5 (6)]

$n = 0,34$ Coefficient taking account of stresses in the chord $n_0 = \sigma_{0,Ed}/f_{y0}$

$k_n = 1,00$ Coefficient taking account of stresses in the chord $k_n = 1.0$

TUBE CHORD FACE FAILURE

DIAGONAL 2

$N_{2,Rd} = 202,871$ [kN]	Compression capacity	$N_{2,Rd} = 8.9 \cdot k_n \cdot f_{y0} \cdot t_0^2 \cdot \sqrt{\gamma} / \sin(\theta_2) \cdot \beta$
$ N_2 \leq N_{2,Rd}$	$ -128,900 < 202,871$	verified (0,64)
$M_{2,Rd} = 5,003$ [kN*m]	Bending resistance	$M_{2,Rd} = k_n \cdot f_{y0} \cdot t_0^2 \cdot h_2 \cdot [1/(2 \cdot \eta) + 2/\sqrt{1-\beta} + \eta/(1-\beta)] / \gamma_{M5}$
$ M_2 + \Delta M_2 \leq M_{2,Rd}$	$ -1,201 < 5,003$	verified (0,24)
$N_2/N_{2,Rd} + (M_2 + \Delta M_2)/M_{2,Rd} \leq 1$	$0,88 < 1,00$	verified (0,88)

DIAGONAL 1

$N_{1,Rd} = 207,523$ [kN]	Tension capacity	$N_{1,Rd} = 8.9 \cdot k_n \cdot f_{y0} \cdot t_0^2 \cdot \sqrt{\gamma} / \sin(\theta_1) \cdot \beta$
$ N_1 \leq N_{1,Rd}$	$ 132,710 < 207,523$	verified (0,64)
$M_{1,Rd} = 5,003$ [kN*m]	Bending resistance	$M_{1,Rd} = k_n \cdot f_{y0} \cdot t_0^2 \cdot h_1 \cdot [1/(2 \cdot \eta) + 2/\sqrt{1-\beta} + \eta/(1-\beta)] / \gamma_{M5}$
$ M_1 + \Delta M_1 \leq M_{1,Rd}$	$ -1,326 < 5,003$	verified (0,27)
$N_1/N_{1,Rd} + (M_1 + \Delta M_1)/M_{1,Rd} \leq 1$	$0,90 < 1,00$	verified (0,90)

CHORD PUNCHING

DIAGONAL 2

$b_{e,p} = 40$ [mm]	Effective width for punching shear	$b_{e,p} = (10 \cdot b_2) / (b_0 / t_0)$
$N_{2,Rd} = 343,021$ [kN]	Compression capacity	$N_{2,Rd} = f_{y0} \cdot t_0 / (\sqrt{3} \cdot \sin(\theta_2)) \cdot [2 \cdot h_2 / \sin(\theta_2) + b_2 + b_{e,p}] / \gamma_{M5}$
$ N_2 \leq N_{2,Rd}$	$ -128,900 < 343,021$	verified (0,38)

DIAGONAL 1

$b_{e,p} = 40$ [mm]	Effective width for punching shear	$b_{e,p} = (10 \cdot b_1) / (b_0 / t_0)$
$N_{1,Rd} = 356,004$ [kN]	Tension capacity	$N_{1,Rd} = f_{y0} \cdot t_0 / (\sqrt{3} \cdot \sin(\theta_1)) \cdot [2 \cdot h_1 / \sin(\theta_1) + b_1 + b_{e,p}] / \gamma_{M5}$
$ N_1 \leq N_{1,Rd}$	$ 132,710 < 356,004$	verified (0,37)

CHORD SHEAR

DIAGONAL 2

$A_v = 10,61$ [cm ²]	Shear area of the chord	$A_v = (2 \cdot h_0 + \alpha \cdot b_0) \cdot t_0$
$N_{2,Rd} = 220,859$ [kN]	Compression capacity	$N_{2,Rd} = f_{y0} \cdot A_v / [\sqrt{3} \cdot \sin(\theta_2)] / \gamma_{M5}$
$ N_2 \leq N_{2,Rd}$	$ -128,900 < 220,859$	verified (0,58)

DIAGONAL 1

$A_v = 10,61$ [cm ²]	Shear area of the chord	$A_v = (2 \cdot h_0 + \alpha \cdot b_0) \cdot t_0$
$N_{1,Rd} = 225,923$ [kN]	Tension capacity	$N_{1,Rd} = f_{y0} \cdot A_v / [\sqrt{3} \cdot \sin(\theta_1)] / \gamma_{M5}$
$ N_1 \leq N_{1,Rd}$	$ 132,710 < 225,923$	verified (0,59)

CHORD

$V_{pl,Rd} = 168,518$ [kN]	Plastic resistance for shear	$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_{y0}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$
$ V_{Ed} \leq V_{pl,Rd}$	$ 98,990 < 168,518$	verified (0,59)
$N_{0,Rd} = 450,334$ [kN]	Chord resistance	$N_{0,Rd} = [(A_0 - A_v) \cdot f_{y0} + A_v \cdot f_{y0} \cdot \sqrt{1 - (V_{Ed} / V_{pl,Rd})^2}] / \gamma_{M5}$
$ N_{02} \leq N_{0,Rd}$	$ 171,702 < 450,334$	verified (0,38)

VERIFICATION OF WELDS

DIAGONAL 2

$\beta_w =$	0,85	Correlation coefficient	[Table 4.1]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Partial safety factor	[Table 2.1]
Longitudinal weld			
$\sigma_{\perp} =$	-37,62 [MPa]	Normal stress in a weld	
$\tau_{\perp} =$	-37,62 [MPa]	Perpendicular tangent stress	
$\tau_{\parallel} =$	-45,07 [MPa]	Tangent stress	
$ \sigma_{\perp} \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$	$ -37,62 < 309,60$	verified	(0,12)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	$108,43 < 404,71$	verified	(0,27)
Transverse inner weld			
$\sigma_{\perp} =$	-41,33 [MPa]	Normal stress in a weld	
$\tau_{\perp} =$	-7,38 [MPa]	Perpendicular tangent stress	
$\tau_{\parallel} =$	0,00 [MPa]	Tangent stress	
$ \sigma_{\perp} \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$	$ -41,33 < 309,60$	verified	(0,13)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	$43,26 < 404,71$	verified	(0,11)
Transverse outer weld			
$\sigma_{\perp} =$	-7,38 [MPa]	Normal stress in a weld	
$\tau_{\perp} =$	-41,33 [MPa]	Perpendicular tangent stress	
$\tau_{\parallel} =$	0,00 [MPa]	Tangent stress	
$ \sigma_{\perp} \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$	$ -7,38 < 309,60$	verified	(0,02)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	$71,96 < 404,71$	verified	(0,18)

DIAGONAL 1

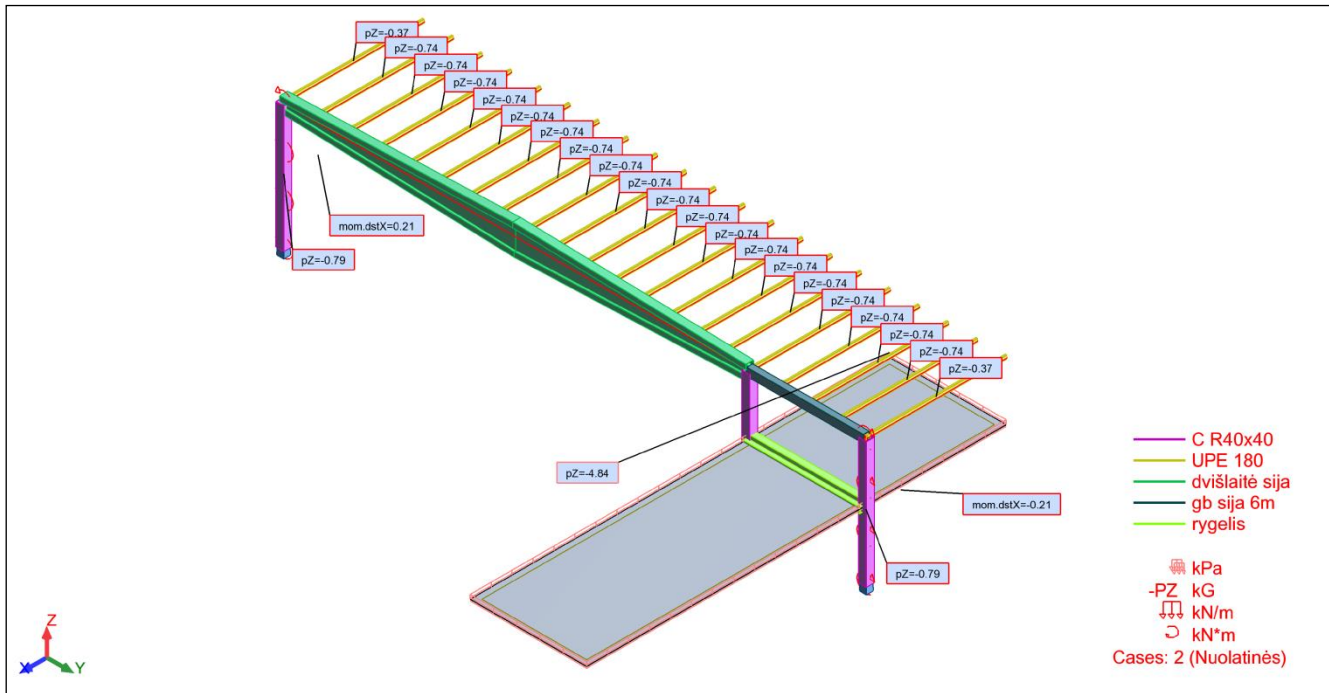
$\beta_w =$	0,85	Correlation coefficient	[Table 4.1]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Partial safety factor	[Table 2.1]
Longitudinal weld			
$\sigma_{\perp} =$	37,38 [MPa]	Normal stress in a weld	
$\tau_{\perp} =$	37,38 [MPa]	Perpendicular tangent stress	
$\tau_{\parallel} =$	47,20 [MPa]	Tangent stress	
$ \sigma_{\perp} \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$	$ 37,38 < 309,60$	verified	(0,12)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	$110,79 < 404,71$	verified	(0,27)
Transverse inner weld			
$\sigma_{\perp} =$	40,89 [MPa]	Normal stress in a weld	
$\tau_{\perp} =$	5,17 [MPa]	Perpendicular tangent stress	
$\tau_{\parallel} =$	0,00 [MPa]	Tangent stress	
$ \sigma_{\perp} \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$	$ 40,89 < 309,60$	verified	(0,13)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	$41,86 < 404,71$	verified	(0,10)
Transverse outer weld			
$\sigma_{\perp} =$	5,17 [MPa]	Normal stress in a weld	
$\tau_{\perp} =$	40,89 [MPa]	Perpendicular tangent stress	
$\tau_{\parallel} =$	0,00 [MPa]	Tangent stress	
$ \sigma_{\perp} \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$	$ 5,17 < 309,60$	verified	(0,02)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	$71,01 < 404,71$	verified	(0,18)

Connection conforms to the code

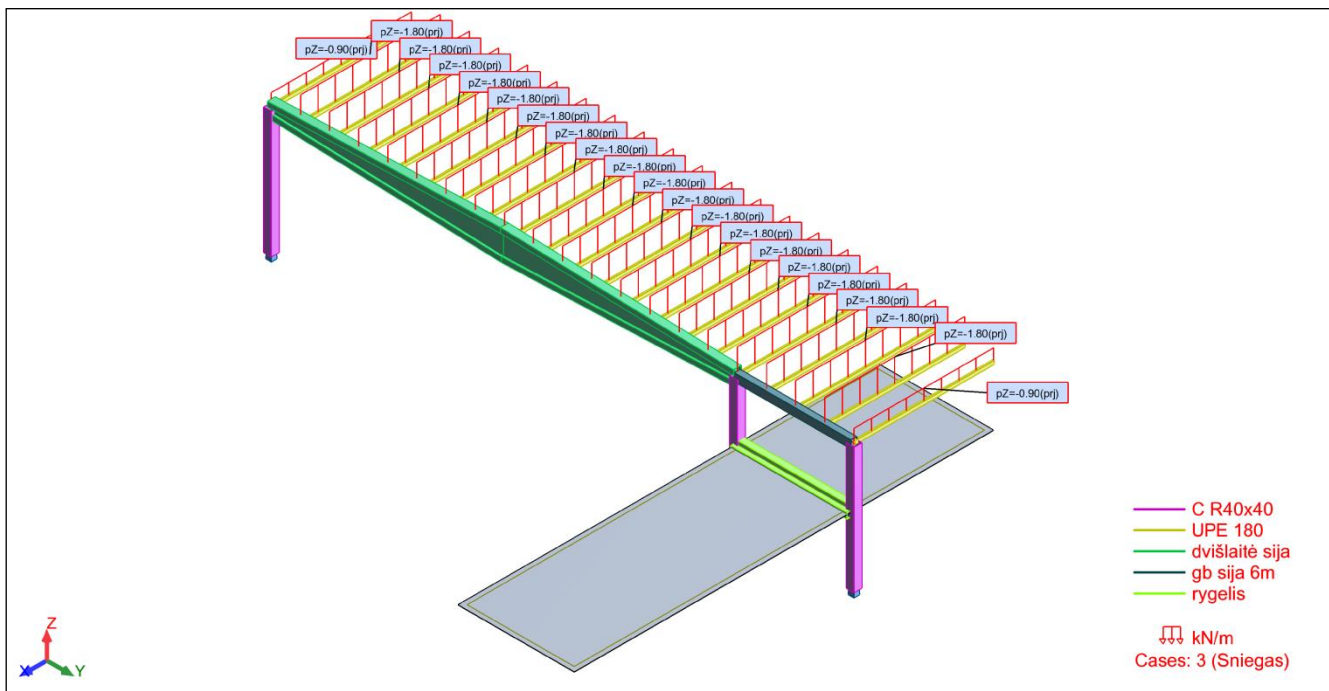
Ratio 0,90

2 Priedas. Modeliuojamo pastato apkrovų įrašos ir reikšmės.

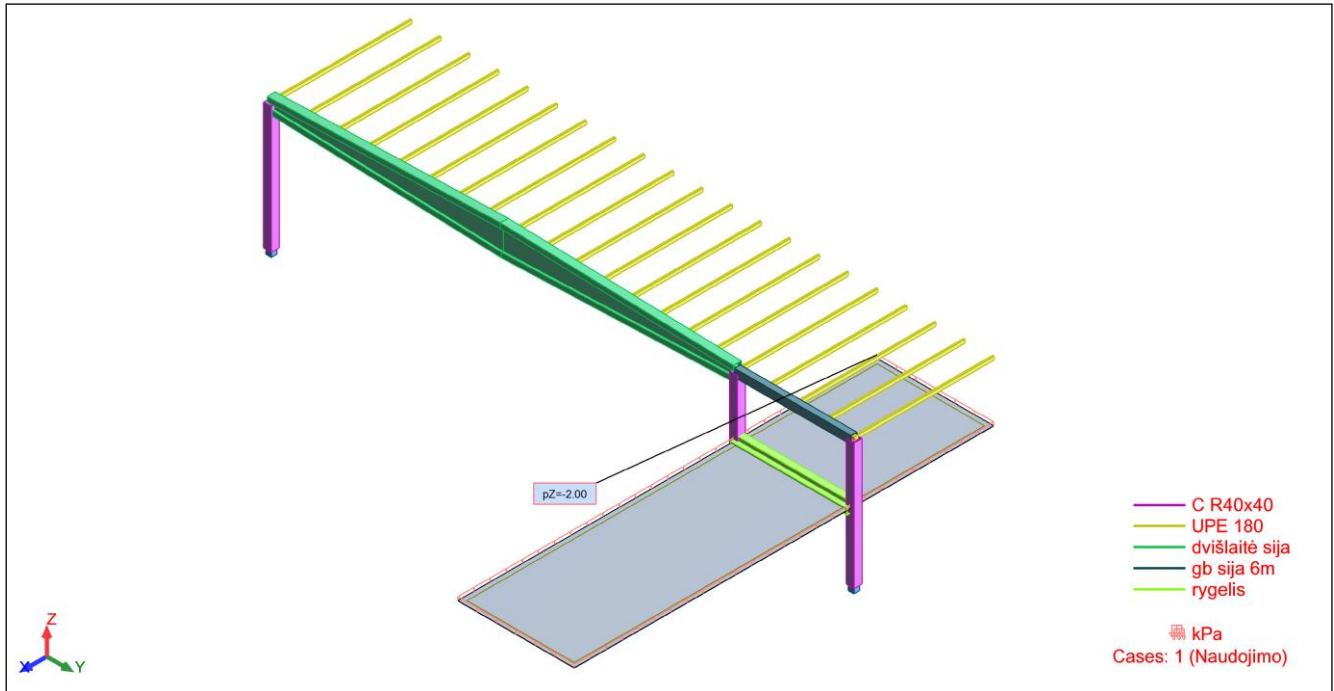
Nuoaltinės apkrovos



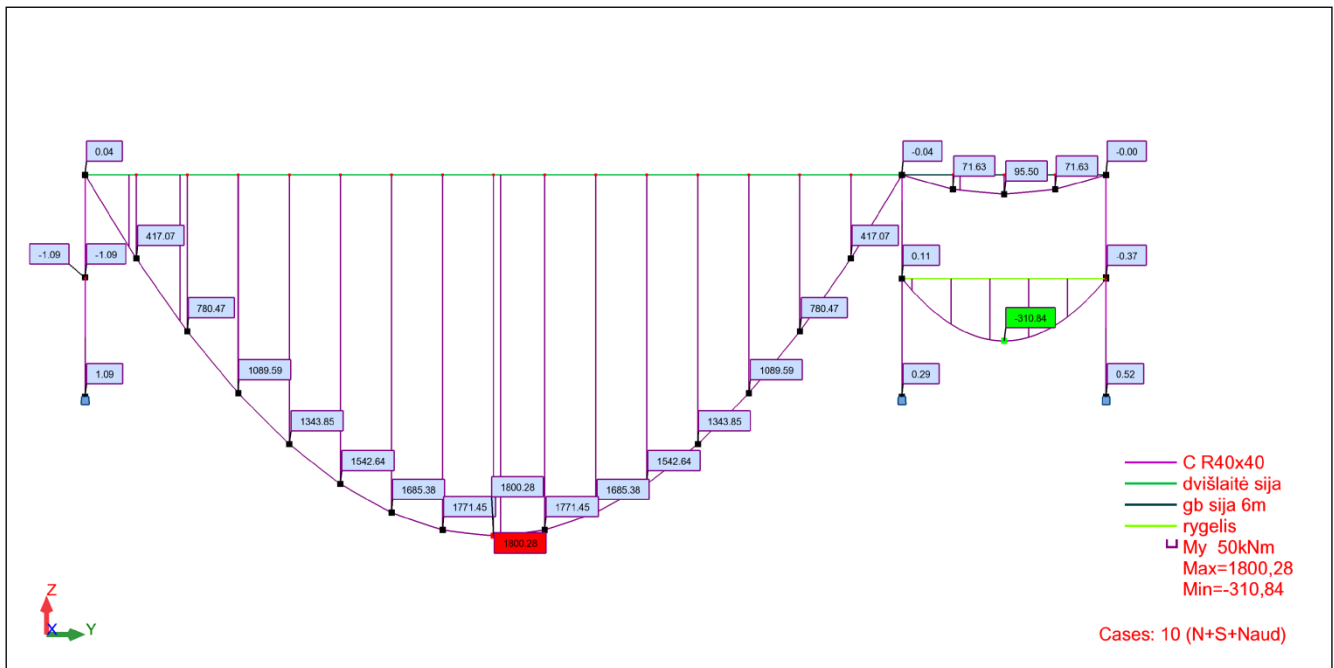
Sniego apkrovos



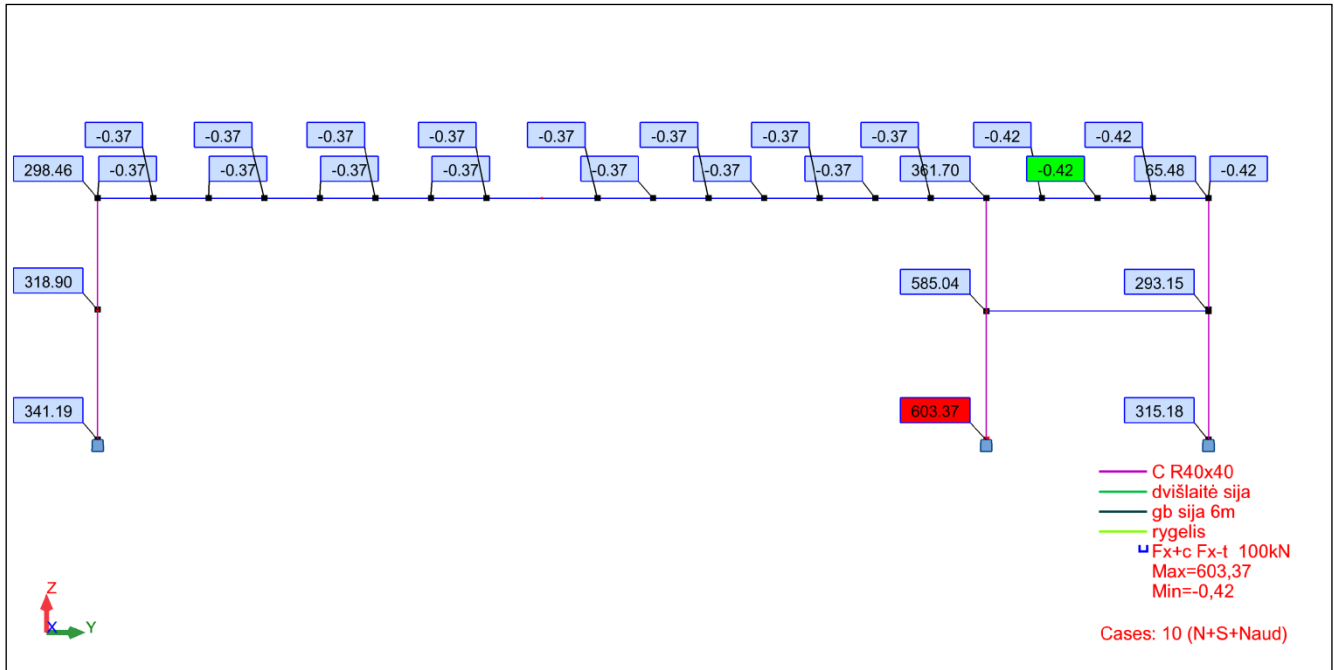
Naudojimo apkrovos



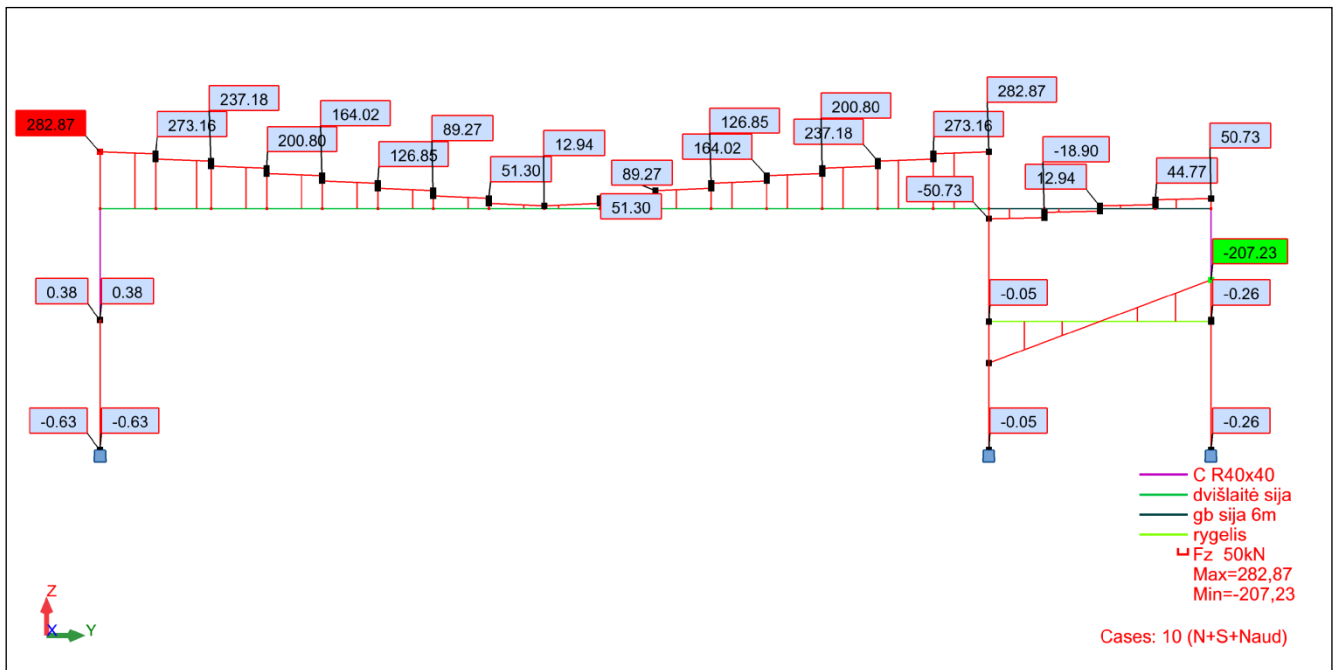
Rėmo lenkimo momentų diagrama



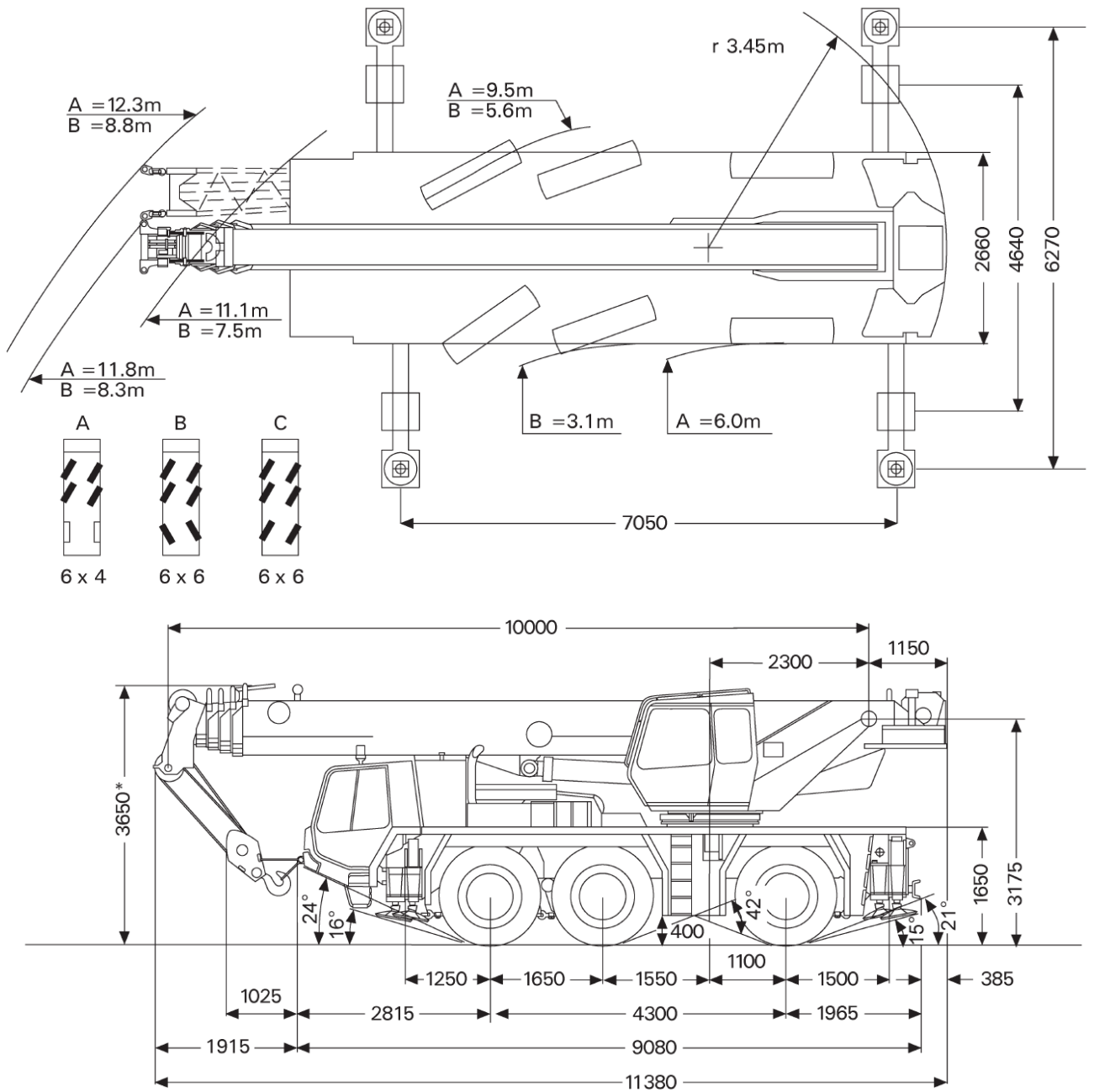
Rėmo ašinių jėgų reikšmės



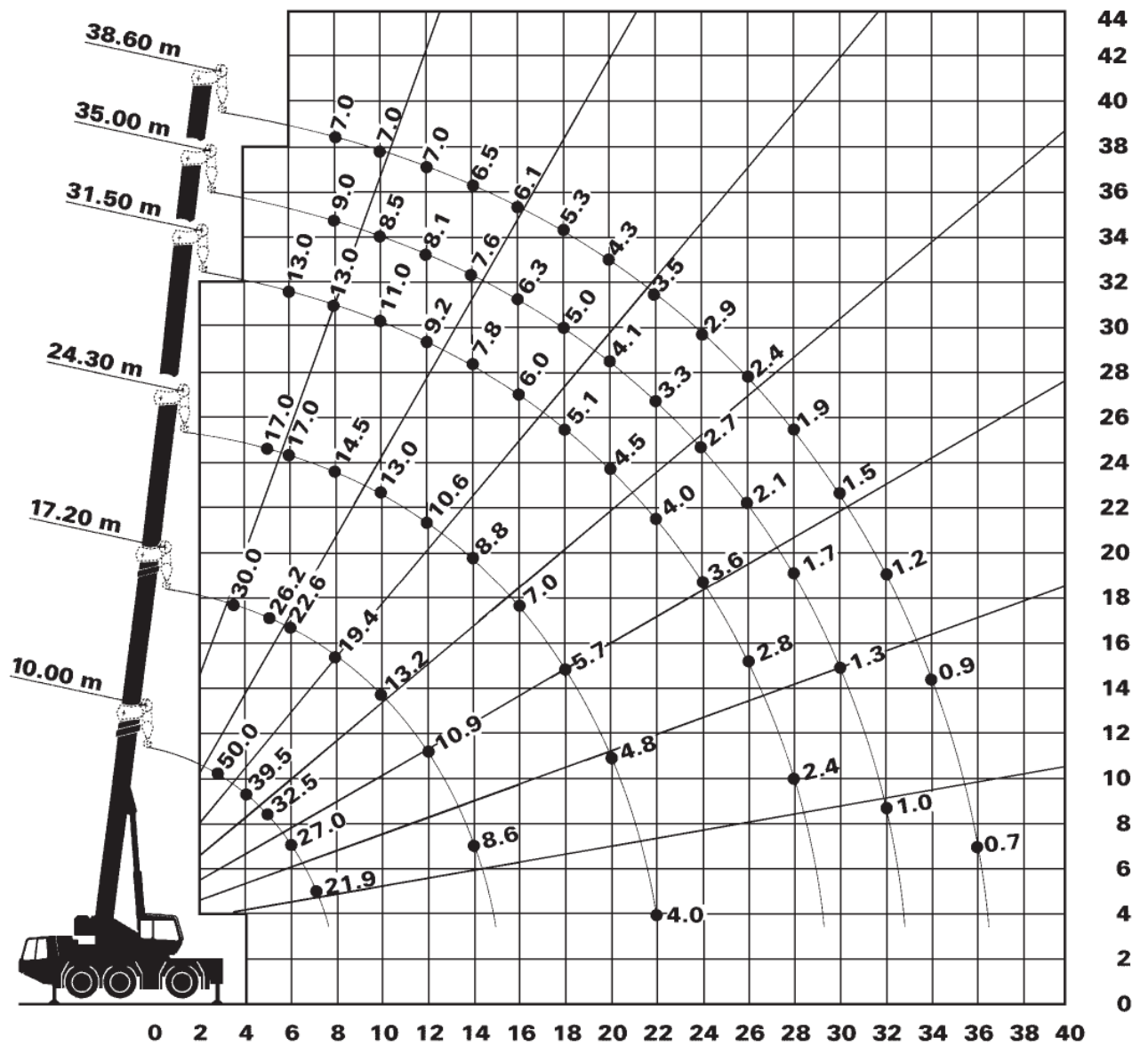
Rėmo skersinių jėgų diagrama



4 Priedas Karno gabaritai ir keliamosios galios priklausomybė nuo strėlės sieko



4.1 pav. Krano ATF 50-3 gabaritai.



4.2 pav. Krano ATF 50-3 gabaritai keliamosios galios priklausomybė nuo strėlės siekio.

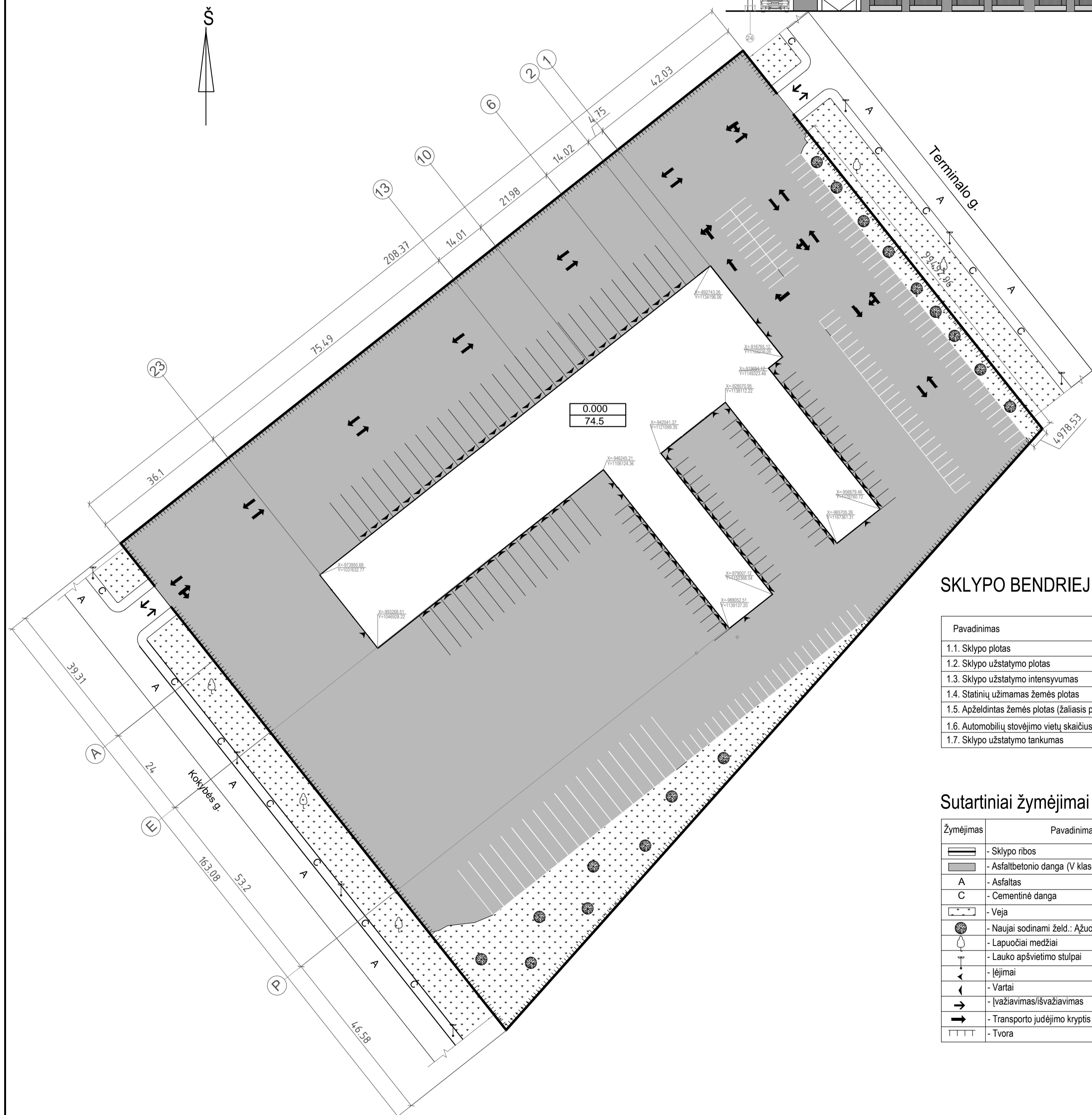
SITUACIJOS SCHEMA



Situacijos plano ekspikacija

- 1 - Projektuojamas sandėlis su administracinėmis patalpomis
- Sutartiniai žymėjimai
- sklypo riba
 - žali plotai
 - pavieniai medžiai

SKLYPO PLANAS MASTELIS 1:750



SKLYPO BENDRIEJI RODIKLIAI

Pavadinimas	Mato vnt.	Kiekis
1.1. Sklypo plotas	m ²	30191.67
1.2. Sklypo užstatymo plotas	m ²	6556.12
1.3. Sklypo užstatymo intensyvumas	%	21.71
1.4. Statinių užimamas žemės plotas	m ²	4930.15
1.5. Apželdintas žemės plotas (žalasis plotas)	m ²	2411.22
1.6. Automobilių stovėjimo vietų skaičius (iš jų ŽN)	vnt	104(5)
1.7. Sklypo užstatymo tankumas	%	16.37

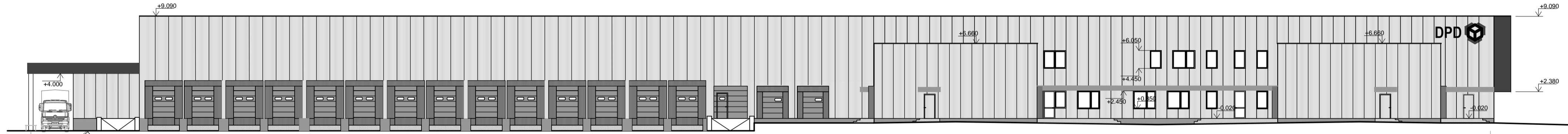
Sutartiniai žymėjimai

Žymėjimas	Pavadinimas
- - -	Sklypo ribos
▨	Asfaltbetonio danga (V klasės dangos konstrukcija)
A	Asfaltas
C	Cementinė danga
→	Veja
●	Naujai sodinami želd.: Ažuolas "Oak"
○	Lapuočiai medžiai
⊙	Lauko apšvietimo stulpai
+	Įėjimai
⊙	Vartai
→	Įvažiavimas/išvažiavimas
→	Transporto judėjimo kryptis
TTTT	Tvora

FASADAS 1-24. Mastelis 1:250



FASADAS 24-1. Mastelis 1:250



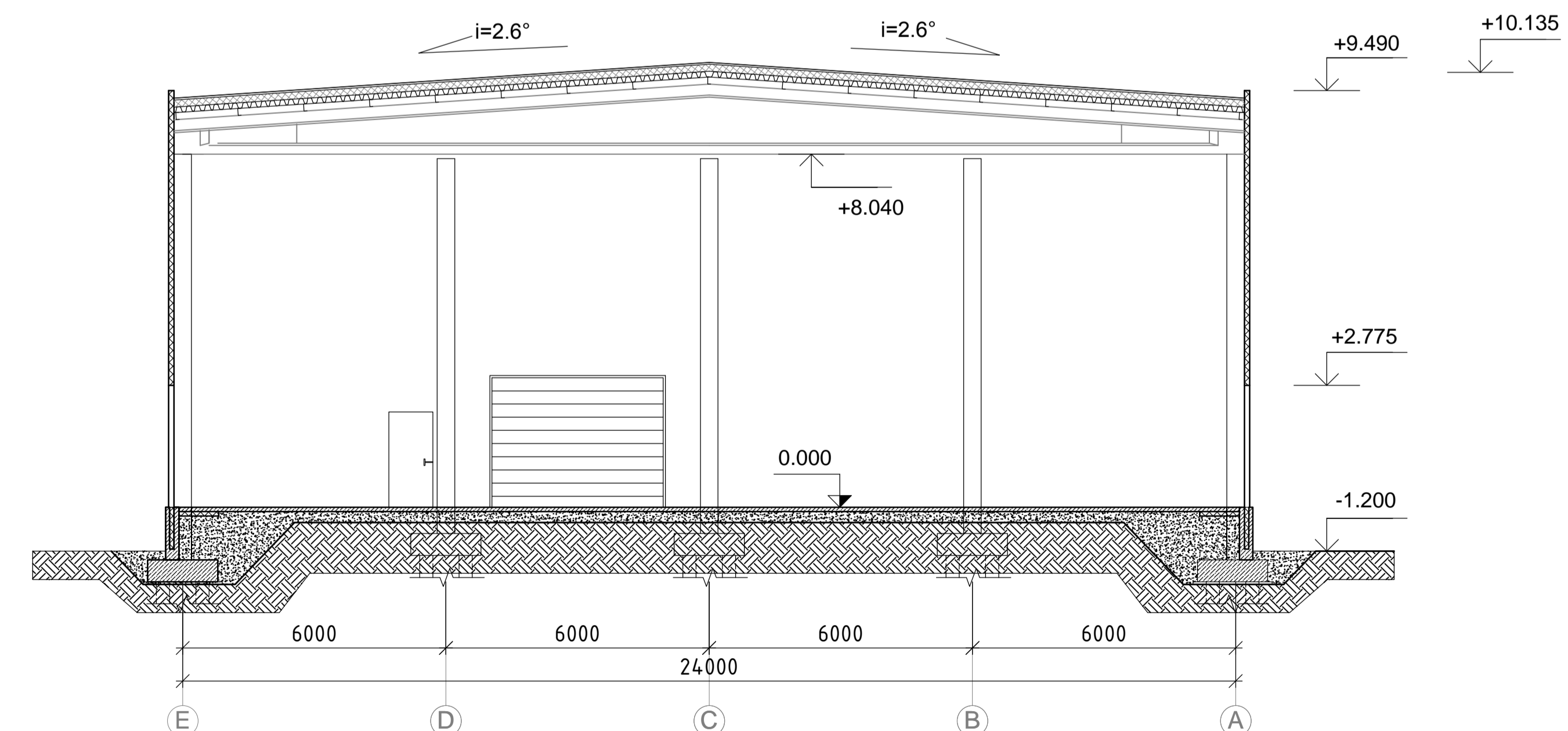
FASADAS P-A. Mastelis 1:250



FASADAS A-P. Mastelis 1:250

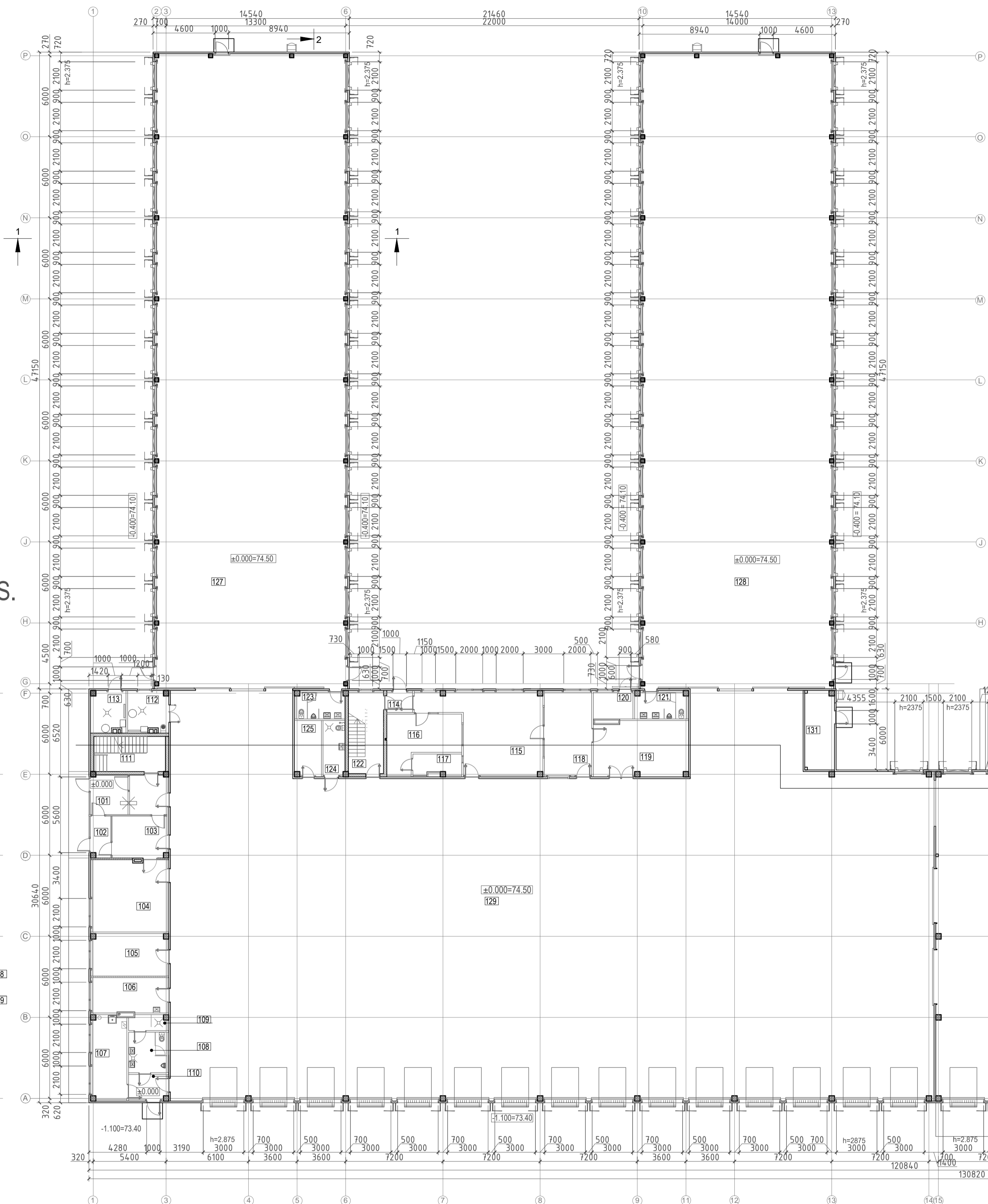


PJŪVIS 1-1. Mastelis 1:100



Grupė			KTU Statybos ir Architektūros fakultetas		Magistro baigiamasis darbas	
SSM-5	Studentas	J.K. Davidavičius	2016-11-27		Sandėlio su administracinėmis patalpomis laikiniosios konstrukcijos	
	Vadovas	G. Cinelis	2016-		Situacijos planas; Sklypo planas; Fasadai: 1-24, 24-1, A-P, P-A.	
	Konsult.		2016-	Laida		
	Konsult.		2016-	O		
	Konsult.		2015-			
Pr. etapas	MBD			Statybinių konstrukcijų katedra, LT - 51367 Studentų 48, Kaunas	2016-MBD-SK	Lapas 1
						Lapų 6

PIRMO AUKŠTO PLANAS. Mastelis 1:200



Pirmo aukšto patalpų eksplikacija

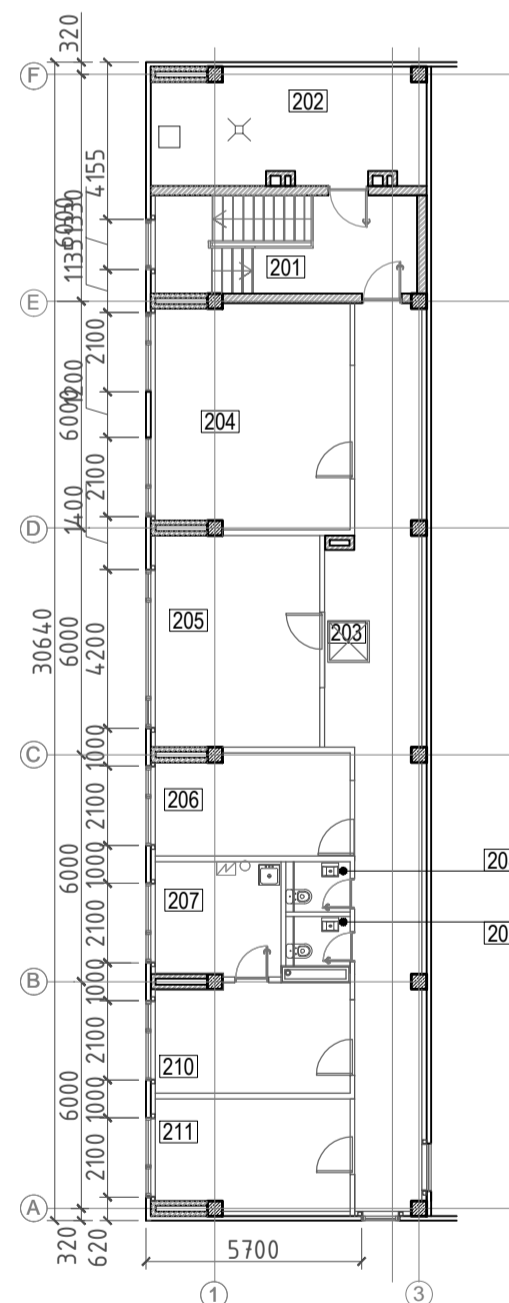
Nr.	Patalpos pavadinimas	Plotas, m²	Nr.	Patalpos pavadinimas	Plotas, m²	Nr.	Patalpos pavadinimas	Plotas, m²
101	Holas	16.42	114	Tambūras	2.75	127	Rytinio siuntų skirstymo patalpa "A"	671.00
102	Tambūras	4.47	115	Kurjerių patalpa	41.03	128	Rytinio siuntų skirstymo patalpa "B"	671.00
103	Klientų priėmimo patalpa	12.63	116	Klientų aptarnavimo patalpa	18.77	129	Vakarinio siuntų skirstymo patalpa	1467.53
104	Siuntų patalpa	29.45	117	Kasa	5.54	130	Vakarinio siuntų skirstymo patalpa	1411.36
105	Pakavimo priemonių patalpa	17.10	118	Operatorių patalpa	21.45	131	Elektrinis skydinė	12.77
106	Šalikvijo patalpa	14.45	119	Siuntų patalpa	28.30	132	Akumuliatorinė	35.61
107	Vairuotojų poilsio patalpa	15.44	120	Rūkyimo patalpa	5.74			
108	Sanmazgas	8.42	121	Vyrų WC	7.12	133	Rampa	107.00
109	Dušas	2.86	122	Laiptinė	12.13			
110	Tambūras	5.13	123	Vyrų WC	6.71			
111	Laiptinė	10.50	124	Moterų WC (pritaikytas ŽN)	6.20			
112	Pagalbinė patalpa	9.08	125	Irankinių patalpa	8.08			
113	Vandens įvado patalpa	7.75						
							Pagrindinis plotas pirmame aukšte	4409.83
							Pagalbinis plotas pirmame aukšte	176.81
							Bendras plotas pirmame aukšte	4586.64

Antro aukšto patalpų eksplikacija

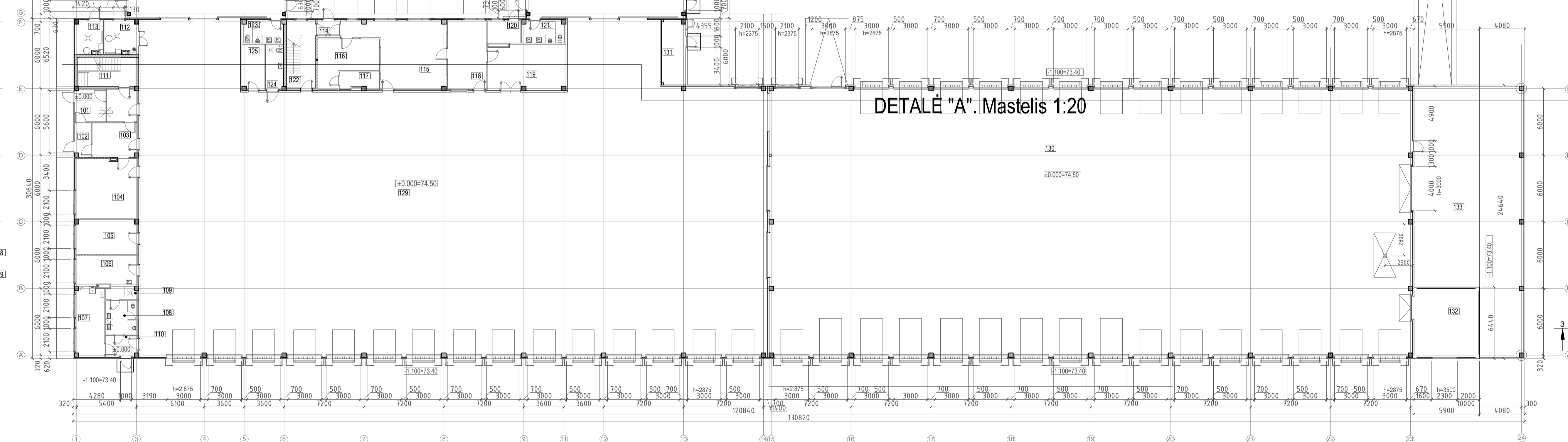
Nr.	Patalpos pavadinimas	Plotas, m²	Nr.	Patalpos pavadinimas	Plotas, m²	
201	Laiptinė	9.00	212	Laiptinė	6.88	
202	Ventkambis	20.63	213	Ventkambis	23.62	
203	Koridorius	46.04	214	Koridorius	23.76	
204	Kabinetas	30.00	215	Serverinė	9.68	
205	Kabinetas	24.17	216	Valgymo patalpa	31.67	
206	Kabinetas	13.49	217	Moterų persirengimo patalpa	8.97	
207	Virtuvėlė	9.66	218	Moterų dušas	1.80	
208	Moterų sanmazgas	1.80	219	Moterų WC	2.51	
209	Vyrų sanmazgas	1.75	220	Valytos patalpa	2.68	
210	Posedžių salė	14.42	221	Vyrų dušas	5.89	
211	Kabinetas	14.73	222	Vyrų WC	3.80	
			223	Vyrų persirengimo patalpa	36.44	
					Pagrindinis plotas pirmame aukšte	96.81
					Pagalbinis plotas pirmame aukšte	246.70
					Bendras plotas pirmame aukšte	343.51

Pastato pagrindinis plotas	4506.64m²
Pastato pagalbinis plotas	423.51m²
Pastato bendras plotas	4930.15m²

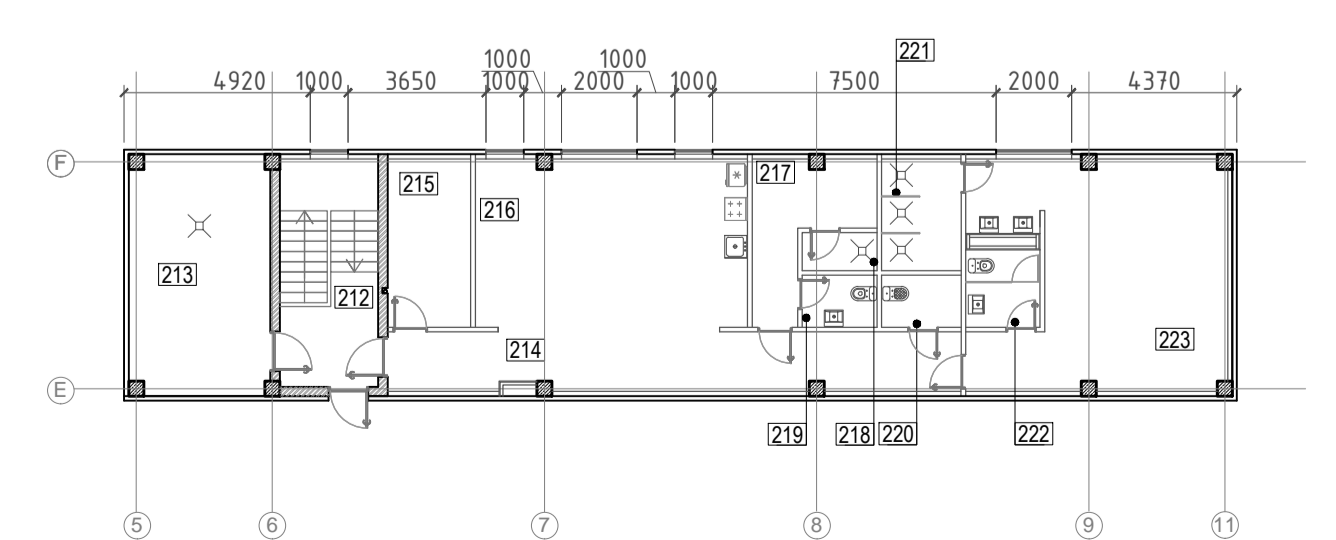
ANTRO AUKŠTO PLANAS. Mastelis 1:200



DETALĖ "A". Mastelis 1:20



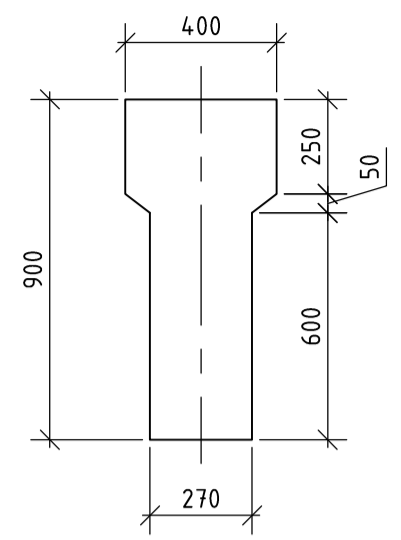
ANTRO AUKŠTO PLANAS. Mastelis 1:200



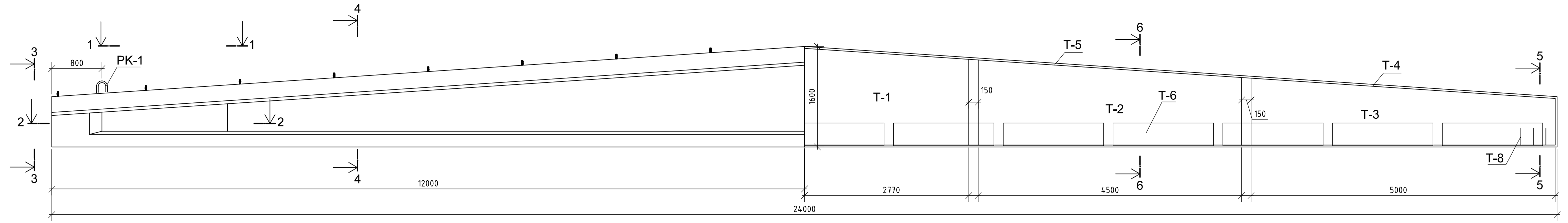
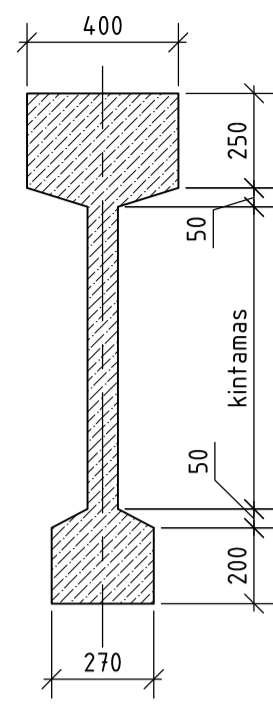
Grupė	KTU Statybos ir Architektūros fakultetas		Magistro baigiamasis darbas	
SSM-5	Studentas J.K. Davidavičius	2016-11-27	Sandėlio su administracinėmis patalpomis laikiniosios konstrukcijos	
	Vadovas G. Cinelis	2016-		
	Konsult.	2016-		
	Konsult.	2016-		
	Konsult.	2015-		
Pr. etapas	Statybinių konstrukcijų katedra,		Pirmo aukšto planas	
MBD	LT - 51367 Studentų 48, Kaunas		2016-MBD-SK	
			Lapas	Lapų
			2	6

DVIŠLAITĖ SIJA. MASTELIS 1:40

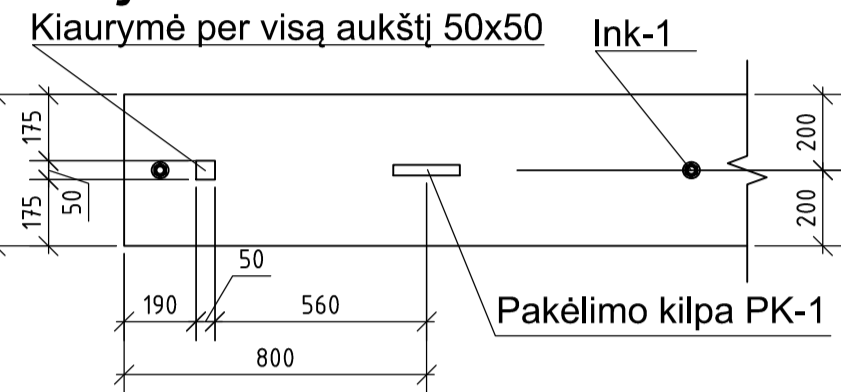
Pjūvis 3-3. Mastelis 1:20



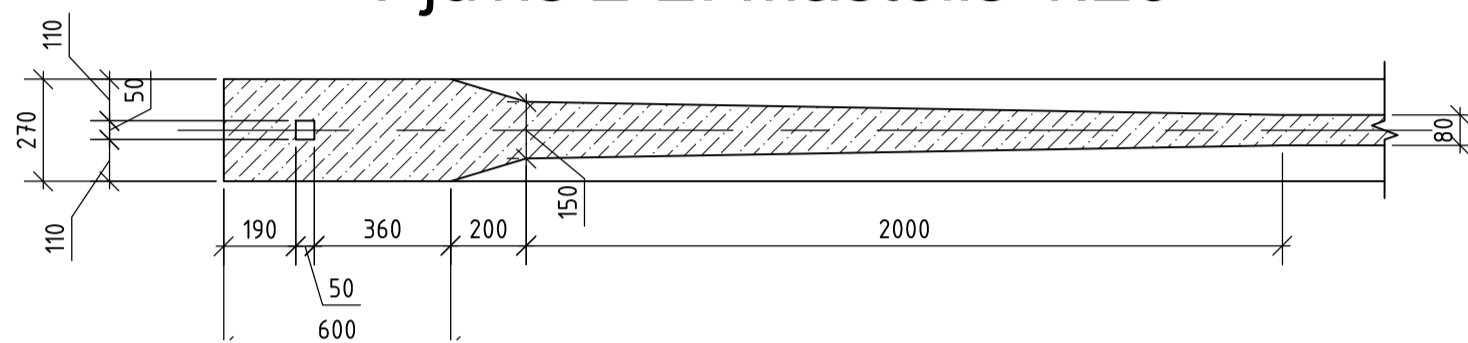
Pjūvis 4-4. Mastelis 1:20



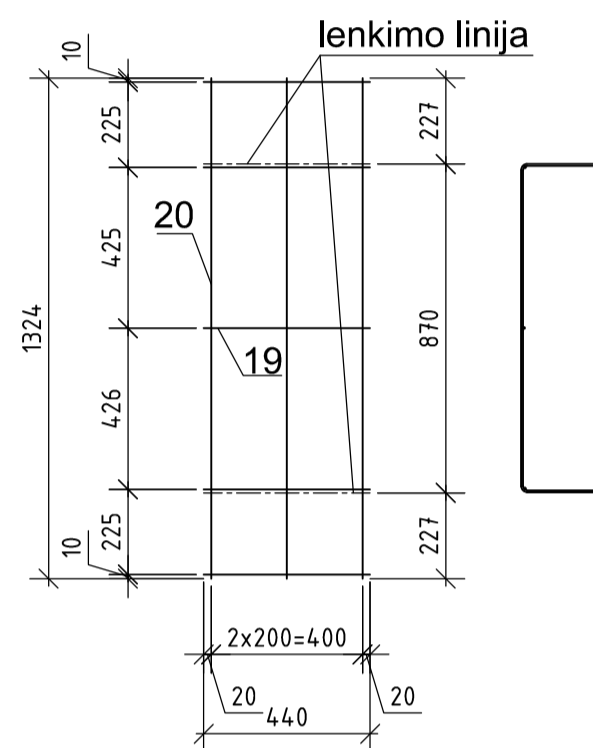
Pjūvis 1-1. Mastelis 1:20



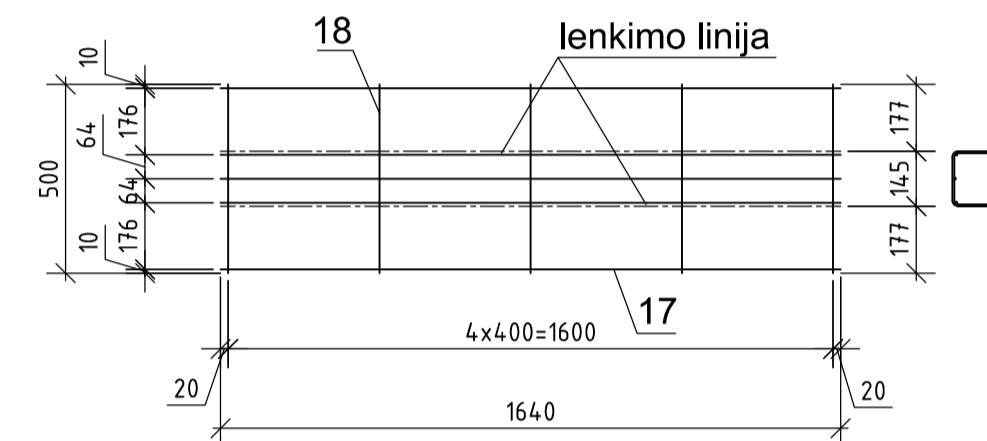
Pjūvis 2-2. Mastelis 1:20



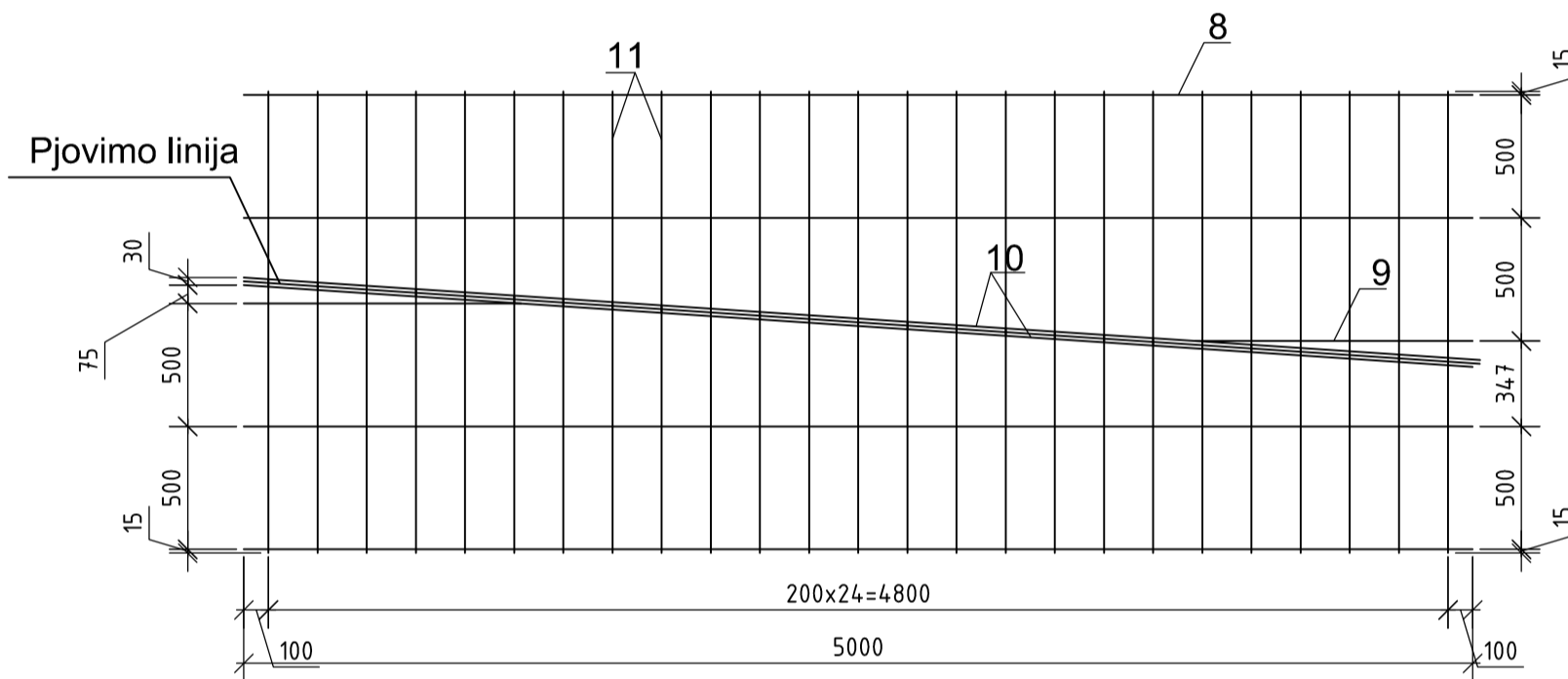
Tinklas T-7. Mastelis 1:20



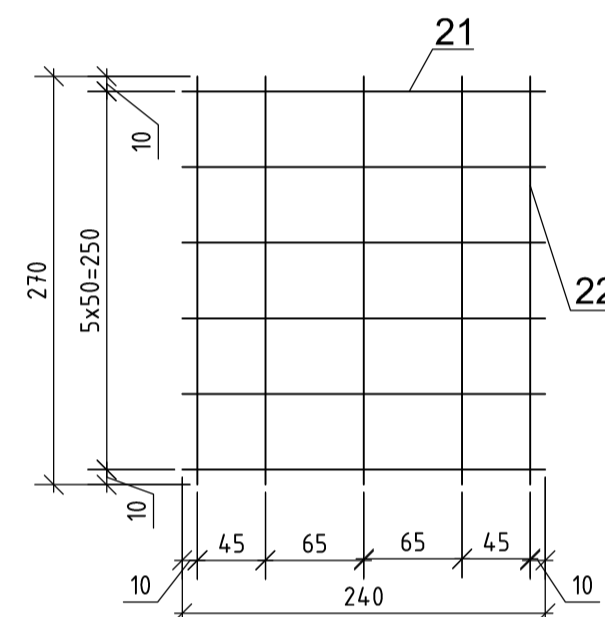
Tinklas T-6. Mastelis 1:20



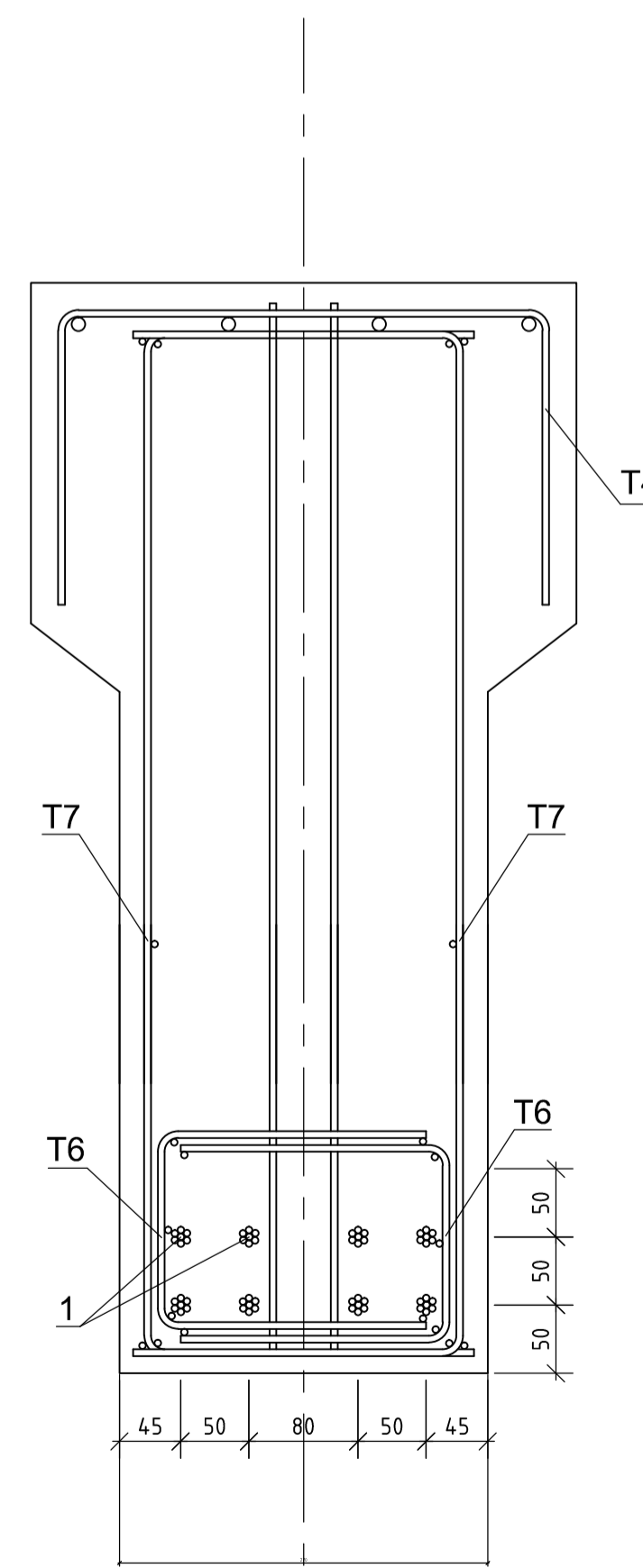
Tinklas T-1. Mastelis 1:30



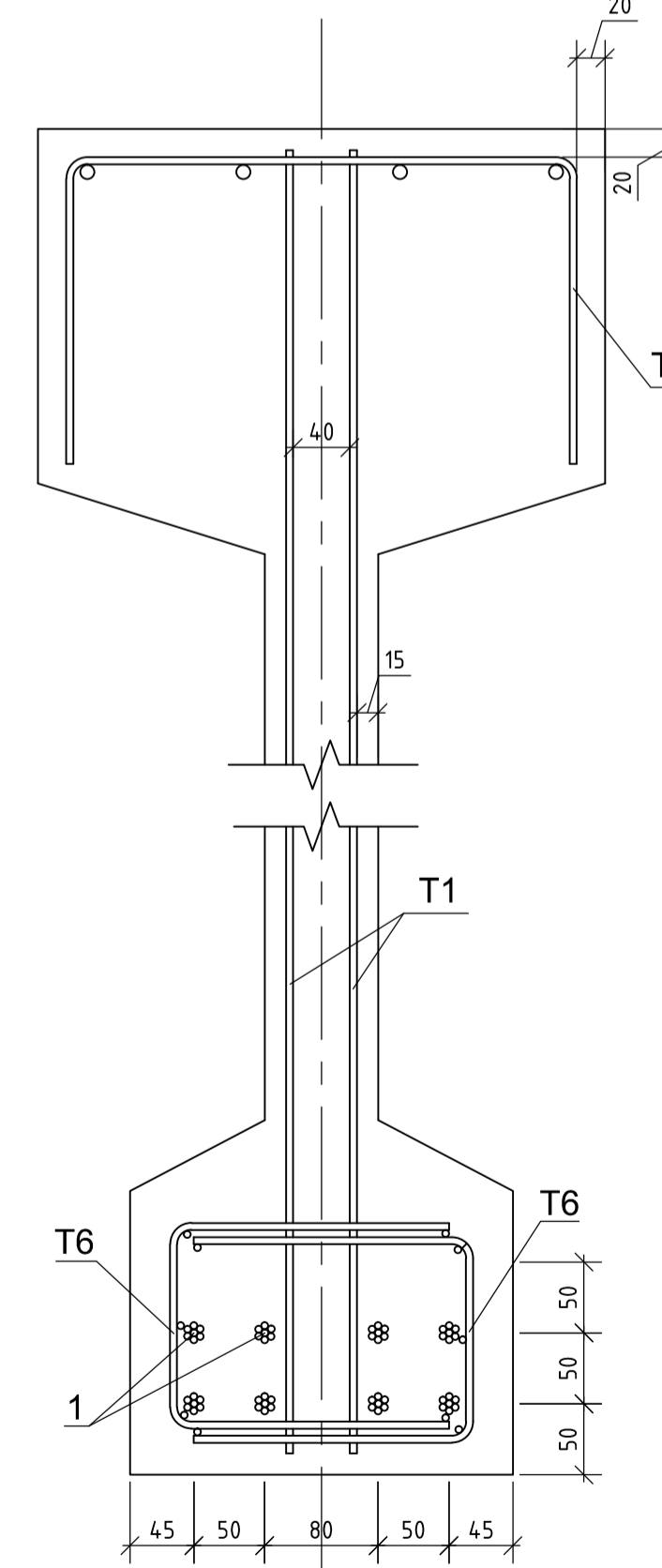
Tinklas T-8. Mastelis 1:5



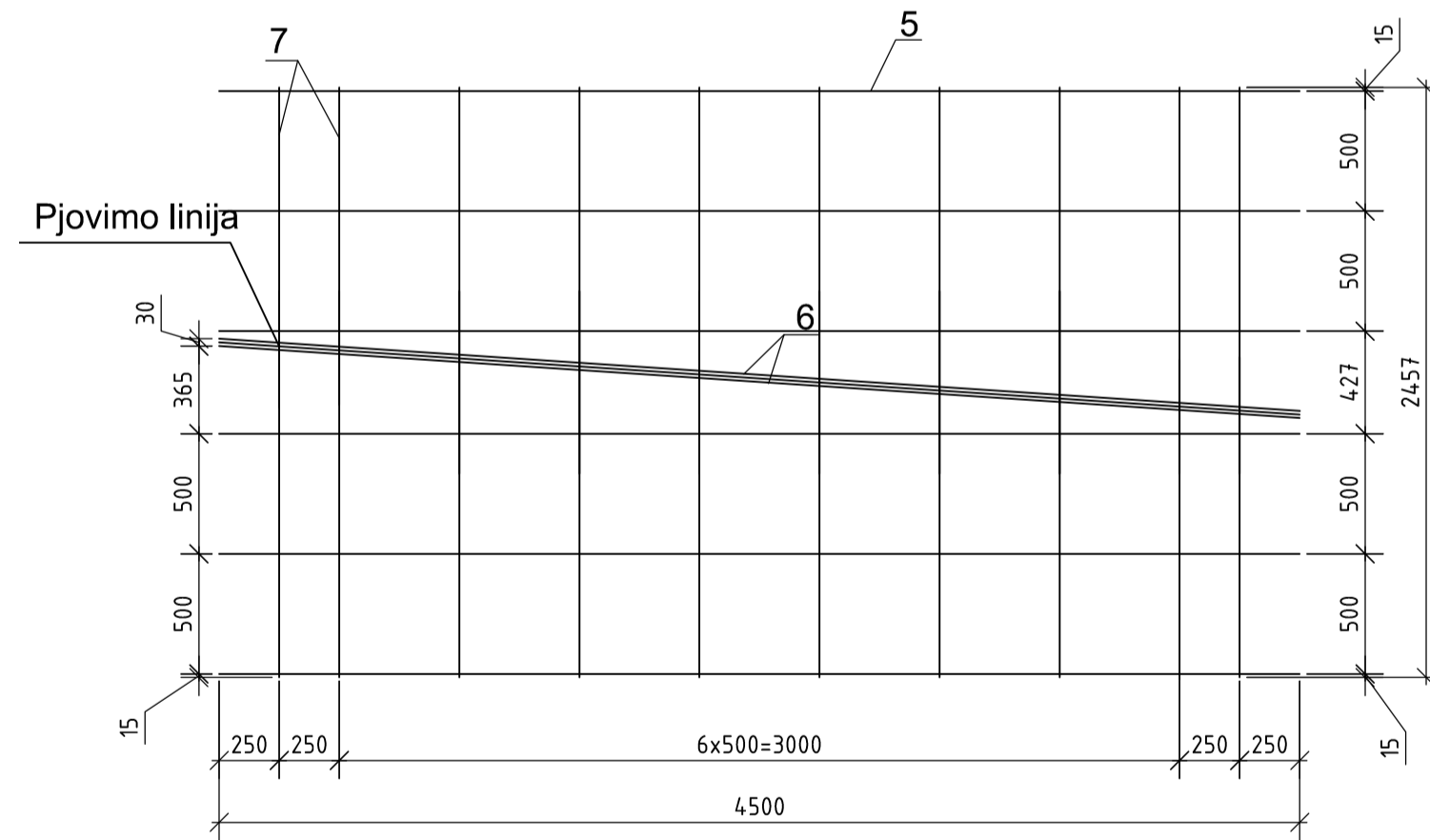
Pjūvis 5-5. Mastelis 1:5



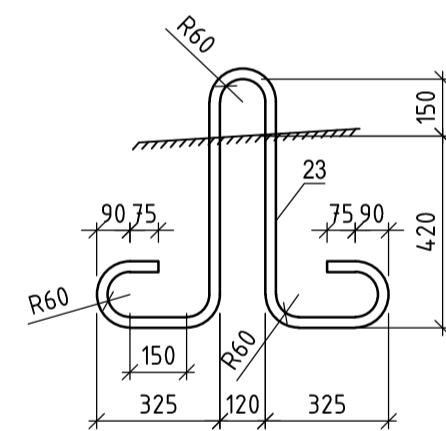
Pjūvis 6-6. Mastelis 1:5



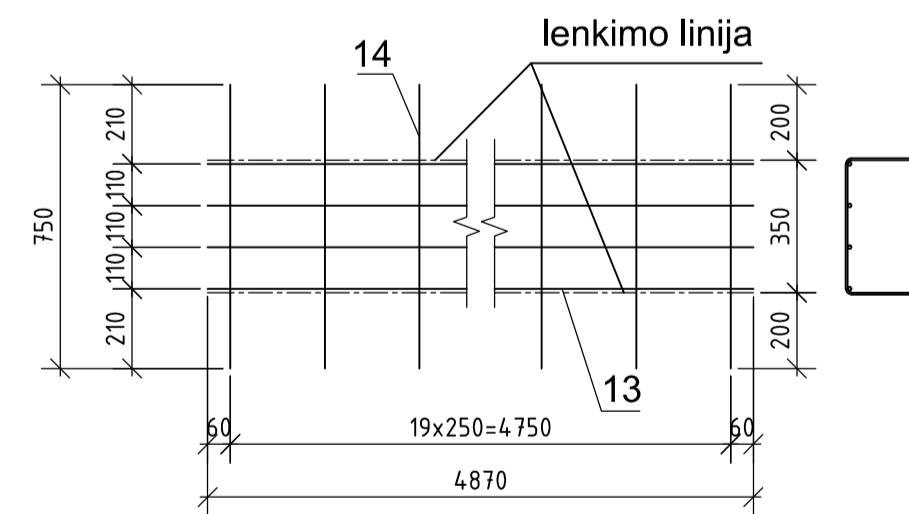
Tinklas T-2. Mastelis 1:30



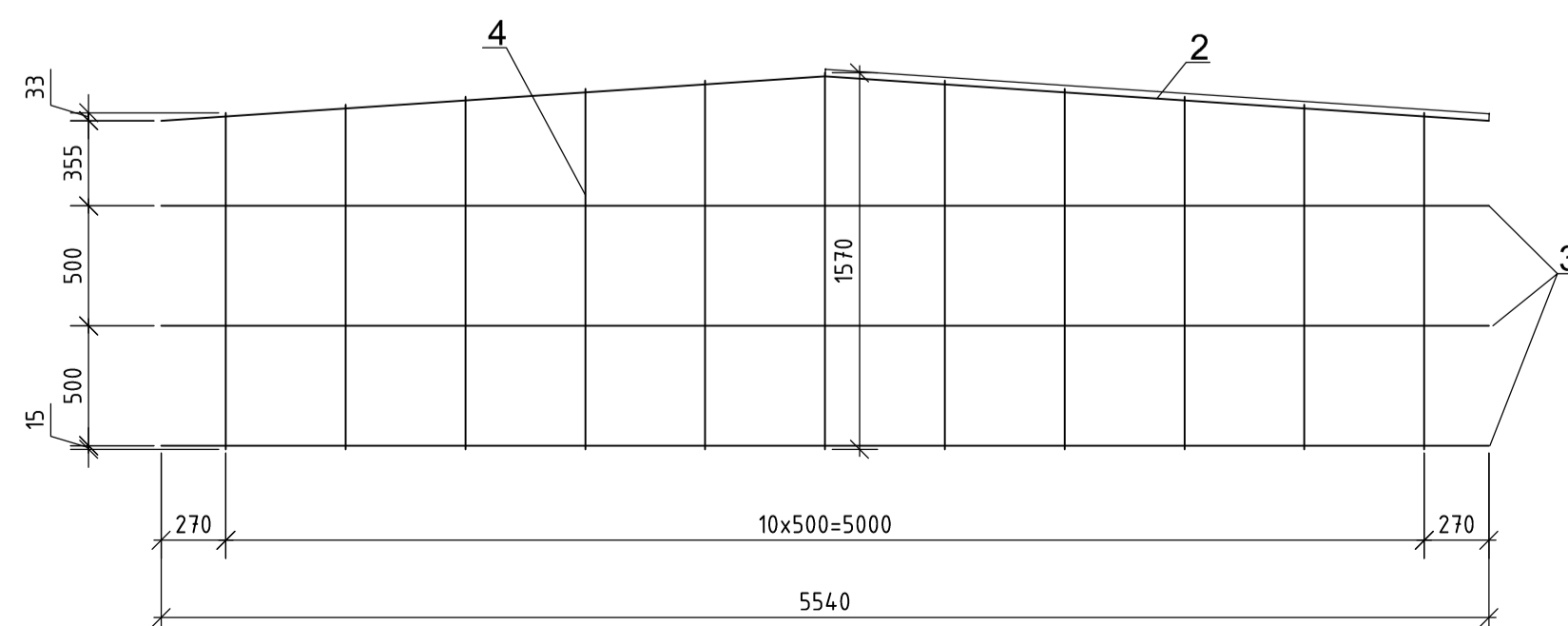
Pakėlimo kilpa PK-1. Mastelis 1:20



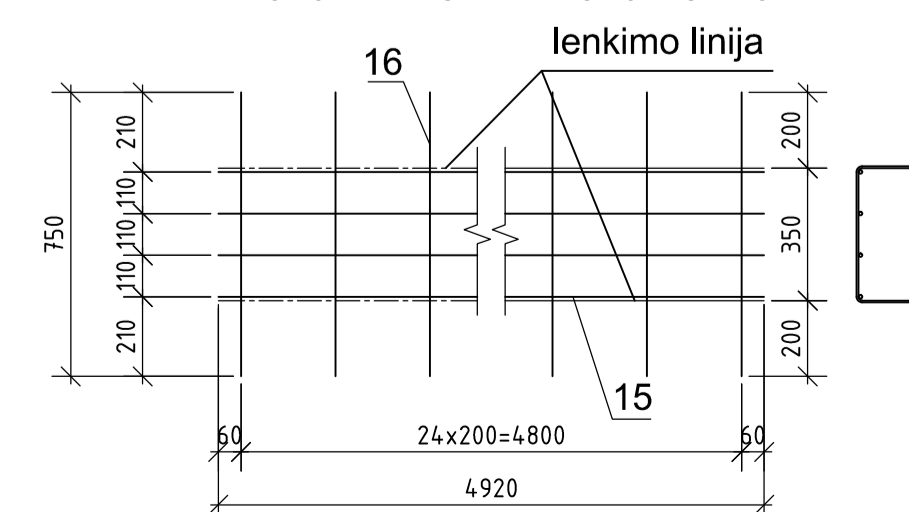
Tinklas T-4. Mastelis 1:20



Tinklas T-3. Mastelis 1:30



Tinklas T-5. Mastelis 1:20



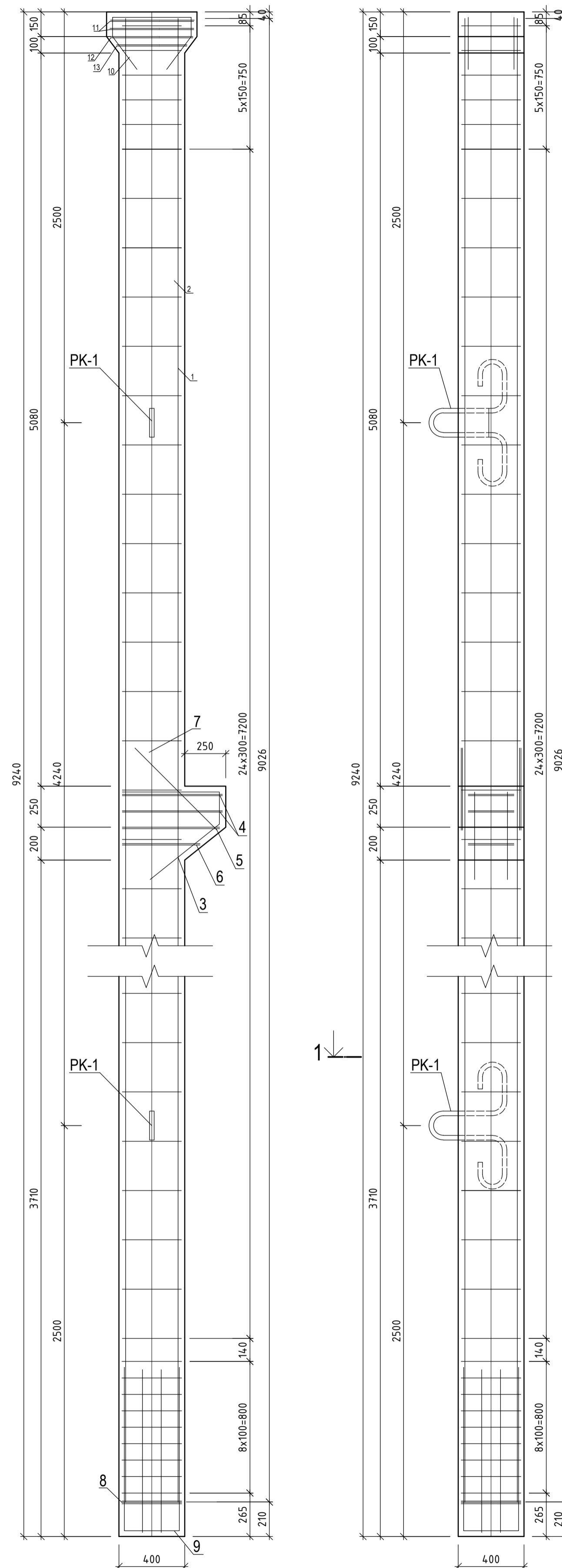
DVIŠLAITĖS SIJOS MEDŽAGŲ ŽINIARAŠTIS							
Pozicija	Žymėjimas	Pavadinimas	Ilgis, mm	Kiekis, vnt	Masė, kg		Pastabos
					vieneto	viso	
	LST EN 206-1:2014	Betonas C35/45			6.494	202.26	
1	LST EN ISO 15835-1:2010	8Ø12, Y1770S	23453	8	25.28	202.26	Septynių gijų viela
Tinklas T-1							
				2		18.16	
2	LST EN ISO 15630-1:2011	Ø5, S400	3314	1	0.65	0.65	
3	LST EN ISO 15630-1:2011	Ø5, S400	3300	4	0.65	2.59	
4	LST EN ISO 15630-1:2011	Ø8, S400	16270	11	-	5.84	Ilgis duotas bendras
Tinklas T-2							
				2		28.23	
5	LST EN ISO 15630-1:2011	Ø5, S400	4500	6	0.88	5.29	
6	LST EN ISO 15630-1:2011	Ø5, S400	4511	2	0.88	1.77	
7	LST EN ISO 15630-1:2011	Ø8, S400	2457	8	0.88	7.06	
Tinklas T-3							
				2		32.98	
8	LST EN ISO 15630-1:2011	Ø5, S400	5000	4	0.98	3.92	
9	LST EN ISO 15630-1:2011	Ø5, S400	1130	2	0.22	0.44	
10	LST EN ISO 15630-1:2011	Ø5, S400	5000	2	0.98	1.96	
11	LST EN ISO 15630-1:2011	Ø8, S400	1180	24	0.42	10.17	
Tinklas T-4							
				2		30.56	
12	LST EN ISO 15630-1:2011	Ø10, S400	5000	4	3.09	12.34	
13	LST EN ISO 15630-1:2011	Ø5, S400	750	20	0.15	2.94	
Tinklas T-5							
				2		19.49	
14	LST EN ISO 15630-1:2011	Ø10, S400	4920	2	3.04	6.07	
15	LST EN ISO 15630-1:2011	Ø5, S400	750	25	0.15	3.68	
Tinklas T-6							
				22		46.14	
16	LST EN ISO 15630-1:2011	Ø5, S400	1640	5	0.32	1.61	
17	LST EN ISO 15630-1:2011	Ø5, S400	500	5	0.10	0.49	
Tinklas T-7							
				4		7.43	
19	LST EN ISO 15630-1:2011	Ø5, S400	440	5	0.09	0.43	
20	LST EN ISO 15630-1:2011	Ø8, S400	1324	3	0.48	1.43	
Tinklas T-8							
				6		3.28	
21	LST EN ISO 15630-1:2011	Ø5, S400	240	6	0.05	0.28	
22	LST EN ISO 15630-1:2011	Ø5, S400	270	5	0.05	0.26	
Pakėlimo kilpos PK-1							
				2		21.46	
23	LST EN ISO 15630-1:2011	Ø28, S240	2200	1	10.73	10.73	
Inkariniai varžtai INK-1							
						2.20	
24	LST EN ISO 15630-1:2011	Ø25, S240	350	7	2.20	15.40	

Pastabos:

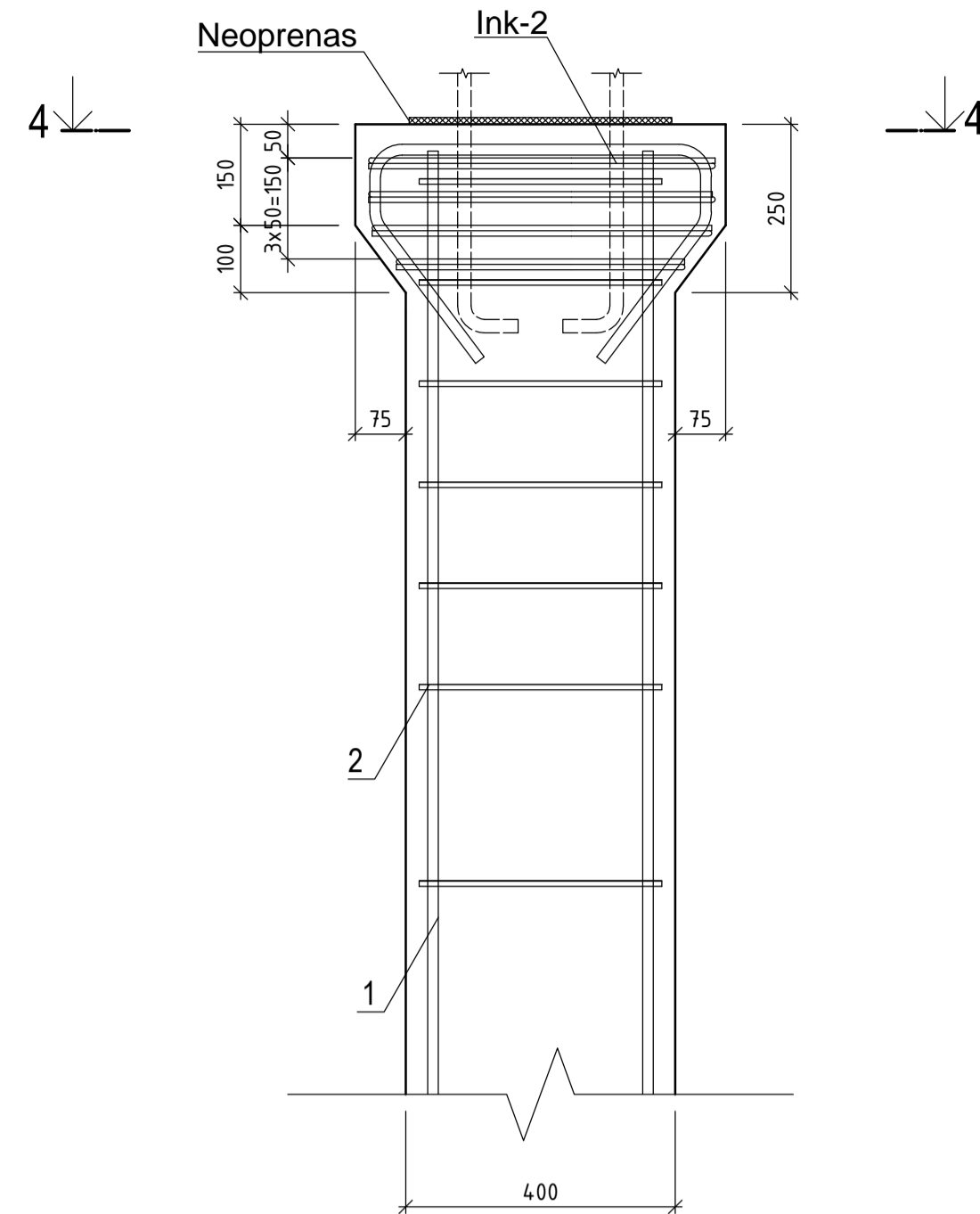
1. Naudojami lynai 8Ø12.5 mm Y1770S, skerspjūvio plotas 744mm²;
2. Charakteristinis vielos tempiamasis stipris 1770 MPa;
3. Betono klasė C35/45;
4. Vietas atleisti iš lėto, betonui pasiekus 70% stiprumą;
5. Pakėlimo kilpas prišti prie sijos armatūros karkaso;
6. Norminis kubinis betono stiprumas gaminio pakėlimo metu turi būti ne mažesnis už 8 MPa;
7. Aplinkos sąlygų klasė - XC1.

Grupė	KTU Statybos ir Architektūros fakultetas		Magistro baigiamasis darbas
SSM-5	Studentas J.K. Davidavičius	2016-11-27	Sandėlio su administracinėmis patalpomis laikiniosios konstrukcijos
	Vadovas G. Cielis	2016-	
	Konsult. M. Augonis	2016-	
	Konsult.	2016-	
	Konsult.	2015-	Dvišlaitė gelžbetoninė sija
Pr. etapas	Statybinių konstrukcijų katedra, LT - 51367 Studentų 48, Kaunas		2016-MBD-SK
MBD			Lapas 3

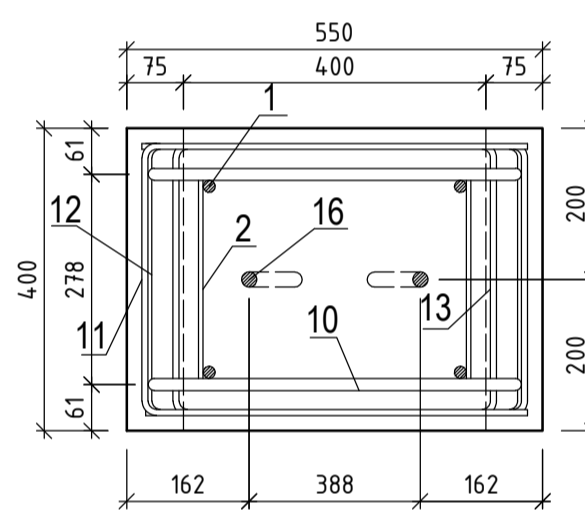
GELŽBETONINĖ KOLONA. Mastelis 1:20



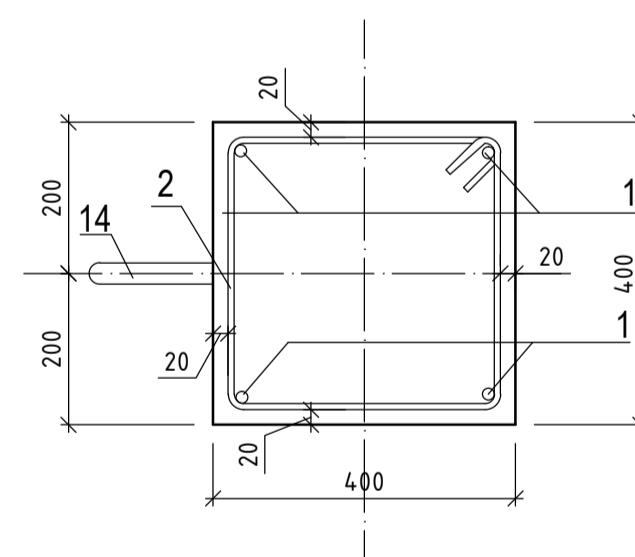
Kolonos viršūnė. Mastelis 1:10



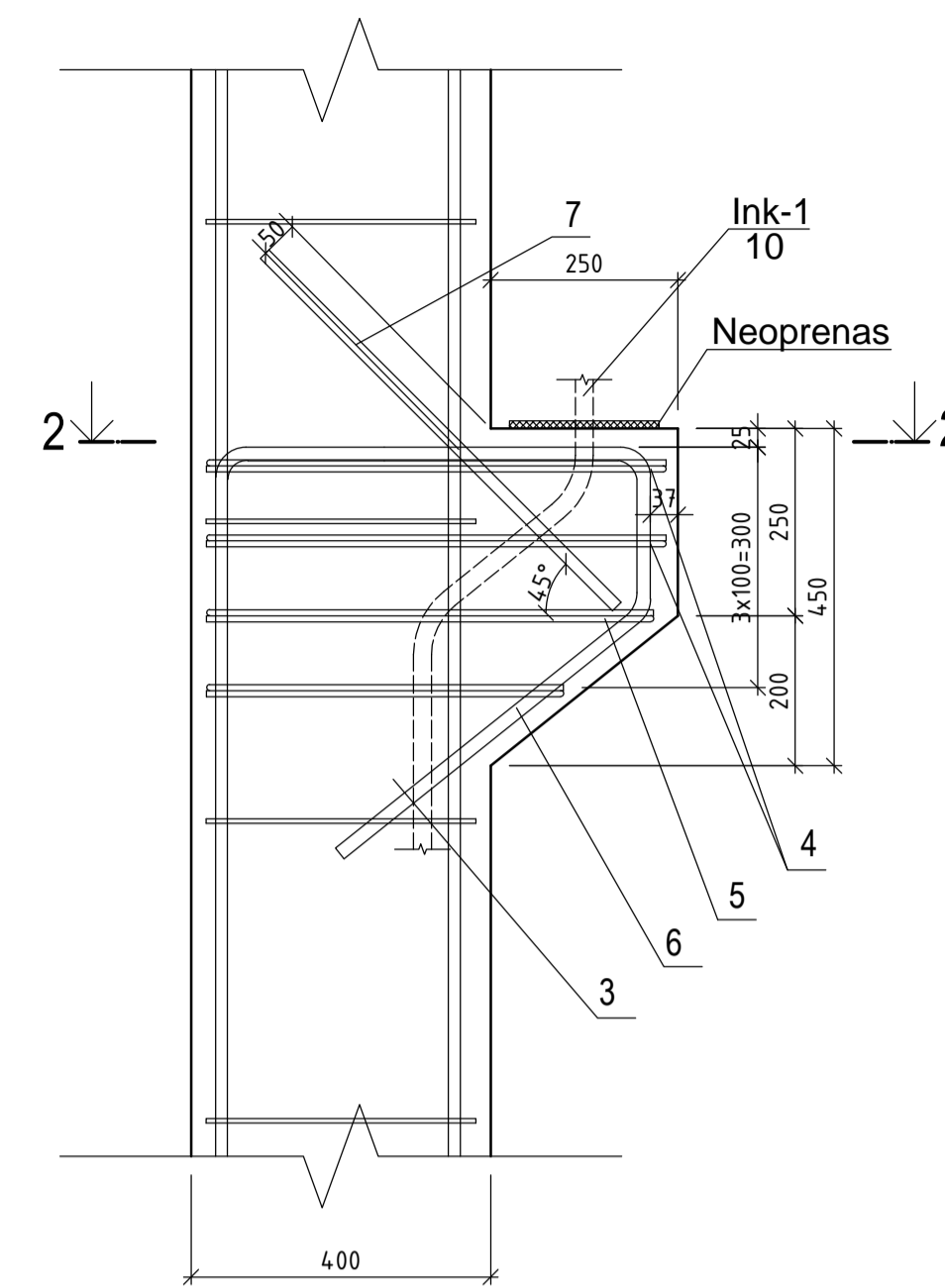
Pjūvis 4-4. Mastelis 1:10



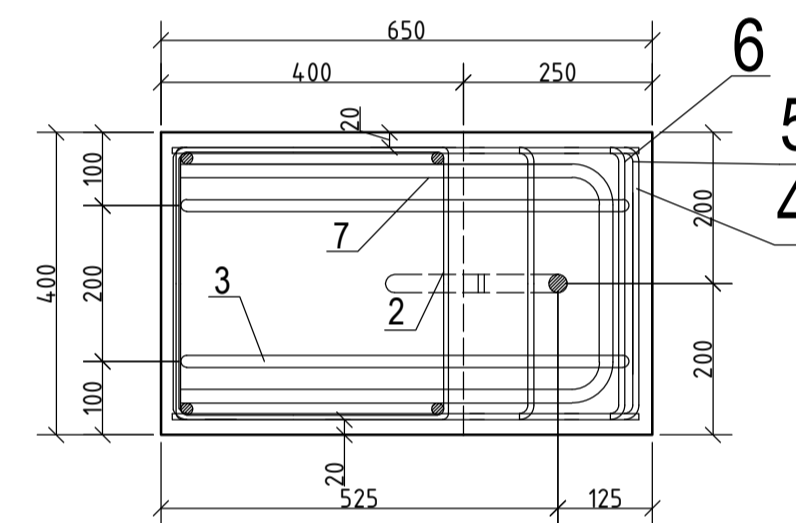
Pjūvis 1-1. Mastelis 1:10



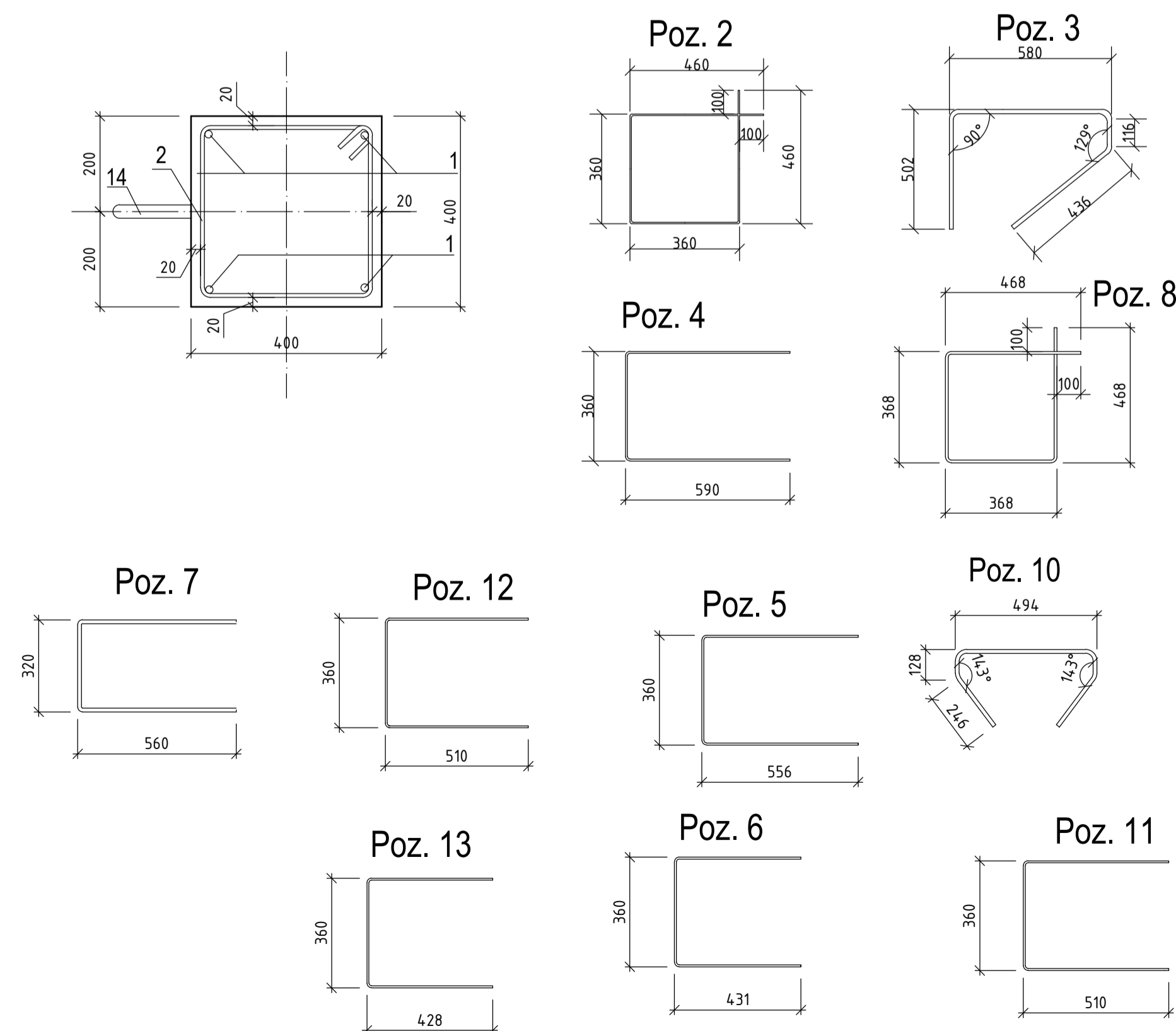
Kolonos gembė. Mastelis 1:10



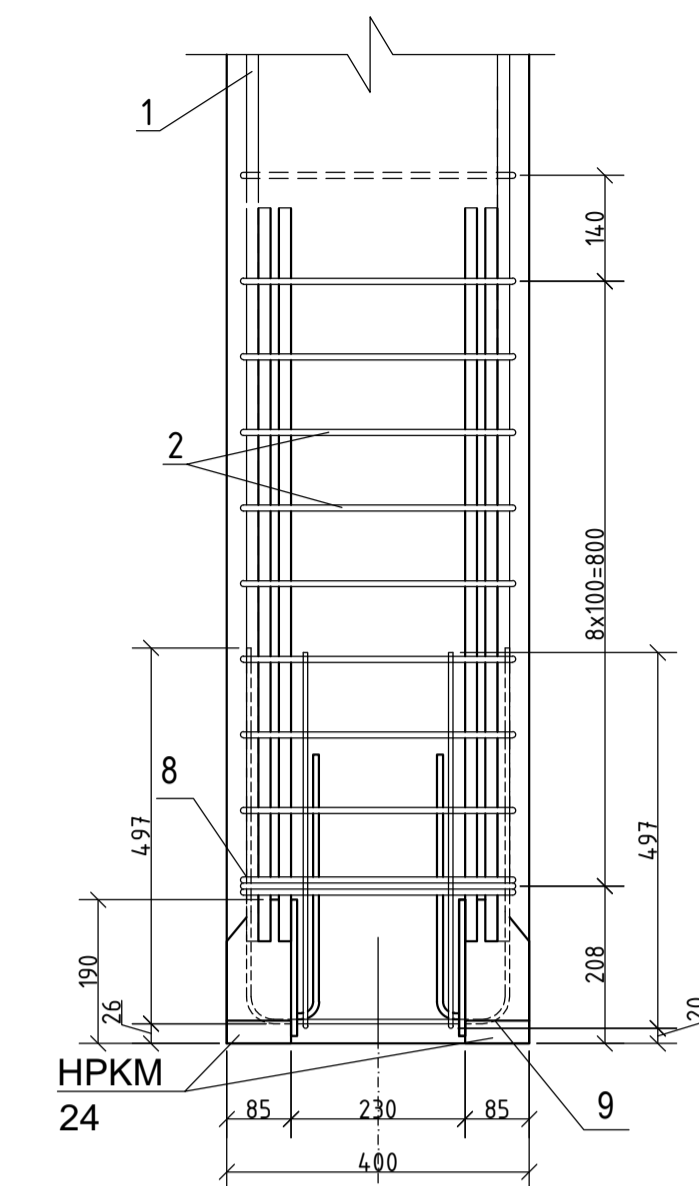
Pjūvis 2-2. Mastelis 1:10



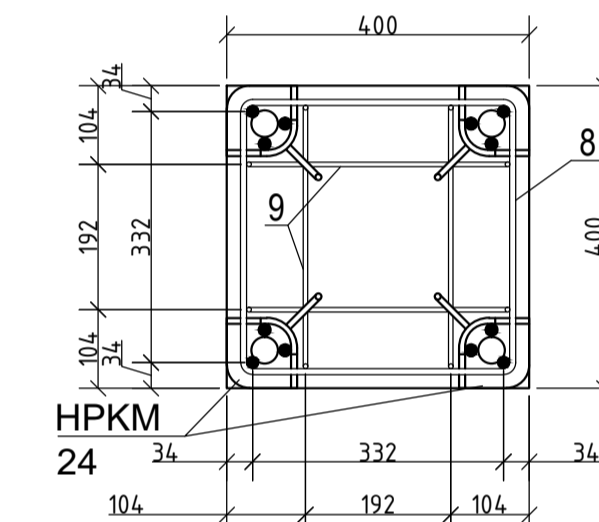
Armatūros lankstiniai. Mastelis 1:20



Kolonos bazė. Mastelis 1:10



Pjūvis 3-3. Mastelis 1:10



Kolonos medžiagų kiekių žiniaraštis

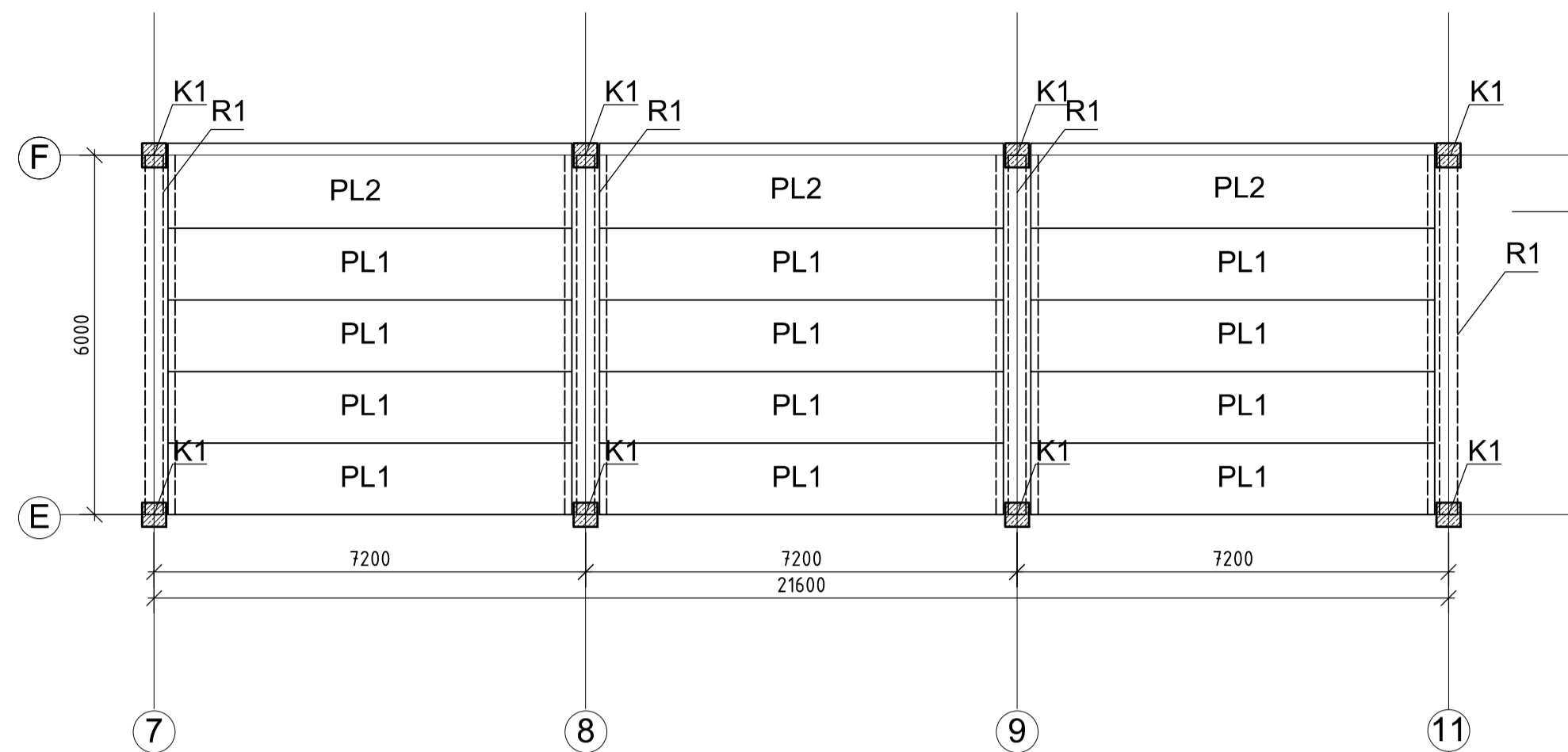
Pozicija	Žymėjimas	Pavadinimas	Ilgis, mm	Kiekis, vnt	Masė, kg		Pastabos
					vieneto	viso	
	LST EN 206-1:2002	Betonas C25/30			2.765	2.77	m ³
		Armatūros karkasas AK-1		1		193.03	
1	LST EN ISO 15630-1:2003	ø16, S500	8990	4	34.64	138.55	
2	LST EN ISO 15630-1:2003	ø6, S240	1640	24	0.59	14.13	
3	LST EN ISO 15630-1:2003	ø18, S500	1634	2	4.88	9.75	
4	LST EN ISO 15630-1:2003	ø6, S240	1540	4	0.55	2.21	
5	LST EN ISO 15630-1:2003	ø6, S240	1472	2	0.53	1.06	
6	LST EN ISO 15630-1:2003	ø6, S240	1222	2	0.44	0.88	
7	LST EN ISO 15630-1:2003	ø18, S240	1440	2	2.88	5.75	
8	LST EN ISO 15630-1:2003	ø6, S500	1672	5	1.48	7.42	
9	LST EN ISO 15630-1:2003	ø10, S500	2232	4	1.38	5.51	
10	LST EN ISO 15630-1:2003	ø16, S500	1242	2	1.96	3.92	
11	LST EN ISO 15630-1:2003	ø6, S240	1380	4	0.50	1.98	
12	LST EN ISO 15630-1:2003	ø6, S240	1380	2	0.50	0.99	
13	LST EN ISO 15630-1:2003	ø6, S240	1216	2	0.44	0.87	
		Pakėlimo kilpos PK-1		2		23.92	
14	LST EN ISO 15630-1:2003	ø28, S240	2474	1	11.96	11.96	
		Inkariniai strypai INK-1		2		8.71	
15	LST EN ISO 15630-1:2003	ø25, S240	1130	1	4.35	4.35	
		Inkariniai strypai INK-2		4		13.71	
16	LST EN ISO 15630-1:2003	ø20, S240	1390	1	3.43	3.43	
		Įdėtinės detalės		4		252.40	
17	EN 10025-2	HPKM 24		1	63.10	63.10	
					Iš viso metalo:	491.77	

Pastabos:

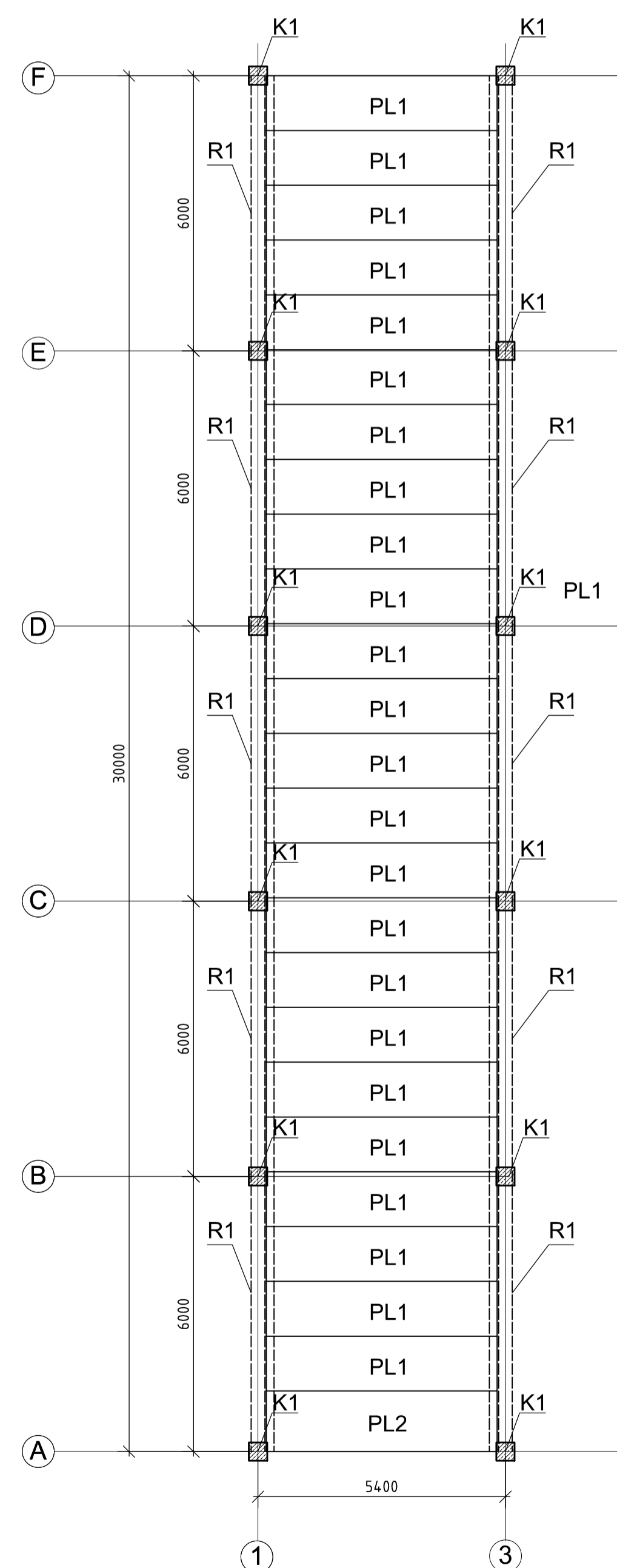
1. Betono klasė C25/30;
2. Išilginės armatūros klasė S500;
3. Betono apsauginis sluoksnis 20 mm.;
4. Pakėlimo kilpas prišti prie kolonos armatūros karkaso;
5. Lankstiniams duoti išoriniai matmenys ;
6. Kolonos padus inkaruoti pagal PEIKKO rekomendacijas;
7. Norminis kubinis betono stiprumas gaminio pakėlimo metu turi būti ne mažesnis už 8 MPa.

Grupė	KTU Statybos ir Architektūros fakultetas	Magistro baigiamasis darbas
SSM-5	Studentas J.K. Davidavičius 2016-11-27	Sandėlio su administracinėmis patalpomis laikiniosios konstrukcijos
	Vadovas G. Cinelis 2016-	
	Konsult. M. Augonis 2016-	
	Konsult. 2016-	
	Konsult. 2015-	Geležbetoninė kolona; kolonos gembė; kolonos bazė; kolonos viršūnė; pjūviai.
Pr. etapas	Statybinų konstrukcijų katedra, LT - 51367 Studentų 48, Kaunas	2016-MBD-SK
MBD		Lapų 4

Konstrukcijų išdėstymo planas. Mastelis 1:100

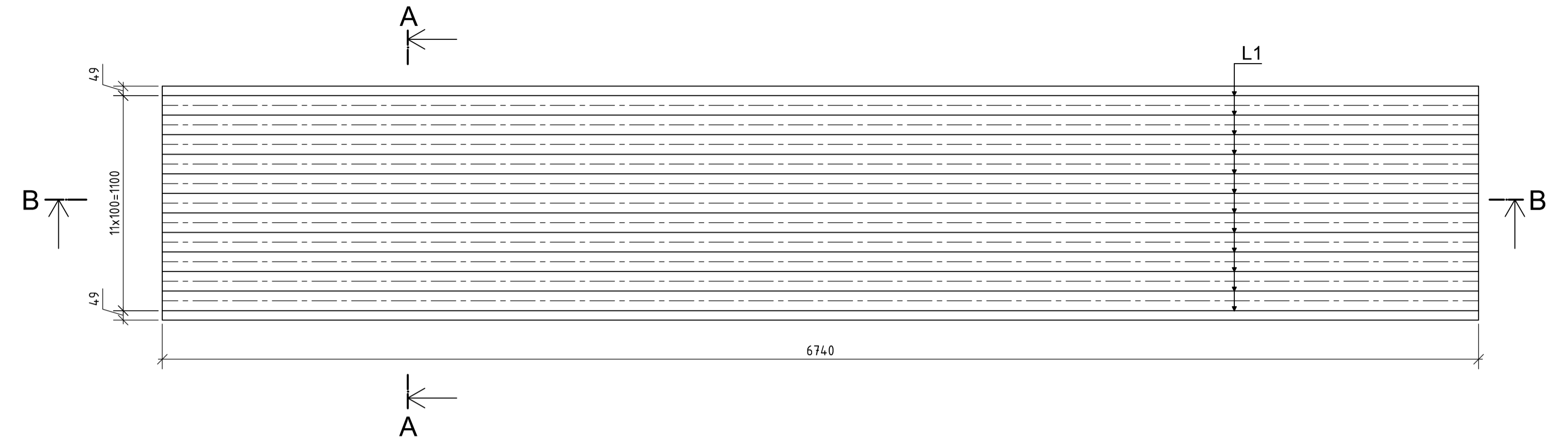


Konstrukcijų išdėstymo planas. Mastelis 1:100

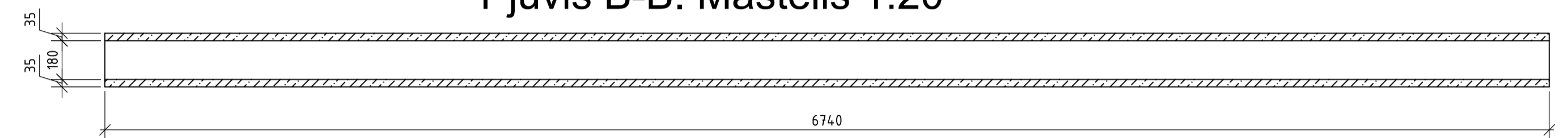


Sutartiniai žymėjimai:
 K1 - Gelžbetoninės kolonos 400x400
 R1 - Rygėlis
 PL1 - Kiaurymėtosios plokštės HCS250, plotis 1200 mm
 PL2 - Kiaurymėtosios plokštės HCS250, plotis 1300 mm

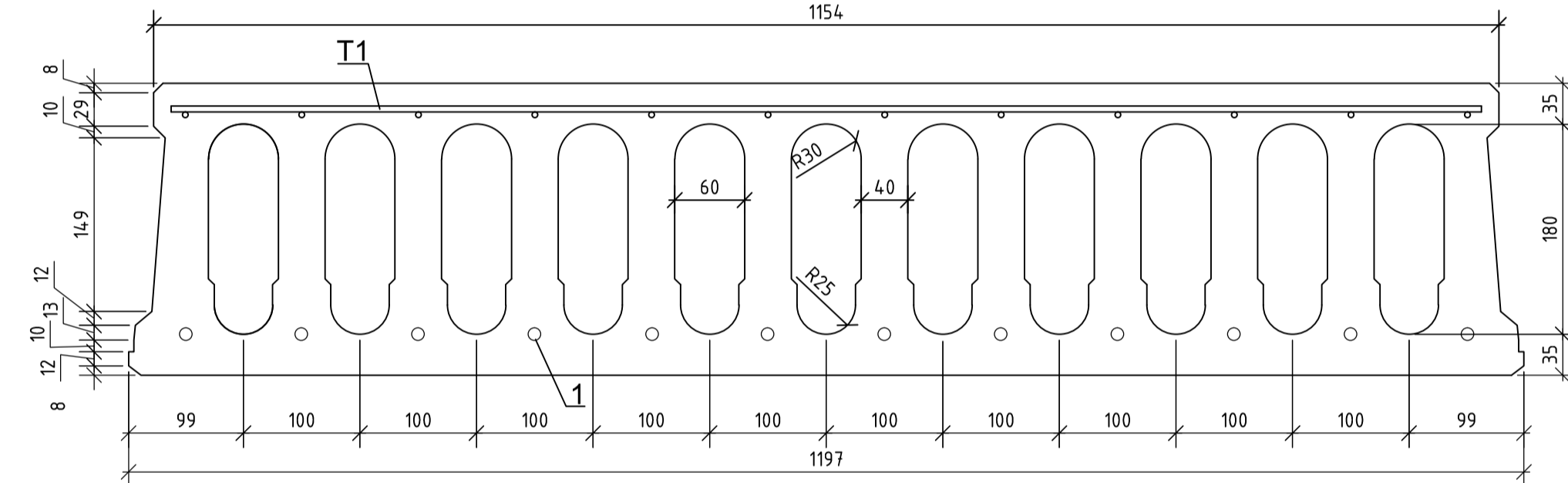
Kiaurymėtoji denginio plokštė. Mastelis 1:20



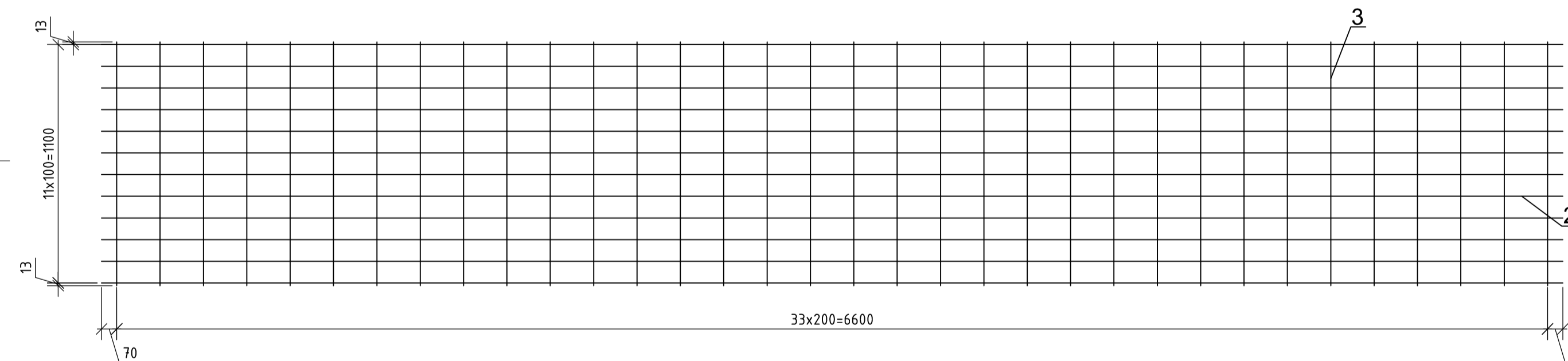
Pjūvis B-B. Mastelis 1:20



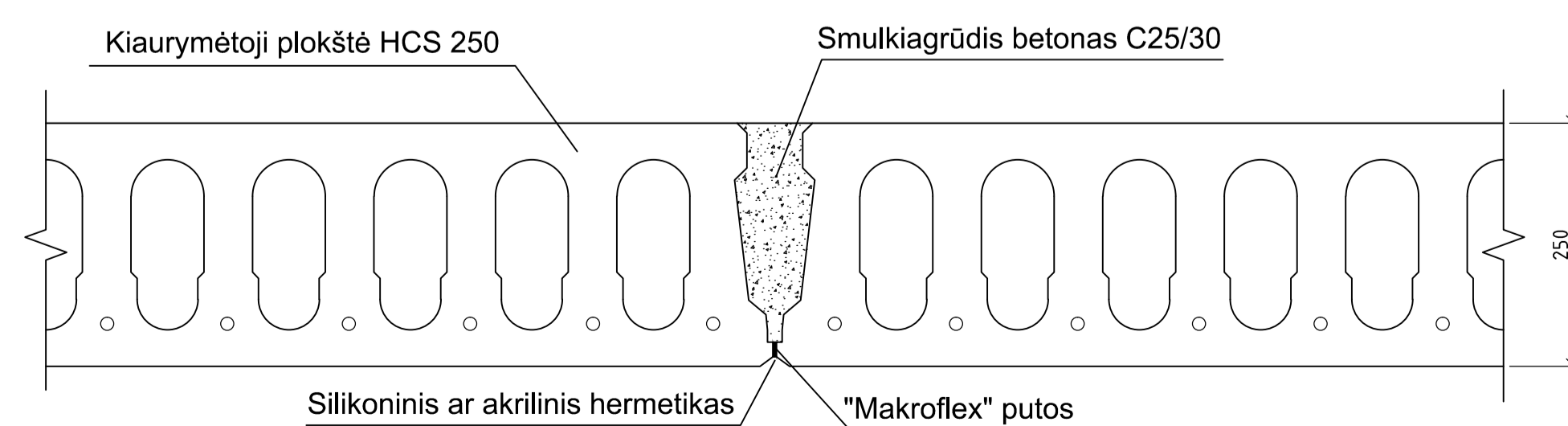
Pjūvis A-A. Mastelis 1:5



Armatūros tinklas T-1. Mastelis 1:20



Plokščių sandūrų įrengimo mazgas. Mastelis 1:5



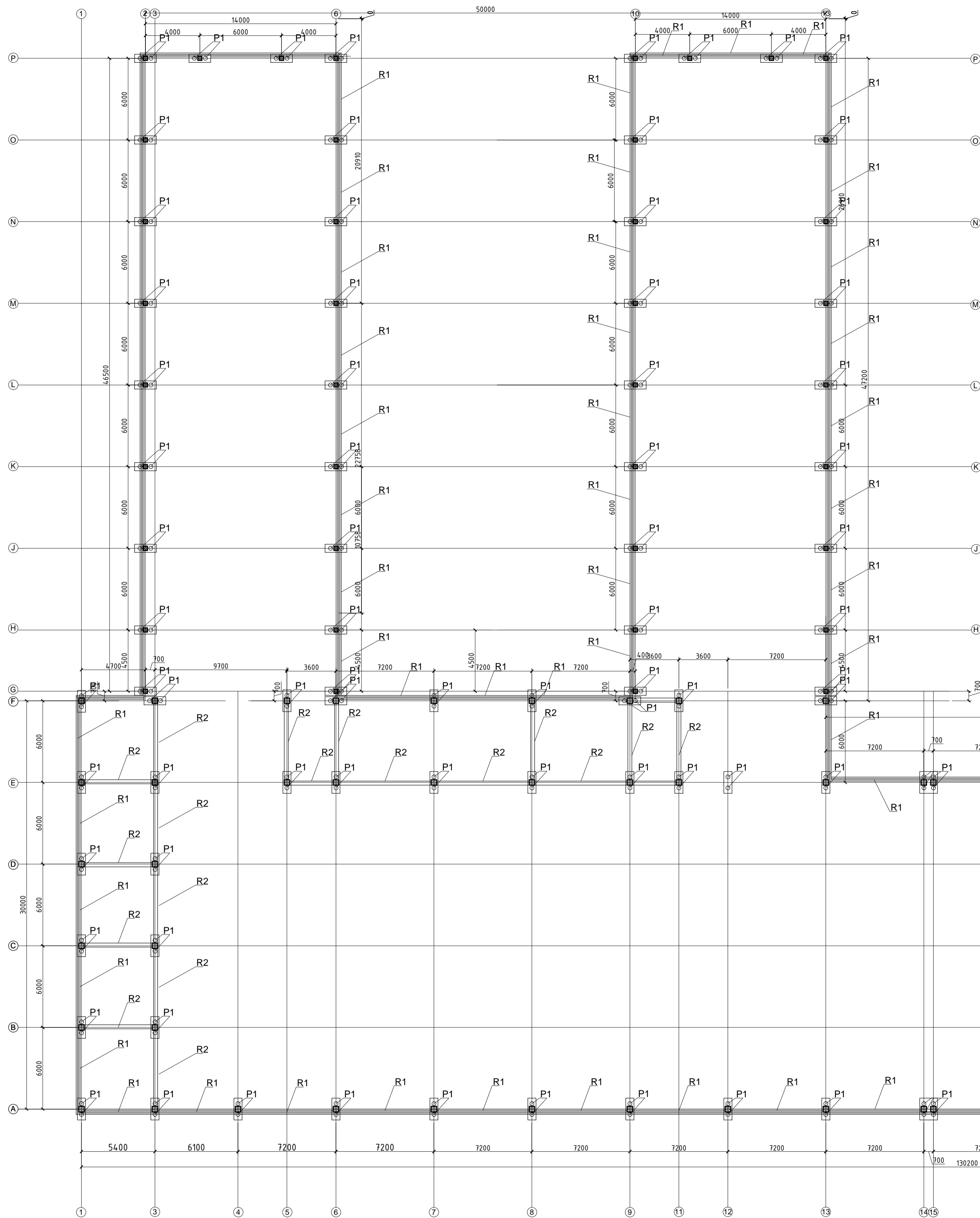
KIAURYMĖTOS PLOKŠTĖS MEDŽIAGŲ ŽINIARAŠTIS							
Pozicija	Žymėjimas	Pavadinimas	Ilgis, mm	Kiekis, vnt	Masė, kg		Pastabos
					vieneto	viso	
	LST EN 206-1:2014	Betonas C30/37			1	1.00	m ³
		Lynai L-1			1	13.39	
1	LST EN ISO 15835-1:2010	Ø9,3, Y1860S	6740	12	1.12	13.39	
		Tinklas T-1			1	18.35	
2	LST EN ISO 15630-1:2011	Ø5, S400	6740	12	1.04	12.46	
3	LST EN ISO 15630-1:2011	Ø5, S400	1126	34	0.17	5.90	
					Iš viso metalo	31.74	

Pastabos:

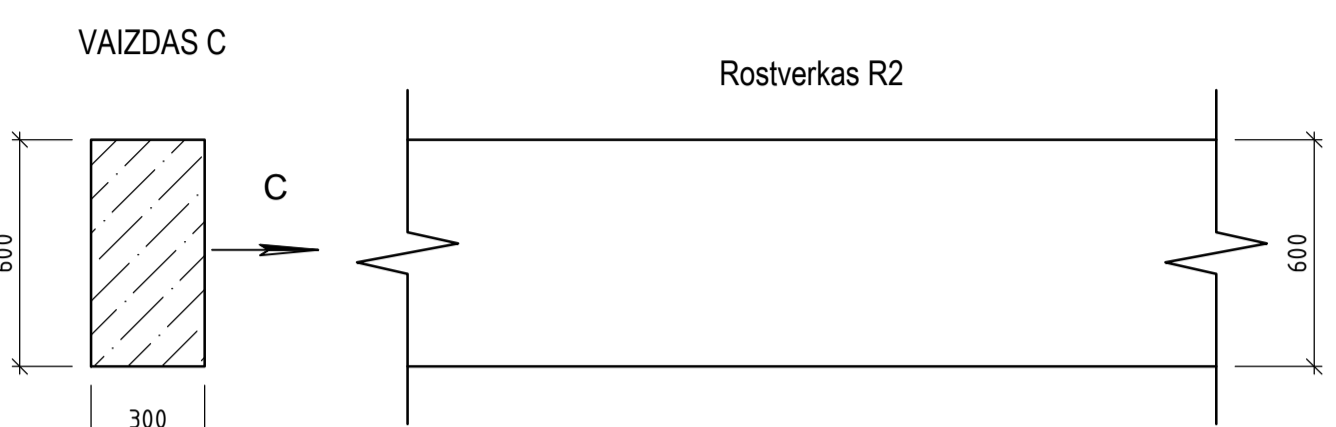
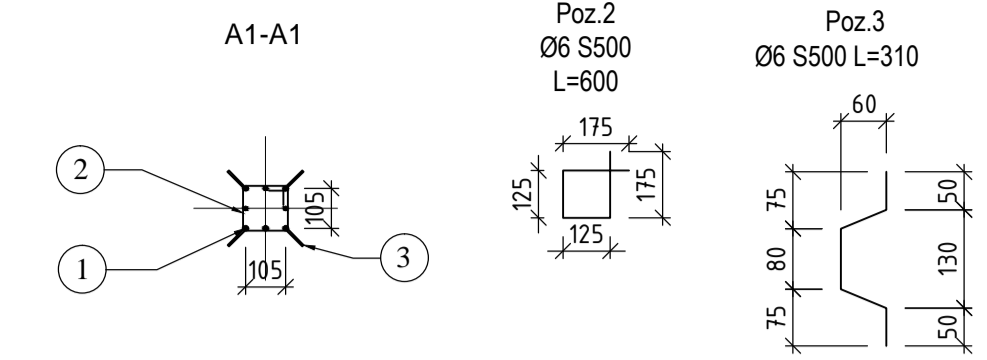
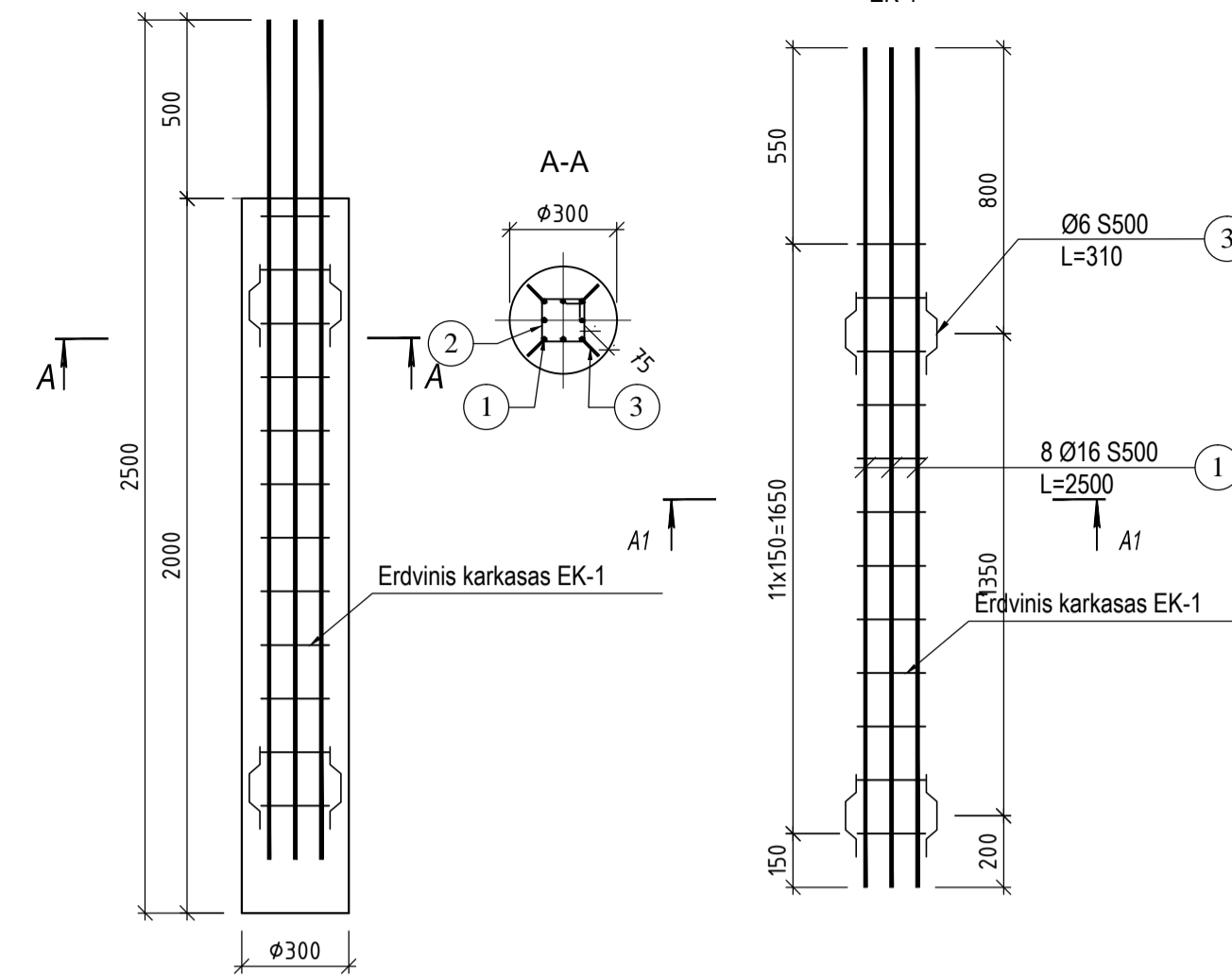
1. Naudojami lynai Ø9,3 mm Y1860S, skerspjūvio plotas 52,2 mm²;
2. Charakteristinis lynų tempiamasis stipris 1860 MPa;
3. Betono klasė C30/37;
4. Lynus atleisti betonui pasiekus 70% stiprumą;
5. Norminis kubinis betono stiprumas gaminių pakėlimo metu turi būti ne mažesnis už 8 MPa;
6. Betono apsauginis sluoksnis lynams - 30 mm., neįtemptai armatūrai - 25 mm.;
7. Aplinkos sąlygų klasė - XC1.

Grupė	KTU Statybos ir Architektūros fakultetas		Magistro baigiamasis darbas
SSM-5	Studentas J.K. Davidavičius	2016-11-27	Sandėlio su administracinėmis patalpomis laikančiosios konstrukcijos
	Vadovas G. Cinelis	2016-	
	Konsult. M. Augonis	2016-	Konstrukcijų išdėstymo planas; Kiaurymėtoji denginio plokštė; armatūros tinklas
	Konsult.	2016-	
	Konsult.	2015-	
Pr. etapas	Statybinių konstrukcijų katedra, LT - 51367 Studentų 48, Kaunas		2016-MBD-SK
MBD			Lapas 5
			Lapų 6

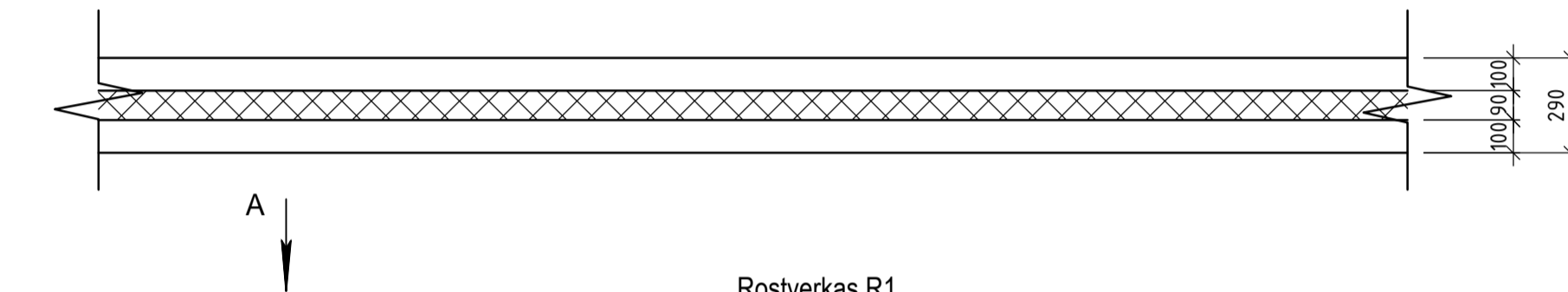
PAMATŲ PLANAS Mastelis 1:200



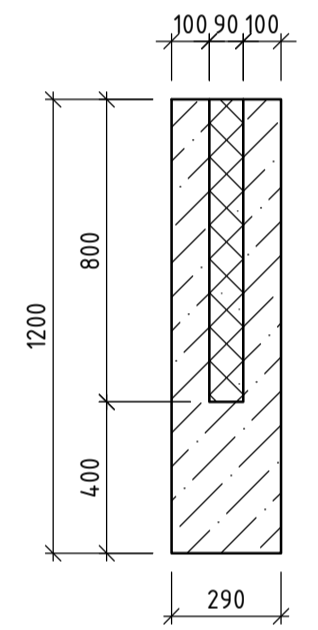
GRĘŽTINIS POLIS GP-1. Ø300



VAIZDAS A



VAIZDAS B



MEDŽIAGŲ ŽINIAŠTIS						
POZICIJA	ZYMEJIMAS	PAVAZDIMAS	KIEKIS vnt	SVORIS kg	PASTABOS	
GRĘŽTINIAI POLIAI GP-1 Ø300						
	ERDVINIS KARKASAS EK-1		1			
1	LST EN ISO 15630-1:2011 ARMATŪRA S500 Ø 16 L=2500		4	3 95	15 78	
2	LST EN ISO 15630-1:2011 ARMATŪRA S500 Ø 6 L=600		11	0 13	1 46	
3	LST EN ISO 15630-1:2011 ARMATŪRA S500 Ø 6 L=310		8	0 07	0 55	
				Viso:	17 80 kg	

- PASTABOS:
- Gręžinių polių betono klasė C25/30 XC2, pagal LST EN 206:2014.
 - Gręžinių polių skersinė armatūra (poz.2) gali būti įrengiama spirale arba atskromis sankabomis išlaikant nurodytą žingsnį.
 - Armatūros karkasų suvirinimą vykdyti pusautomatiškai pagal LST EN ISO 17660-1:2006 ir LST EN ISO 17660-2:2006.
 - Matmenys duoti milimetrais.

Grupė	KTU Statybos ir Architektūros fakultetas		Magistro baigiamasis darbas	
SSM-5	Studentas J.K. Davidavičius	2016-11-27	Sandėlio su administracinėmis patalpomis laikanchiosios konstrukcijos	
	Vadovas G. Cinelis	2016-		
	Konsult.	2016-		
	Konsult.	2016-		
	Konsult.	2015-		
Pr.etapas	Statybinų konstrukcijų katedra, LT - 51367 Studentų 48, Kaunas		Pamatų planas; Gręžtinis polis P1; Rostverkas R1; Rostverkas R2	
MBD	2016-MBD-SK		Lapas	Lapų
			6	6