



**KAUNO TECHNOLOGIJOS UNIVERSITETAS
STATYBOS IR ARCHITEKTŪROS FAKULTETAS**

Gediminas Rinkevičius

**GELŽBETONINIŲ TILTŲ PAŽAIDŲ IR JŲ ĮTAKOS TILTŲ
STANDUMUI ANALIZĖ**

Baigiamasis magistro projektas

Vadovas

Doc. dr. Mindaugas Augonis

KAUNAS, 2017

**KAUNO TECHNOLOGIJOS UNIVERSITETAS
STATYBOS IR ARCHITEKTŪROS FAKULTETAS**

**GELŽBETONINIŲ TILTŲ PAŽAIDŲ IR JŲ ĮTAKOS TILTŲ
STANDUMUI ANALIZĖ**

Baigiamasis magistro projektas
Statybos inžinerija (621H20001)

Vadovas

Doc. dr. Mindaugas Augonis

Recenzentas Lekt. dr. Juozas Vaičiūnas

Projektą atliko

Gediminas Rinkevičius

KAUNAS, 2017



KAUNO TECHNOLOGIJOS UNIVERSITETAS
STATYBOS IR ARCHITEKTŪROS FAKULTETAS

(Fakultetas)

Gediminas Rinkevičius

(Studento vardas, pavardė)

Statybos inžinerija, 621H20001

(Studijų programos pavadinimas, kodas)

„Gelžbetoninių tiltų pažaidų ir jų įtakos tiltų standumui analizė“

AKADEMINIO SAŽININGUMO DEKLARACIJA

20 17 m. Gegužės 24 d.
Kaunas

Patvirtinu, kad mano, **Gedimino Rinkevičiaus**, baigiamasis projektas tema „Gelžbetoninių tiltų pažaidų ir jų įtakos tiltų standumui analizė“ 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

Santrauka (lietuvių kalba)	4
Santrauka (anglų kalba)	5
Įvadas.....	6
1. Literatūros apžvalga	7
1.1. Chloridų poveikis gelžbetoninėms konstrukcijoms	8
1.2. Metalų korozija	9
1.3. Konstrukcijų pleišėjimas	14
1.4. Betono ilgalaikiai poveikiai	17
2. Pažaidų įtakos tiltų standumui analizė.....	27
2.1. Tiriamojo objekto aprašymas	27
2.2. Tyrimų planas.....	28
2.3. Betono ilgalaikių poveikių skaitinė analizė	29
2.4. Betono amžiaus, pirmojo apkrovimo metu, įtaka tilto perdangos standumui.....	32
2.5. Valkšnumo koeficiento skaičiavimas.....	35
2.6. Perdangos standumo tyrimas, įvertinant betono valkšnumą ir galimas pažaidas	41
2.7. Armatūros korozijos įtaka tilto perdangos standumui	46
3. Tiltų per Pyvesą skaitinė analizė	55
3.1. Tiltų projektiniai duomenys	56
3.2. Tiltų apžiūros metu pastebėtos konstrukcijų pažaidos.....	56
3.3. Tiltų statinis bandymas	58
3.4. Tiltų perdangos skaitinė analizė.....	60
Išvados	64
Literatūros sąrašas	66
Priedai.....	71

Rinkevičius, Gediminas. GELŽBETONINIŲ TILTŲ PAŽAIDŲ IR JŲ ĮTAKOS TILTŲ STANDUMUI ANALIZĖ. Magistro baigiamasis projektas / vadovas doc. dr. Mindaugas Augonis; Kauno technologijos universitetas, Statybos ir architektūros fakultetas.

Mokslo kryptis ir sritis: technologijos mokslai, statybos inžinerija

Reikšminiai žodžiai: standumas, pažaidos, armatūros korozija, tiesinė, netiesinė, analizė
Kaunas, 2017. 70 p.

SANTRAUKA

Magistro baigiamajame darbe buvo tiriamas keturių angų nekarpytas gelžbetoninis sijinis sankryžos tiltas. Atlikta tilto perdangos standumo priklausomybės nuo betono ilgalaikių poveikių, armatūros korozijos ir konstrukcijų pleišėjimo, analizė. Nustatyta betono amžiaus, pirmojo apkrovimo metu, įtaka tilto perdangos standumui ir lenkiamųjų momentų persiskirstymui. Baigtinių elementų konstrukcijų analizės programa „SOFiSTiK“ buvo atlikta tiriamojo tilto perdangos tiesinė ir netiesinė analizės. Atliekant tiesinę konstrukcijų analizę buvo naudojamas efektyvusis betono tamprumo modulis, kuris sumažintas konstrukcijų pleišėjimą įvertinančiu deformacijos parametru α . Efektyvusis betono tamprumo modulis buvo apskaičiuotas naudojant valkšnumo koeficientą, nustatytą pagal dvi metodikas: Eurokodą ir Bažant-Baweja modelį B3. Tiesinės analizės metodu gauti rezultatai, redukuojant betono tamprumo modulį, buvo palyginti su netiesinės analizės metodu gautais rezultatais, tolimesniems skaičiavimams pasirenkant tikslesnį variantą.

Taip pat buvo atlikta 1968 metais pastatyto gelžbetoninio tilto per Pyvesą skaitinė analizė. Tiesinės ir netiesinės analizės metodais gauti perdangos sijų įlinkiai, dėl savojo konstrukcijų svorio ir statinio bandymo apkrovų poveikio, palyginti su faktiniais duomenimis.

Rinkevičius, Gediminas. ANALYSIS OF DAMAGES OF REINFORCED CONCRETE BRIDGES AND THEIR INFLUENCE TO BRIDGE STIFFNESS: Master`s thesis in Civil Engineering / supervisor assoc. prof. Mindaugas Augonis. The Faculty of Civil Engineering and Architecture, Kaunas University of Technology.

Research area and field: technology science, civil engineering

Key words: stiffness, damages, reinforcement corrosion, linear, non-linear, analysis

Kaunas, 2017. 70 p.

SUMMARY

In Master`s thesis was analysed of four span reinforced concrete continuous bridge. Influence of bridge deck stiffness to concrete long term effects, corrosion of reinforcement and concrete cracking was analysed. During the analysis, the influence of concrete age, at the time of first loading, to bridge deck stiffness and bending moment redistribution was determined. To perform linear and non-linear analysis of the investigated bridge deck finite element analysis program "SOFiSTiK" was used. The effective concrete stiffness modulus was decreased by deformation α parameter which takes in to account the concrete cracking in the linear analysis. Effective concrete stiffness modulus was calculated using creep coefficient, which was determined from two different methods: Eurocode and Bažant-Baweja model B3. Results of linear analysis were compared to non-linear analysis results, and more precise results were chosen for further calculations.

Also, numerical analysis of reinforced concrete bridge over the river Pyvesa built in 1968 was performed. Bridge deck girder deflections from self-weight and test loads were estimated using linear and non-linear analysis methods and compared to actual data.

IVADAS

Magistro baigiamojo darbo tyrimo objektas – gelžbetoninis sankryžos tiltas. Tiltas sudarytas iš keturių tarpatramių, bendras perdangos ilgis – 71 m. Tiltu perdanga – nekarpyta, sijinė.

Darbo tikslas – atlikti tiriamojo tilto skaitinę analizę, nustatant galimų pažaidų ir betono ilgalaikių poveikių įtaką tilto perdangos standumui.

Tiksliui pasiekti buvo nagrinėjami tokie uždaviniai:

- atlikta literatūros apžvalga, kurioje aptartos galimos gelžbetoninių tiltų pažaidos bei betono ilgalaikiai poveikiai ir jų įtaka tiltų laikančiosioms konstrukcijoms;
- atlikta betono ilgalaikių poveikių skaitinė analizė;
- ištirta betono amžiaus, pirmojo apkrovimo metu, įtaka tiriamojo tilto perdangos standumui;
- pagal skirtingas metodikas apskaičiuotas betono valkšnumo koeficientas, gautus rezultatus palyginant tarpusavyje;
- nustatyta betono valkšnumo ir pleišėjimo įtaka tilto perdangos standumui;
- atlikta tiriamojo tilto perdangos sijų laikomosios galios parametrų priklausomybės nuo armatūros korozijos poveikio analizė;
- atlikta tilto per Pyvesą skaitinė analizė, gautus rezultatus palyginant su faktiniais duomenimis.

Magistro baigiamojo darbo atlikimo metu buvo naudota tokia programinė įranga:

„SOFiSTiK“ – įrašoms ir įlinkiams konstrukcijos elementuose apskaičiuoti bei įvertinti galimas konstrukcijų pažaidas ir betono ilgalaikius poveikius;

„AutoCAD“ – schemų ir skerspjūvių braižymui;

„Gala Reinforcement“ – plyšio pločiui, įtempiams betone bei armatūroje ir sijų laikomajai galiai apskaičiuoti;

„MathCad“ – matematiniams skaičiavimams atlikti.

1. LITERATŪROS APŽVALGA

Išskirtinis portlandcemenčio betono ilgaamžiškumas yra pagrindinė priežastis, dėl kurios betonas yra plačiausiai naudojama konstrukcinė medžiaga visame pasaulyje. Nepaisant to, tam tikri veiksniai, tokie kaip neteisingas konstrukcijų projektavimas, klaidos statybos aikštelėje bei konstrukcijų eksploatacija agresyvios aplinkos sąlygomis, gali nulemti pakankamai greitą gelžbetoninių konstrukcijų nusidėvėjimą, nuo kurio priklauso ne tik estetinė statinio išvaizda, bet ir funkcionalumas bei konstrukcinis patikimumas. Gelžbetoninių konstrukcijų dėvėjimasis gali vykti dėl daugybės priežasčių, todėl pažaidos dažniausiai atsiranda ne dėl vienos konkrečios priežasties, o yra keleto konstrukcijų nusidėvėjimą veikiančių veiksnių kompleksinis rezultatas. [1]

Pastaruoju laikotarpiu daugelyje gelžbetoninių tiltų, pastatytų prieš keletą dešimtmečių ar net mažiau, pastebimas žymus konstrukcijų nusidėvėjimas, atsiranda vis daugiau pažaidų, veikiančių konstrukcijų laikomosios galios sumažėjimą. [2] Betono pleišėjimas – viena iš priežasčių, gerokai sutrumpinančių gelžbetoninių konstrukcijų eksploataavimo laiką. Gelžbetoninėse konstrukcijose atsivėrus plyšiams padidėja tikimybė konstrukcijai suirti dėl nuovargio (veikiant ciklinėms apkrovoms), galimas betono ir armatūros sukibimo sumažėjimas arba visiškas praradimas. Supleišėjusiose konstrukcijose armatūra nėra tinkamai apsaugota nuo agresyvios aplinkos poveikio, o tai gali sukelti armatūros skerspjuvio sumažėjimą dėl korozijos poveikio. Be to, plyšių atsiradimas veikia ir visos konstrukcijos elgseną. Įtemptojo gelžbetonio konstrukcijose plyšių išvengti taip pat beveik neįmanoma. [3] Atsiradę plyšiai suardo gelžbetoninės konstrukcijos vientisumą, veikia laikomosios galios sumažėjimą bei sutrumpina eksploataavimo laiką. Kai kurie plyšiai gelžbetoninių konstrukcijų stiprumui bei eksploataavimo laikui didelės įtakos neturi, tuo tarpu kitų – įtaka labai didelė. Statybų inžinieriui labai svarbu žinoti, kaip nustatyti plyšių atsivėrimo įtaką konstrukcijų stiprumui, kaip įvertinti konstrukcijos patikimumą bei parinkti racionalų supleišėjusios konstrukcijos atnaujinimo būdą, užkertant kelią tolimesniam konstrukcijų būklės blogėjimui.

Daugumoje literatūros šaltinių, rašančių apie gelžbetoninių konstrukcijų projektavimą, daroma prielaida, kad gelžbetoninių konstrukcijų ilgaamžiškumas gali būti laikomas garantuotu. Nepaisant to, daugelis g/b konstrukcijų eksploatacijos metu yra veikiamos agresyvios aplinkos poveikių, kurie gali sukelti betono ar armatūros koroziją, reaktyvių betono užpildų išsiplėtimą ir pan. Tipinis to pavyzdys yra kiekvienoje šalyje vykdomi gelžbetoninių tiltų stebėjimai, kurių metu įvertinama jų būklė. Pastaraisiais metais buvo pastebimas žymus tiltų būklės pablogėjimas ir laikančiųjų konstrukcijų susidėvėjimas. Pakankamai dažnai

įvardijama g/b tiltų konstrukcijų susidėvėjimo priežastis – armatūros korozija dėl chloridų poveikio. [4] Ledą tirpdančios druskos yra pagrindinis chloridų šaltinis tiltų konstrukcijoms. Palyginti dažnai g/b tiltų konstrukcijų susidėvėjimas yra didesnis nei buvo numatyta projektavimo metu, todėl projektuojant konstrukcijas neturėtų būti atsižvelgiama tikrai į nepažeistos konstrukcijos patikimumą, bet taip pat turėtų būti įvertinami aplinkos poveikiai, dėl kurių yra pažeidžiamas g/b konstrukcijų vientisumas.

Gelžbetoninių konstrukcijų eksploatacijos metu neretai pasitaiko atveju, kai konstrukcija pradeda netenkinti tinkamumo ribinio būvio keliamų reikalavimų. Per didelis atsivėrusių plyšių plotis ar viršijamas leistinas konstrukcijos įlinkis yra gana dažnas reiškinys, net jei suprojektuota konstrukcija atitinka projektavimo normų keliamus reikalavimus. Projektavimas tinkamumo ribiniam būviui yra pakankamai sudėtingas uždavinys dėl betono netiesinės ir netamprios elgsenos, veikiant ilgalaikėms apkrovoms. Projektavimo normose esančios nuostatos, skirtos tinkamumo ribinio būvio apskaičiavimui, praktikoje yra santykinai apytikslės ir tam tikrais atvejais gali būti nepatikimos bei dažnai netinkamai įvertinti eksploatuojamų gelžbetoninių konstrukcijų elgseną. Didžiausi netikslumai yra padaromi siekiant tinkamai įvertinti betono valkšnumo ir traukumo poveikius. [5]

1.1. Chloridų poveikis gelžbetoninėms konstrukcijoms

Ledą tirpinančios druskos (Lietuvoje dažniausiai naudojamas natrio chloridas), naudojamos sniego bei ledo pašalinimui nuo kelių bei pėsčiųjų ir dviračių takų, gerokai pagreitina betono nusidėvėjimą dėl užšalimo-atšilimo poveikio. [1] Yra manoma, kad ledą tirpinančios druskos sukuria osmosinį ir hidraulinį slėgį, kuris yra didesnis nei įprastai susidarantis slėgis, kai veikiant minusinei temperatūrai vanduo betone virsta ledu ir didina savo tūrį. [6] Taip pat druskos absorbuoja vandenį ir ilgą laiką išlaiko betoną prisotintą vandeniu, o tai ženkliai prisideda prie greitesnio betono nusidėvėjimo dėl užšalimo-atšilimo poveikio. Nesant šalčio poveikio, natrio chlorido ($NaCl$) cheminis poveikis betonui priklauso nuo susidariusio tirpalo koncentracijos. Silpnos koncentracijos tirpalai žalingo poveikio betonui beveik neturi, tačiau iš atliktų tyrimų [7] matyti, kad koncentruoti natrio chlorido tirpalai chemiškai veikia betoną ir pakankamai reikšmingai prisideda prie gelžbetoninių konstrukcijų būklės blogėjimo.

Magnio chlorido ($MgCl_2$) pagrindu pagaminti ledo tirpikliai yra kritikuojami kaip sukeliantys viršutinių betono sluoksnių skilinėjimą ir lupimąsi. Iš atliktų tyrimų [8] matyti, kad magnio chloridas ir kalcio chloridas ($CaCl_2$) yra labiau pavojingi betonui nei natrio chloridas.

Koncentruoti chloridų tirpalai chemiškai veikia betoną, tačiau tai nėra pagrindinė gelžbetoninių konstrukcijų eksploatavimo laiką trumpinanti priežastis. Gelžbetoninėse konstrukcijose esančios armatūros arba įdėtinių metalinių detalių korozija, dėl chloro jonais užteršto betono, yra pagrindinė jų nusidėvėjimo priežastis. [9] Apie jokią kitą medžiagą, sukeliančią metalų koroziją, nėra taip plačiai literatūroje aprašyta kaip apie chloro jonus. [7]

Chloro jonų įsiskverbimas į gelžbetonines konstrukcijas gali sukelti armatūros koroziją, jeigu betone bus pakankamai drėgmės ir deguonies, korozijos reakcijai palaikyti. Vandenyje ištirpę chloridai gali prasiskverbti net per tvirtą betoną ar pasiekti armatūrą per betone esančius plyšius. [1] Betono savybes pagerinantys priedai, kurie savo sudėtyje turi chloridų, taip pat gali sukelti armatūros koroziją. Paprastai prieššaltiniuose betono prieduose būna natrio ir kalcio chloridų, kurie pažemina vandens užšalimo temperatūrą. [10] Rizika vykti korozijai didėja, esant didesniam chloridų kiekiui betone.

Pagal LST EN 206:2014 [33] didžiausias leistinas chloridų kiekis betone procentais nuo cemento masės yra 1,0 %, kai betone nėra plieninės armatūros arba kito įdėto metalo, išskyrus patikimai apsaugotus nuo korozijos; 0,4 %, kai betonas yra armuotas plienine armatūra arba jame yra įdėta kitų metalų; 0,2 %, iš anksto įtempto gelžbetonio konstrukcijose. Taip pat betone su plienine armatūra arba kitu įdėtu metalu negalima naudoti kalcio chlorido arba chloridų turinčių priedų (įmaišų).

Reikia pabrėžti, kad viršijus leistiną chloridų kiekį betono mišinyje, jame esančių chloridų poveikis gelžbetonio konstrukcijoms yra daug agresyvesnis nei tų, kurie patenka į sukietėjusį betoną konstrukcijų eksploatacijos metu. [11]

1.2. Metalo korozija

1.2.1. Metalo koroziją sukiantys veiksniai

Plienas koroduoja dėl to, kad jis nėra natūraliai gamtoje esanti medžiaga. Plienas gaminamas išlydant gamtoje randamą geležies rūdą ir išvalant iš jos nereikalingas priemaišas. Taigi, gamybos proceso metu, iš geležies rūdos gaminant plieną, metalui suteikiamas tam tikras kiekis energijos. Plienas, kaip ir daugelis kitų metalų (išskyrus auksą ir platiną), yra termodinamiškai nestabilus ir veikiant įprastiniam atmosferos poveikiui jis išlaisvina energiją, kurią buvo gavęs gamybos proceso metu. Tokiu būdu jis grįžta į pradinę natūralią savo būseną – geležies oksidą arba rūdis. Šis procesas vadinamas korozija. [12]

Net jeigu plienas natūraliai yra linkęs rūdyti, šarminė betono aplinka ($\text{pH}=12\div 13.5$) suteikia plienui apsaugą nuo korozijos. Esant aukštam pH, ant plieno susiformuoja plonas

pasyvuojantis oksidų sluoksnis, kuris apsaugo geležies atomus nuo tirpimo. Ši pasyvuojanti plėvelė iš tikrųjų nesustabdo korozijos, o tik sumažina ją iki nereikšmingo lygio. Plienui esant betone, pasyviosios korozijos greitis paprastai yra apie 0,1 μm per metus. Nesant pasyvuojančios plėvelės ant armatūros, korozijos greitis būtų apie 1000 kartų didesnis. [7] Dėl tokios natūralios betono apsaugos armatūrinis plienas nerūdija daugumoje gelžbetoninių konstrukcijų. Nepaisant to, korozija gali prasidėti, jeigu pasyvuojantis sluoksnis yra suardomas. Šis sluoksnis gali suirti sumažėjus betono šarmingumui arba chloridų koncentracijai betone pasiekus tam tikrą lygį.

Nesant chloro jonų betono porų tirpale, plona apsauginė geležies oksidų plėvelė plieno paviršiuje išlieka stabili tol, kol betono pH išlieka ne mažesnis nei 11,5. Kai hidratavęs portlandcementis savo sudėtyje turi apie 20 % kieto kalcio hidroksido $[Ca(OH)_2]$, paprastai tai yra pakankamas šarmų kiekis užtikrinti, kad betono porose esančio tirpalo pH būtų didesnis nei 12. [13] Esant tam tikroms sąlygoms, pvz. kai iš vandeniui pralaidaus betono išplaunama dalis $Ca(OH)_2$ arba vykstant betono karbonizacijai betono pH sumažėja iki 11,5 ar dar mažiau ir dėl to pasyvuojanti geležies oksido plėvelė plieno paviršiuje yra sunaikinama, prasideda plieno korozijos procesas. [1]

Kai betono porų tirpale yra chloro jonų, priklausomai nuo Cl^-/OH^- santykio, apsauginė geležies oksidų plėvelė gali būti sunaikinta net ir esant betono pH gerokai didesniai nei 11,5. Kai Cl^-/OH^- molekulinis santykis yra didesnis nei 0,6, geležies oksidų plėvelė tampa pralaidi arba nestabili, kitaip tariant, plieno apsauga nuo korozijos yra sunaikinama. [7] Standartiniais betono mišiniais kritinis chloro jonų kiekis mišinyje, sukeliantis armatūros koroziją, svyruoja nuo 0,6 iki 0,9 kg kubiniam metrui betono. Be to, kai betone yra pakankamai didelis chloridų kiekis, betonas savyje išlaiko didesnę drėgmę, kuri taip pat padidina armatūros korozijos riziką dėl sumažėjusios betono elektrinės varžos. [13]

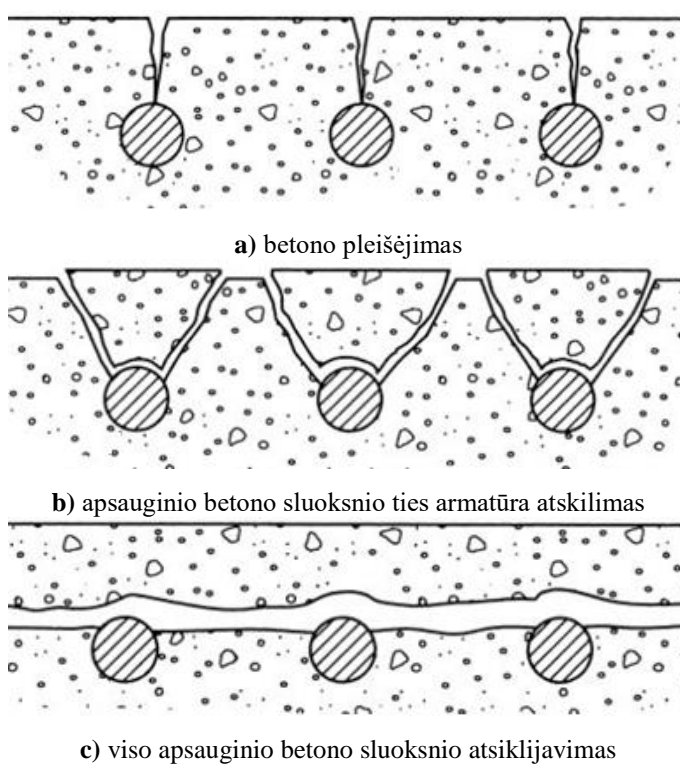
Korozija betone nevyksta, jei betono santykinė drėgmė yra mažesnė nei 60 %, tačiau korozija taip pat nevyksta, jei betonas yra visiškai panardintas į vandenį, išskyrus atvejus, kai vanduo gali įtraukti deguonį, pvz. banguojant jūros vandeniui. Optimali santykinė betono drėgmė korozijai yra 70-80 %. Esant didesnei santykinei drėgmei deguonies difuzija betone yra gerokai mažesnė ir korozijos procesas vyksta kur kas lėčiau. Pagrindiniai korozijos greitį nulemiantys faktoriai yra deguonies kiekis betone, elektrinė varža bei santykinė betono drėgmė, taip pat betono pH ir temperatūra. [3] ir [6]

1.2.2. Korozijos poveikis gelžbetoninėms konstrukcijoms

Dėl armatūros korozijos galimos šios pasekmės:

1. Rūdys, kurios susidaro vykstant plieno korozijai, užima keletą kartų didesnį tūrį nei nesurūdijęs plienas. Taigi, korozijos metu didėjant plieno tūriui, betone atsiranda tempimo įtempiai. Kai šie įtempiai viršija betono stiprų tempiant, betonas pradeda pleišėti.
2. Dėl korozijos sumažėjus armatūros skerspjūviui sumažėja ir gelžbetoninės konstrukcijos laikomoji galia.

1.1 pav. pavaizduoti galimi apsauginio betono sluoksnio suirimo pobūdžiai dėl armatūros korozijos poveikio.



1.1 pav. Armatūros korozijos poveikis betono apsauginiam sluoksniui [3]

1.2.3. Metalų betone korozijos mechanizmas

Kad metalo korozija vyktų, privalo būti tenkinamos šios sąlygos:

- turi būti ne mažiau kaip 2 metalai (arba dvi skirtingos vietos tame pačiame metaliniame elemente), kurių energijos lygiai yra skirtingi;
- tarp metalų turi būti elektrolitas;
- turi būti metalinis ryšys tarp šių elementų.

Gelžbetoninėse konstrukcijose gali būti daugybė armatūros strypų, kurių energijos lygmenys skirtingi. Drėgnas betonas veikia kaip elektrolitas, o metalinį ryšį tarp skirtingą energijos lygmenį turinčių strypų gali suteikti skersinės armatūros strypai, ar pati armatūra. [3], [12]

Plieno betone korozija yra elektrocheminis procesas. Elektrocheminis potencialas galvaninio elemento suformavimui gali būti sukurtas dviem būdais:

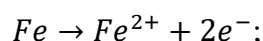
1. Esant dviem skirtingiems metalams betone, pvz. plieninei armatūrai ir aliumininei įdėtinei detalei, arba skirtingą potencialą turintiems plieniniams strypams;
2. Kai armatūros strypai išdėstyti nedideliu atstumu vienas nuo kito ir šalia jų yra skirtinga koncentracija ištirpusių jonų, pvz. šarmų ir chloridų.

Kai yra tenkinama kuri nors iš šių sąlygų, vienas iš dviejų metalų (arba skirtingos vietos to paties metalo) tampa anodu, o kita – katodu.

1.2 pav. pavaizduota chloridų sukelta taškinė korozijos schema ir reakcijos žingsniai: [12]

1. Anodinis geležies tirpimas.

Aktyviojoje armatūros strypo dalyje, vadinamoje anodu, geležies atomai netenka elektronų ir tampa teigiamą krūvį turinčiais geležies jonais Fe^{2+} , kurie ties anodu pereina į porų tirpalą arba armatūrą supantį betono sluoksnį. Šis procesas vadinamas anodine reakcija (anodinė reakcija – „elektrocinė reakcija, kurios metu teigiamasis krūvis pernešamas iš elektroninio laidininko į joninį“ [14]). Ši reakcija užrašoma sekančiai:

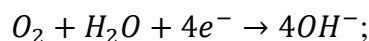


2. Elektronų tekėjimas metale.

Neigiamojo krūvio elektronai teka metalu iki katodo.

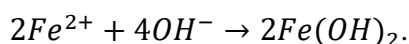
3. Katodinė redukcijos reakcija.

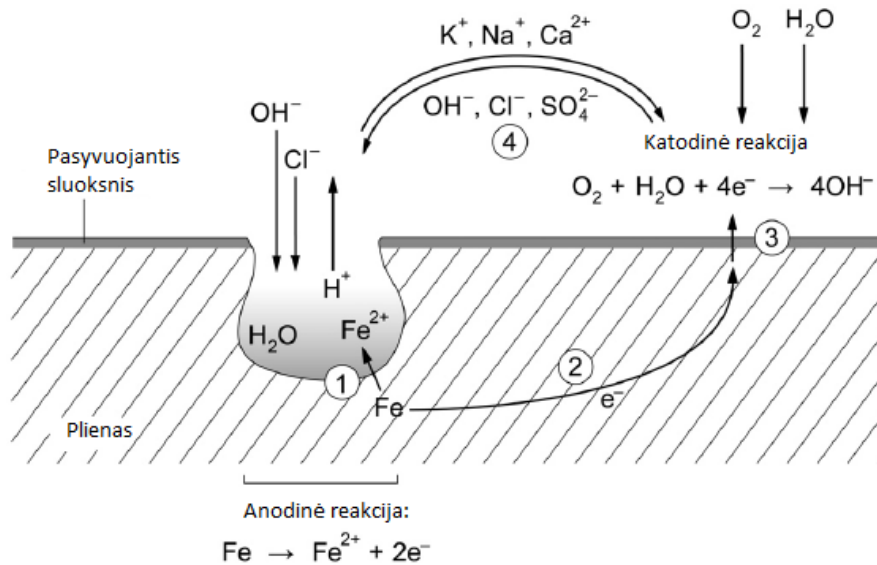
Elektronams pasiekus katodą vyksta redukcijos reakcija, kurios metu elektronus prisijungia tirpalo sudėtinės dalys ir prisijungę vandenį bei deguonį suformuoja hidroksido (OH^{-}) jonus:



4. Joninės srovės tekėjimas elektrolitu.

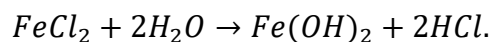
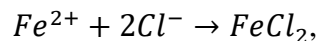
Siekdami palaikyti elektrinį neutralumą, geležies jonai migruoja betono porose esančiu vandeniu iki katodo, kuriame prisijungę hidroksido (OH^{-}) jonus tampa geležies hidroksidu $Fe(OH)_2$, kuris toliau oksiduodamasis virsta į rūdį:





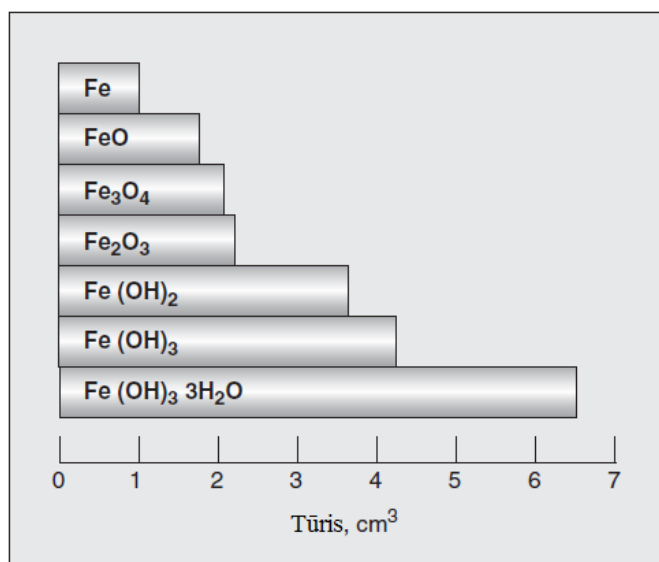
1.2 pav. Metalo betone taškinės korozijos schema [12]

Kad prasidėtų armatūros korozija, chloro jonai turi prasiskverbti per pasyvuojantį oksidų sluoksnį ir aktyvuoti metalo paviršių, taip sukuriant anodą, o pasyvuotas metalo paviršius, pro kurį dar neprasiskverbė chloro jonai, tampa katodu. Ši reakcija užrašoma sekančiai:



Taigi, Cl^{-} tokiu būdu yra atkuriamas ir rūdyse nelieka chloridų, net jeigu tarpinėje stadijoje susiformuoja geležies chloridas. [6]

Pirminio geležies hidroksido nuosėdos toliau reaguoja su deguonimi ir suformuoja aukštesnio laipsnio geležies oksidus. Priklausomai nuo oksidacijos laipsnio, plieno kietųjų dalelių tūrio padidėjimas, virstant į rūdis, gali siekti net 600 %, lyginant su nesurūdijusio plieno tūriu. [13] 1.3 pav. pavaizduota kaip, priklausomai nuo oksidacijos laipsnio, didėja geležies kietųjų dalelių tūris.



1.3 pav. Tūrio priklausomybė nuo geležies oksidacijos laipsnio [13]

1.3. Konstrukcijų pleišėjimas

Gelžbetoninių konstrukcijų pleišėjimas yra beveik neišvengiamas reiškinys, dažniau pasireiškiantis dėl konstrukcijų suvaržymo nei dėl išorinių apkrovų poveikio. Plyšiai nekenkia konstrukcijos tinkamumui naudoti, patvarumui ir saugumui, iki kol nepasiekia tam tikro dydžio.

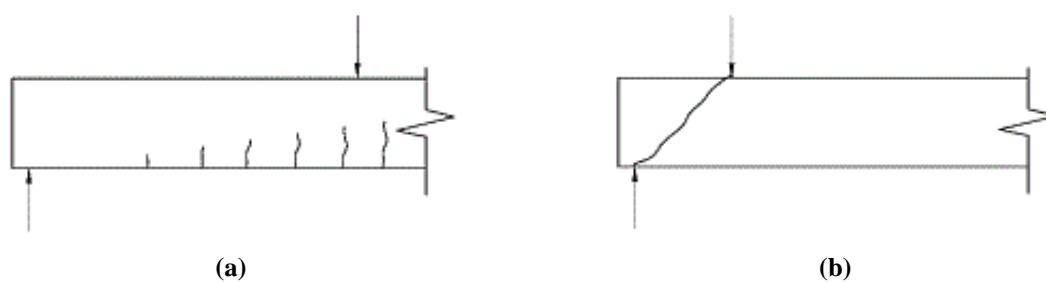
Plyšiai gelžbetoninėse konstrukcijose gali būti išskirti į dvi pagrindines kategorijas: [15]

1. atsiradę dėl išorinių apkrovų poveikio;
2. nepriklausantys nuo apkrovimo sąlygų.

Dėl išorinio apkrovų poveikio atsiradę plyšiai paprastai atsiveria laikančiosios konstrukcijos normaliniame (normaliniai plyšiai) arba įstrižajame (įstrižieji plyšiai) pjūviuose.

Normalinių plyšių [1.4 pav. (a)] atsiradimą gelžbetoninėse konstrukcijose veikia tempiamieji įtempiai, viršijantys betono tempiamąjį stiprį. Vientisojo skerspjūvio sijose jie paprastai atsiranda sijų apatinėje dalyje, teigiamojo lenkimo momento veikimo zonoje ir viršutinėje dalyje, neigiamojo lenkimo momento veikimo zonoje. Normaliniai plyšiai gali būti labai maži (mikroplyšiai), tuomet konstrukcija atrodo visiškai sveika. Nepaisant to, konstrukciją veikiant dinaminėms eismo apkrovoms ir temperatūriniais poveikiams, plyšio plotis gali smarkiai kisti ir išaugti net iki 3-10 mm pločio. [2]

Įstrižieji plyšiai [1.4 pav. (b)] gelžbetoninėse konstrukcijose, kaip ir normaliniai, atsiranda esant įtempiams, viršijantiems betono tempiamąjį stiprį. Įstrižieji plyšiai dažniausiai atsiveria sijų atraminėse zonose. Jų posvyrio kampas su išilgine konstrukcijos ašimi paprastai sudaro nuo 30° iki 60° kampą. Plyšių atsivėrimas dažniausiai prasideda ties sijos sienelės svorio centru ir plinta iki viršutinės bei apatinės sijos juostų. [16]



1.4 pav. Plyšiai, atsiradę dėl išorinių apkrovų poveikio¹

Nepriklausantys nuo apkrovimo sąlygų plyšiai gali atsiverti dėl plastiškojo betono susitraukimo, džiūvimo bei savaiminio traukumo, betono slūgimo ir temperatūros poveikio. Plyšiai taip pat gali būti skirstomi pagal jų orientaciją konstrukcijoje, pvz. išilginiai, skersiniai, įstrižieji arba atsitiktinės orientacijos. [17]

¹ <http://www.bridgedesign.org.uk/tutorial/tu44rc.html>

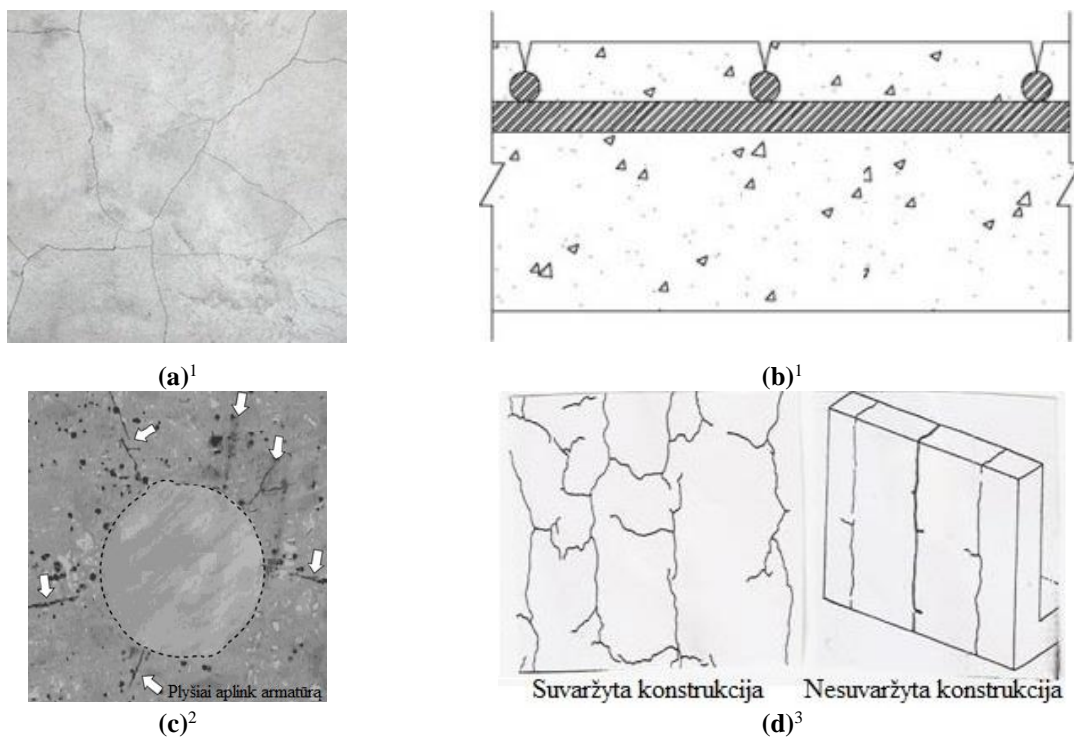
Plyšiai dėl plastiškojo betono susitraukimo [1.5 pav. (a)] atsiveria šviežio betono paviršiuje, kai drėgmė nuo betono paviršiaus garuoja greičiau nei išsiskiria iš gilesnių jo sluoksnių. [18] Tokio tipo pleišėjimas vyksta esant aukštai aplinkos ar betono temperatūrai, mažai santykinei oro drėgmei ar dideliame vėjo greičiui konstrukcijos paviršiuje. Nors šie plyšiai kenkia konstrukcijos išvaizdai, tačiau paprastai neveikia gelžbetoninio elemento eksploatacinių savybių dėl palyginti nedidelio jų gylio. Kita vertus, laikui bėgant jie gali tapti kur kas gilesnių plyšių atsivėrimo priežastimi. [19] Gelžbetoninių konstrukcijų pleišėjimas dėl plastiškojo betono susitraukimo gali būti minimizuojamas betono mišiniuose naudojant plaušą. [20] Nors pats efektyviausias sprendimas yra gelžbetoninių konstrukcijų kietinimas sočiųjų vandens garų aplinkoje. Todėl labai svarbu atlikus betonavimo darbus nedelsiant uždengti konstrukcijas vandeniui nelaidžia plėvele, taip apsaugant paviršių nuo intensyvaus vandens garavimo. Tiltuose tokio tipo betono pleišėjimas dažniausiai vyksta monolitinės perdangos elementuose, dėl santykinai didelio paviršiaus ploto lyginant su skerspjūvio aukščiu.

Plyšiai dėl betono slūgimo [1.5 pav. (b)] atsiveria kai atlikus konstrukcijų betonavimo bei sutankinimo darbus betonas ir toliau tankėja veikiamas savojo svorio. Plyšiai atsiveria tose vietose, kur horizontalūs armatūros strypai varžo vertikalų betono slūgimą. Tikimybė atsiverti plyšiams didėja esant didesniai betono slankumui, mažesniai apsauginiam betono sluoksniui bei didesnio skersmens horizontaliems armatūros strypams. [21] Sumažinti tikimybę atsiverti plyšiams dėl betono slūgimo galima atsakingai sutankinus konstrukciją, naudojant kiek įmanoma mažesnio slankumo betono mišinius, taip pat didinant apsauginį betono sluoksnį, naudojant įprastinio betono mišinius, arba naudoti klampumą didinančius priedus, savaime susitankinančio betono mišiniuose. Plaušo naudojimas taip pat sumažina plyšių atsivėrimo tikimybę. [20]

Plyšiai dėl savaiminio betono traukumo [1.5 pav. (c)]. Savaiminis betono traukumas yra tūrio mažėjimas dėl cemento hidratacijos metu vykstančių cheminių reakcijų. Jis yra labiausiai pastebimas, esant vandens ir rišamųjų medžiagų santykiui mažesniai nei 0,4. Taigi, didelio stiprumo betonai pasižymi didžiausiomis savaiminio traukumo deformacijomis. Savaiminis betono traukumas taip pat gali turėti įtakos plyšių atsivėrimui dėl plastiškojo betono traukumo. [19] Gelžbetoninės konstrukcijos, kuriose neleistinos didelės savaiminio betono traukumo deformacijos (statiškai nesprendžiamos konstrukcijos), turėtų būti ne mažiau nei 7 dienas kietinamos vandenyje, taip sumažinant plyšių atsivėrimo tikimybę. [20]

Plyšiai dėl betono traukumo džiūstant [1.5 pav. (d)]. Betono džiūvimo traukumo deformacijas sukelia drėgmės pasišalinimas iš cemento tešlos, esančios betono mišinyje. Kai šios deformacijos yra suvaržytos, besitraukiančiame betone atsiranda tempimo įtempiai,

kuriems viršijus betono tempiamąjį stiprį konstrukcija pradeda pleišėti. Tai gali įvykti pvz. ant surenkamųjų perdangos sijų betonuojant monolitinę pakloto konstrukciją, betonavimo darbus vykdant etapais ar tiesiog esant per dideliu armatūros kiekiui konstrukcijos skerspjūvyje. Kokie susidarys tempimo įtempiai priklauso nuo daug veiksnių, tokių kaip traukumo deformacijų dydis ir greitis, konstrukcijos suvaržymo laipsnis, betono tamprumo modulis bei valkšnumo deformacijų dydis. [18] Traukumo džiūstant deformacijų dydis taip pat priklauso nuo betono sudėties ir naudojamų užpildų dydžio.



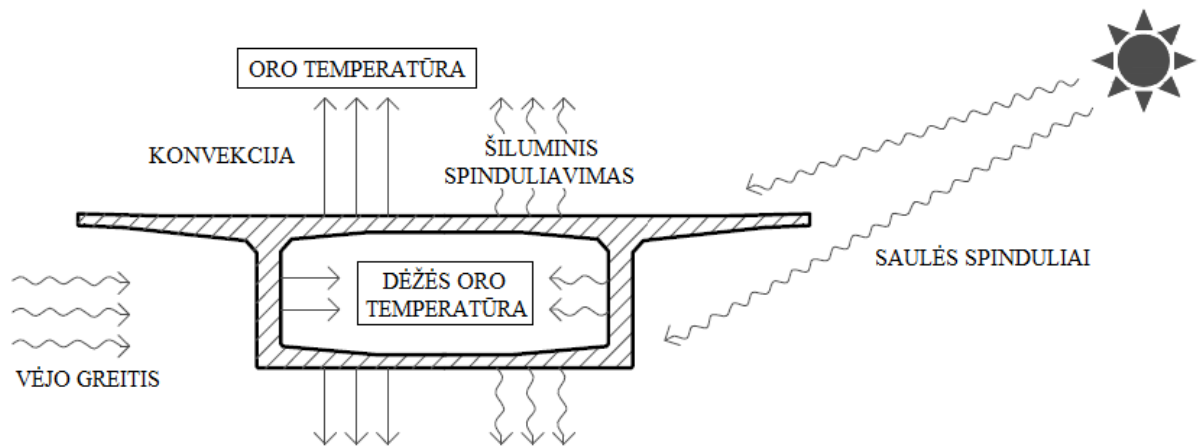
1.5 pav. Nuo apkrovimo sąlygų nepriklausantys plyšiai

Temperatūriniai plyšiai. Temperatūros skirtumai tarp gelžbetoninės konstrukcijos elementų gali atsirasti dėl nevienodo išskiriamo šilumos kiekio, cemento hidratacijos metu, skirtingo atvėsimo greičio ir aplinkos temperatūros pokyčių. Pavyzdžiui, tilto perdanga šviečiant saulei įkaista daug greičiau nei ją laikančios sijos. Kai konstrukcijos elementų temperatūra skirtinga, dėl nevienodų temperatūrinių deformacijų gali atsirasti tempimo įtempiai, kurie sukelia konstrukcijų pleišėjimą. Konstrukcijų pleišėjimas dėl temperatūros poveikio taip pat gali vykti esant vienodai jų temperatūrai, tačiau skirtingiems šiluminio plėtimosi koeficientams. [16] Aplinkos poveikis dėžinio skerspjūvio gelžbetoninio tilto temperatūros pokyčiui pavaizduotas 1.6 pav.

¹ <https://theconstructor.org/concrete/cracks-concrete-moisture-change/10559>

² „Durability mechanics of concrete and concrete structures - re-definition and a new approach“, DOI: 10.1201/9780203882955.pt9

³ <http://www.engineeringcivil.com/visual-inspection-of-concrete-structure.html>



1.6 pav. Aplinkos poveikis tilto temperatūros pokyčiui [16]

1.4. Betono ilgalaikiai poveikiai

Tikriausiai pats sunkiausias ir daugiausiai abejonių keliantis klausimas projektuojant įprastinio ir iš anksto įtemptojo gelžbetonio konstrukcijas yra nuo laiko priklausančios konstrukcijos elgsenos prognozavimas. Nepaisant to, realistiškas betono valkšnumo ir traukumo nustatymas yra kritiškai svarbus siekiant suprojektuoti patvarias ir ilgaamžiškas gelžbetonines konstrukcijas. Dėl betono valkšnumo ir traukumo didėja konstrukcijų įlinkiai ir poslinkiai, prasideda konstrukcijų pleišėjimas, atsiranda išankstinio įtempimo nuostoliai, taip pat vyksta įrašų ir įtempių persiskirstymas konstrukciniuose elementuose. [22]

Jeigu temperatūra ir įtempiai konstrukcijos elemente nekinta, bėgant laikui konstrukcijos deformacija laipsniškai didėja dėl betono valkšnumo ir traukumo poveikio. Valkšnumo deformacijas sukelia ilgalaikiai įtempiai, tuo tarpu traukumo deformacijos nuo įtempių nepriklauso. [5] Be to, valkšnumo ir traukumo deformacijos priklauso nuo daug kintamųjų, tokių kaip cemento tipas, vandens ir cemento santykis (toliau – V/C santykis), kietinimo sąlygos, santykinė aplinkos drėgmė, konstrukcijos amžius, elemento matmenys ir kt. [23]

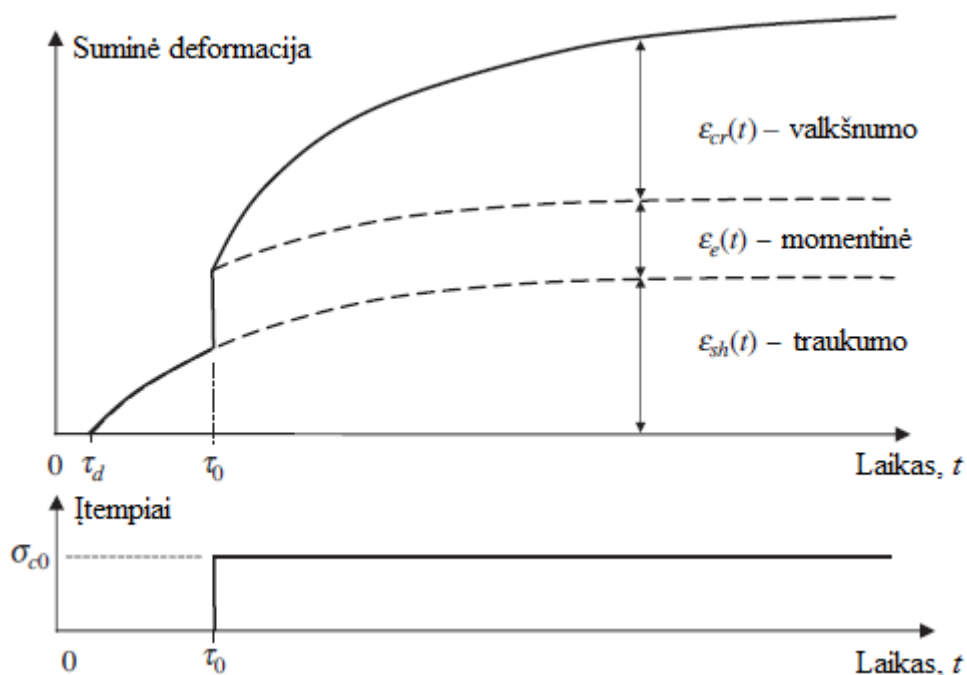
1.4.1. Betono deformacijų sudedamosios dalys

Bet kuriuo laiko momentu t , suminė betono deformacija $\varepsilon(t)$, nesupleišėjusiame ašinės jėgos veikiamame elemente susideda iš keleto dedamųjų: [24] $\varepsilon_e(t)$ – momentinės, $\varepsilon_{cr}(t)$ – valkšnumo, $\varepsilon_{sh}(t)$ – traukumo ir $\varepsilon_T(t)$ – temperatūrinės deformacijų. Nors tai nėra visiškai teisinga, bet paprastai yra daroma prielaida, kad visos dedamosios yra nepriklausomos viena nuo kitos ir gali būti skaičiuojamos atskirai, bendrą jų poveikį įvertinant pagal superpozicijos principą. Vertinant konstrukcijos elgseną, esant pastoviai aplinkos temperatūrai, įprastai

suminė betono deformacija tam tikru laiko momentu išreiškiama kaip momentinės, valkšnumo ir traukumo deformacijų suma: [5]

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_e(t) + \varepsilon_{cr}(t) + \varepsilon_{sh}(t). \quad (1.1)$$

Betono deformacijų dedamosios džiūstančiame bandinyje, laikomame pastovioje temperatūroje ir veikiamame pastovaus dydžio ilgalaikiu įtėpiu σ_{c0} , pradėjusiu veikti laiko momentu τ_0 , pavaizduotos 1.7 pav. Pradėjus betonui kietėti arba pasibaigus kietinimui drėgnoje aplinkoje ($t = \tau_d$), traukumo deformacijos pradeda didėti ir bėgant laikui didėja vis mažesniu greičiu. Pradėjus veikti apkrovai ($t = \tau_0$) matomas staigus deformacijų diagramos šuolis, kurio dydis lygus momentinei arba tampriajai deformacijai. Iš karto po jos seka papildomas laipsniškas deformacijų didėjimas dėl betono valkšnumo poveikio.



1.7 pav. Betono deformacijų komponentės veikiant nekintamai apkrovai [5]

Norint teisingai įvertinti nuo laiko priklausančias gelžbetoninės konstrukcijos deformacijas būtinas tikslus visų trijų deformacijos dedamųjų nustatymas. Tai reikalauja žinoti konstrukcijos įtėpių kitimo istoriją ir tikslias medžiagos savybių charakteristikas. Įtėpių kitimas konstrukcijoje priklauso ne tik nuo veikiančių apkrovų, bet ir nuo kraštinių (įtvirtinimo) sąlygų. [24]

Nuo pat pradžių svarbu žinoti kiekvienos betono deformacijos dedamosios svarbą suminės deformacijos dydžiui. Laikantis nuostatų, kad konstrukcija eksploatuojama pastovioje temperatūroje, konstrukcijos skerspjūvyje veikiančys įtėpiai bus lygus 40 % betono charakteristinio gniuždomojo stiprio vertės ($\sigma_{c0} = 0,4f_c$), valkšnioji betono deformacija bus

2,5 karto didesnė nei tamprioji (paprastai tai yra vidutinė reikšmė veikiant betoną tokio dydžio įtempiais) ir traukumo deformacijos dydį prilyginus vidutinei tiltuose naudojamo betono traukumo deformacijos reikšmei, suminė galutinė betono deformacija būti išreikšta: [5]

$$\varepsilon_{\infty} = \varepsilon_{e,\infty} + \varepsilon_{cr,\infty} + \varepsilon_{sh,\infty} = -400 - 1000 - 600 = -2000\mu\varepsilon. \quad (1.2)$$

Ženklas „–“ rodo, kad konstrukcija yra veikiamą gniuždymo įtempį. Iš (1.2) formulės matyti, kad šiuo atveju galutinė betono deformacija yra penkis kartus didesnė nei momentinė tamprioji deformacija. Reikia pabrėžti, kad tokie valkšnumo iš traukumo deformacijų dydžiai yra standartiniai ir toli gražu nesiekia ekstremalių verčių.

Taigi, dabar jau aišku, kad projektuojant valkšnumo ir traukumo deformacijoms jautrias konstrukcijas, tokias kaip nekarpytos gelžbetoninių tiltų perdangos, aukšti pastatai ar bokštai ir pan., labai svarbu naudoti realistiškus betono valkšnumo ir traukumo analizės modelius, norint tinkamai įvertinti nuo laiko priklausančią konstrukcijų elgseną.

1.4.2. Betono valkšnumas

Kai betonas yra veikiamas nekintamų įtempimų, valkšnumo deformacijos laikui bėgant didėja, kaip pavaizduota 1.7 pav. Po pirminio konstrukcijos apkrovimo, valkšnumo deformacijos vystosi labai greitai, tačiau vystymosi greitis laikui bėgant sparčiai mažėja. Paprastai yra tariama, kad valkšnumo deformacijų kreivė artėja prie tam tikros baigtinės reikšmės, laikui nuo pirmojo konstrukcijos apkrovimo artėjant prie begalybės. Apie 50 % valkšnumo deformacijų įvyksta per pirmuosius 2-3 mėnesius nuo konstrukcijos apkrovimo ir apie 90 % – po 2-3 metų. Praėjus keletui metų nuo konstrukcijos apkrovimo pradžios, deformacijų kitimo greitis dėl valkšnumo poveikio yra labai mažas. [23]

Jeigu tarp nuolatinė apkrova veikiamos konstrukcijos ir ją supančios aplinkos yra drėgmės pusiausvyra (konstrukcija nedžiūsta), nuo laiko priklausanti betono deformacija yra vadinama *baziniu valkšnumu*. Papildoma konstrukcijos deformacija, kuri pasireiškia konstrukcijai džiūstant, vadinama *džiūvimo valkšnumu*. [25] Valkšnumo deformacija paprastai yra apskaičiuojama kaip deformacijų skirtumas tarp suminės nuo laiko priklausančios deformacijos, veikiant bandinį tam tikro dydžio apkrova, ir tarp traukumo deformacijos, kai analogiškas bandinys yra neapkrautas.

Valkšnumo deformacijų dydį ir greitį veikia daugybė veiksnių. Vieni iš jų priklauso nuo betono mišinio savybių, kiti nuo aplinkos ir apkrovimo sąlygų. Iš esmės, betono valkšniųjų deformacijų dydis yra mažesnis, esant didesniam betono gniuždomajam stipriui. Taip pat esant didesniam užpildų kiekiui betono mišinyje, naudojant didesnio skersmens arba standesnius,

didesnį deformacijų modulį turinčius užpildus (pvz. bazaltą) bei mažinant V/C santykį betono mišinyje. [3]

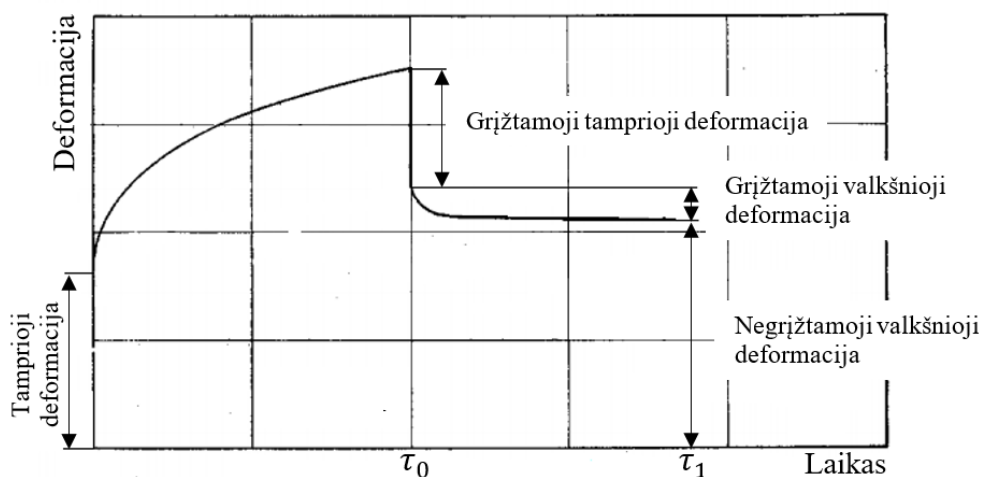
Betono valkšnumo deformacijų dydžiui taip pat nemažą įtaką turi aplinka, kurioje konstrukcija eksploatuojama. Šios deformacijos didėja, esant mažesnei aplinkos santykinei drėgmei. Valkšnumo deformacijos yra didesnės plonose konstrukcijose, kurių paviršiaus ploto ir tūrio santykis yra didelis, pvz. plokštėse. Nepaisant to, valkšnumo deformacijų priklausomybė nuo aplinkos santykinės drėgmės ir konstrukcijos elemento matmenų mažėja, esant didesniai betono gniuždomajam stipriui. Gelžbetoninės konstrukcijos išoriniuose sluoksniuose, kuriuose betono džiūvimas vyksta greičiau, valkšnumo deformacijos yra didesnės nei vidiniuose, kurie apsaugoti nuo greito džiūvimo. Tačiau ne vien aplinkos santykinė drėgmė veikia valkšnumo deformacijų greitį ir dydį, aplinkos temperatūros įtaką taip pat svarbu paminėti. Aukšta temperatūra padidina betono deformatyvumą ir pagreitina jo džiūvimą, taigi padidina ir valkšnumo deformacijas. Valkšnumo deformacijų priklausomybė nuo temperatūros labiau pasireiškia esant aukštai temperatūrai ir yra mažiau reikšminga, kai temperatūra kinta nuo 0 °C iki 20 °C. Tačiau 40 °C temperatūroje valkšnumo deformacijos yra apie 25 % didesnės nei esant 20 °C temperatūrai. [26]

Nepaisant betono mišinio sudėties ir aplinkos sąlygų, valkšnumo deformacijos taip pat priklauso nuo konstrukciją veikusių įtempių istorijos. Valkšnumo deformacijas veikia įtempių dydis bei veikimo trukmė ir ypač, konstrukcijos amžius pirmojo apkrovimo metu. Betono amžius pirmojo apkrovimo metu (τ_0) turi labai didelę įtaką galutiniam valkšnumo deformacijų dydžiui. Kuo anksčiau apkraunama konstrukcija, tuo didesnės valkšnumo deformacijos pasireiškia. Taigi, betonas yra laikui bėgant kietėjanti medžiaga, tačiau net ir labai senas betonas turi polinkį valkšniai deformuotis, kuris visiškai neišnyksta niekada. [27]

Jeigu betoną veikiantys nuolatiniai įtempiai neviršija ~50 % charakteristinio gniuždomojo stiprio ($0,5f_c$), valkšnumo deformacijos yra apytiksliai proporcingos betoną veikiantiems įtempiams ir yra vadinamos *tiesiniu valkšnumu*. Esant didesniems įtempiams, valkšnumo deformacijos vystosi sparčiau ir yra vadinamos *netiesiniu valkšnumu*. [5] Praktikoje tokios įtempių vertės betone paprastai nėra pasiekiamos. Priklausomai nuo projektavimo normų, įtempiai betone nuo charakteristinio nuolatinių apkrovų derinio yra ribojami iki $\sim 0,45f_c$, todėl šiame darbe netiesinio valkšnumo įtaka tilto konstrukcijų įtempių-deformacijų būviui nebus nagrinėjama.

1.4.2.1. Valkšnumo deformacijų sudedamosios dalys

Anksčiau buvo aprašyta kaip betono bandinys deformuojasi, veikiant jį nuolatiniais, laiko atžvilgiu nekintančiais gniuždomaisiais įtempiais. Jeigu laiko momentu $t = \tau_0$ bandinį veikianti apkrova būtų pašalinta, suminė grįžtamoji betono deformacija susidėtų iš dviejų dalių (1.8 pav.). Pirmąją dalį sudaro momentinis tampriųjų deformacijų atsistatymas, kurių dydis priklauso nuo pašalintų įtempių dydžio ir betono tamprumo modulio laiko momentu $t = \tau_0$ reikšmės. Po tampriųjų deformacijų atsistatymo seka papildomas laipsniškas betono bandinio deformacijos mažėjimas, paprastai vadinamas *grįžtamoju valkšnumu*. Praėjus tam tikram laiko tarpui, šių deformacijų atsistatymas priartėja prie baigtinės reikšmės, o likusi bandinio deformacija vadinama *negrįžtamoju valkšnumu*. [28]



1.8 pav. Grįžtamoji ir negrįžtamoji valkšnumo deformacijų dedamosios [28]

Jeigu betono bandinį veikusi nuolatinė apkrova po ilgo laiko buvo pašalinta, grįžtamosios valkšnumo deformacijos dydis apytiksliai lygus 40-50 % tampriųjų deformacijų dydžio (arba apie 10-20 % suminių valkšnumo ir tampriųjų deformacijų). [29] Taip pat yra manoma, kad laiko momentu $t = \tau_0$ pašalinus bandinį veikiančią gniuždomąją apkrovą, grįžtamoji valkšnumo deformacija bus tokio dydžio kaip ir valkšnumo deformacija, apkrovus tą patį bandinį tokio paties dydžio gniuždomąją apkrovą laiko momentu $t = \tau_0$. [28] Kitaip tariant, grįžtamasis valkšnumas yra skirtumas tarp tikrųjų deformacijų bet kuriuo laiko momentu ir tarp deformacijų, kurios būtų tuo pačiu laiko momentu, jeigu bandinį veikusi apkrova nebūtų pašalinta.

1.4.2.2. Valkšnumo koeficientas ir valkšnumo funkcija

Betono gebėjimas deformuotis dėl valkšnumo poveikio paprastai yra matuojamas valkšnumo koeficientu $\varphi(t, \tau)$. Jeigu betono bandinys yra veikiamas pastoviais, laiko atžvilgiu nekintančiais įtempiais $\sigma_c(\tau)$, pradėjusiais veikti laiko momentu τ , tai valkšnumo koeficientas laiko momentu t bus lygus valkšnumo ir tampriųjų deformacijų santykiui: [5]

$$\varphi(t, \tau) = \frac{\varepsilon_{cr}(t, \tau)}{\varepsilon_e(\tau)}. \quad (1.3)$$

Taigi, valkšnumo deformacijas laiko momentu t , sukeltas laiko atžvilgiu nekintančių įtempių $\sigma_c(\tau)$, pradėjusių veikti laiko momentu τ , galima išreikšti formule:

$$\varepsilon_{cr}(t, \tau) = \varphi(t, \tau)\varepsilon_e(\tau) = \varphi(t, \tau) \frac{\sigma_c(\tau)}{E_c(\tau)}, \quad (1.4)$$

kurioje $E_c(\tau)$ yra betono tamprumo modulis laiko momentu τ . Valkšnumo koeficiento žinojimas leidžia labai greitai nustatyti pastoviais įtempiais veikiamo betono bandinio valkšnumo deformacijas bet kuriuo laiko momentu.

Kol betoną veikiantys įtempiai yra mažesni nei $0,5f_c$, valkšnumo koeficientas $\varphi(t, \tau)$ yra gryna laiko funkcija ir nepriklauso nuo veikiančių įtempių dydžio. Valkšnumo koeficientas laikui bėgant didėja vis mažesniu greičiu ir, laikui nuo apkrovimo pradžios artėjant prie begalybės, valkšnumo koeficientas artėja prie baigtinės reikšmės:

$$\varphi^\infty(\tau) = \frac{\varepsilon_{cr}^\infty(\tau)}{\sigma_c(\tau)}, \quad (1.5)$$

kuri paprastai kinta nuo 1,5 iki 4,0.

Kita dažnai naudojama laiko funkcija yra vadinama *specifiniu valkšnumu* $C(t, \tau)$, kuri yra proporcingumo koeficientas, susiejant įtempius su tiesiniu valkšnumu:

$$\varepsilon_{cr}(t, \tau) = C(t, \tau)\sigma_c(\tau) \text{ arba } C(t, \tau) = \frac{\varepsilon_{cr}(t, \tau)}{\sigma_c(\tau)}. \quad (1.6)$$

Specifinis valkšnumas $C(t, \tau)$ laiko momentu t , yra valkšnumo deformacija, sukelta laiko atžvilgiu nekintančių vienetinių įtempių, pradėjusių veikti laiko momentu τ .

Ryšys tarp valkšnumo koeficiento ir specifinio valkšnumo gali būti išreikštas iš (1.3) ir (1.6) lygčių:

$$\varphi(t, \tau) = C(t, \tau)E_c(\tau). \quad (1.7)$$

Momentinių ir valkšnumo deformacijų suma laiko momentu t , sukelta laiko atžvilgiu nekintančių vienetinių įtempių, pradėjusių veikti laiko momentu τ , yra apibūdinama kaip *valkšnumo funkcija* $J(t, \tau)$ ir yra išreiškiama formule: [5]

$$J(t, \tau) = \frac{1}{E_c(\tau)} + C(t, \tau) = \frac{1}{E_c(\tau)} [1 + \varphi(t, \tau)]. \quad (1.8)$$

Įtempių $\sigma_c(\tau)$, pradėjusių veikti laiko momentu τ , sukeltos deformacijos (momentinės ir valkšnumo) gali būti apskaičiuojamos pagal formulę:

$$\varepsilon_e(\tau) + \varepsilon_{cr}(t, \tau) = J(t, \tau)\sigma_c(\tau) = \frac{\sigma_c(\tau)}{E_c(\tau)} [1 + \varphi(t, \tau)] = \frac{\sigma_c(\tau)}{E_e(t, \tau)}, \quad (1.9)$$

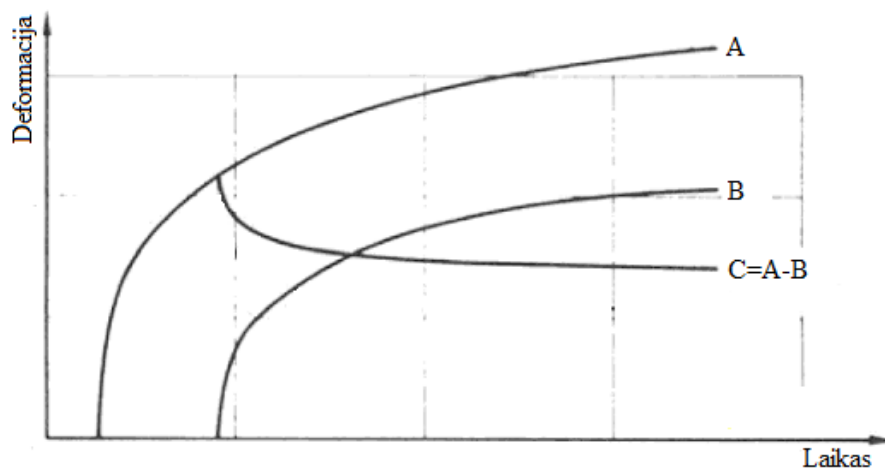
kurioje dydis $E_e(t, \tau)$ yra žinomas kaip *efektyvusis tamprumo modulis*, apskaičiuojamas pagal formulę: [5]

$$E_e(t, \tau) = \frac{E_c(\tau)}{[1 + \varphi(t, \tau)]}. \quad (1.10)$$

1.4.2.3. Superpozicijos principas

Norint nustatyti valkšnumo deformacijas veikiant laiko atžvilgiu kintantiems įtempiams, dažniausiai yra naudojamas superpozicijos principas, kurį pirmasis betonui pritaikė ir apibūdino *Douglas McHenry*: [30] Betono deformacijų prieaugis bet kuriuo laiko momentu t , atsiradęs dėl padidėjusių įtempių, pradėjusių veikti bet kuriuo laiko momentu t_0 , yra nepriklausomas nuo jokių kitų įtempių sukeltų deformacijų, pradėjusių veikti anksčiau arba vėliau laiko momento t_0 . Įtempių prieaugis gali būti ir teigiamas, ir neigiamas, tačiau tai negalioja įtempiams, kurių dydis yra artimas betono gniuždomajam stipriui.

Betono valkšnumo deformacijų superpozicijos principas pavaizduotas 1.9 pav.



1.9 pav. Valkšnumo deformacijų superpozicijos principas [30]

Vadovaujantis superpozicijos principu galima apskaičiuoti etapais apkraunamų gelžbetoninių konstrukcijų sumines valkšnumo deformacijas. Tam tikslui reikia kiekvieną

konstrukcijos apkrovimo etapą įvertinant atskirai. Suminė tokios konstrukcijos deformacija dėl valkšnumo poveikio gali būti apskaičiuojama pagal formulę:

$$\varepsilon_{cr}(t, \tau_n) = \frac{\sigma_c(\tau_0)}{E_e(t, \tau_0)} + \frac{\Delta\sigma_c(\tau_1)}{E_e(t, \tau_1)} + \dots + \frac{\Delta\sigma_c(\tau_n)}{E_e(t, \tau_n)}, \quad (1.11)$$

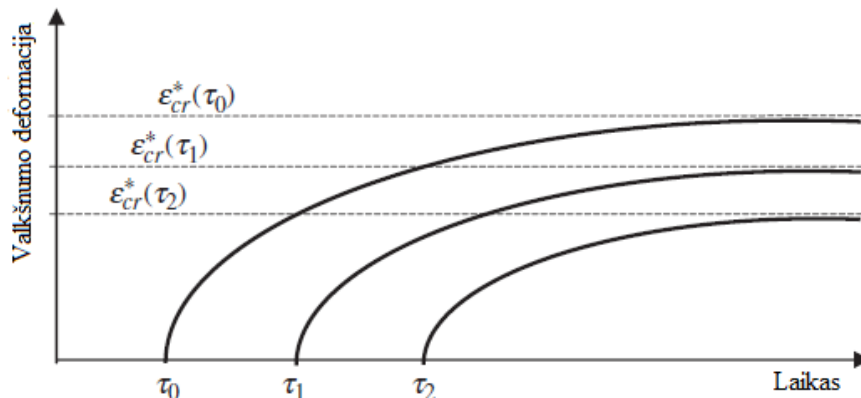
kurioje dydis n yra apkrovimo etapų skaičius, o τ_n – laiko momentas n -ojo apkrovimo etapo metu.

1.4.2.4. Valkšnumo deformacijų priklausomybė nuo apkrovimo laiko

Kaip minėta anksčiau, betonas yra laikui bėgant kietėjanti medžiaga. Todėl valkšnumo deformacijų dydis labai priklauso nuo betono amžiaus pirmojo apkrovimo metu. Kuo didesnis betono amžius pirmojo apkrovimo metu, tuo mažesnis galutinis betono valkšnumo koeficientas $\varphi^\infty(\tau)$, taigi, mažesnės ir valkšnumo deformacijos:

$$\varepsilon_{cr}^\infty(\tau_i) < \varepsilon_{cr}^\infty(\tau_j), \text{ jeigu } \tau_i < \tau_j. \quad (1.12)$$

Betono amžiaus, pirmojo apkrovimo metu, įtaka galutinių valkšnumo deformacijų dydžiui pavaizduota 1.10 pav. Taip atrodo trijų analogiškų betono bandinių valkšnumo deformacijų kreivės, kurie apkrauti tokio paties dydžio įtempiais, pradėjusiais veikti skirtingais laiko momentais $\tau_0 < \tau_1 < \tau_2$. [5]

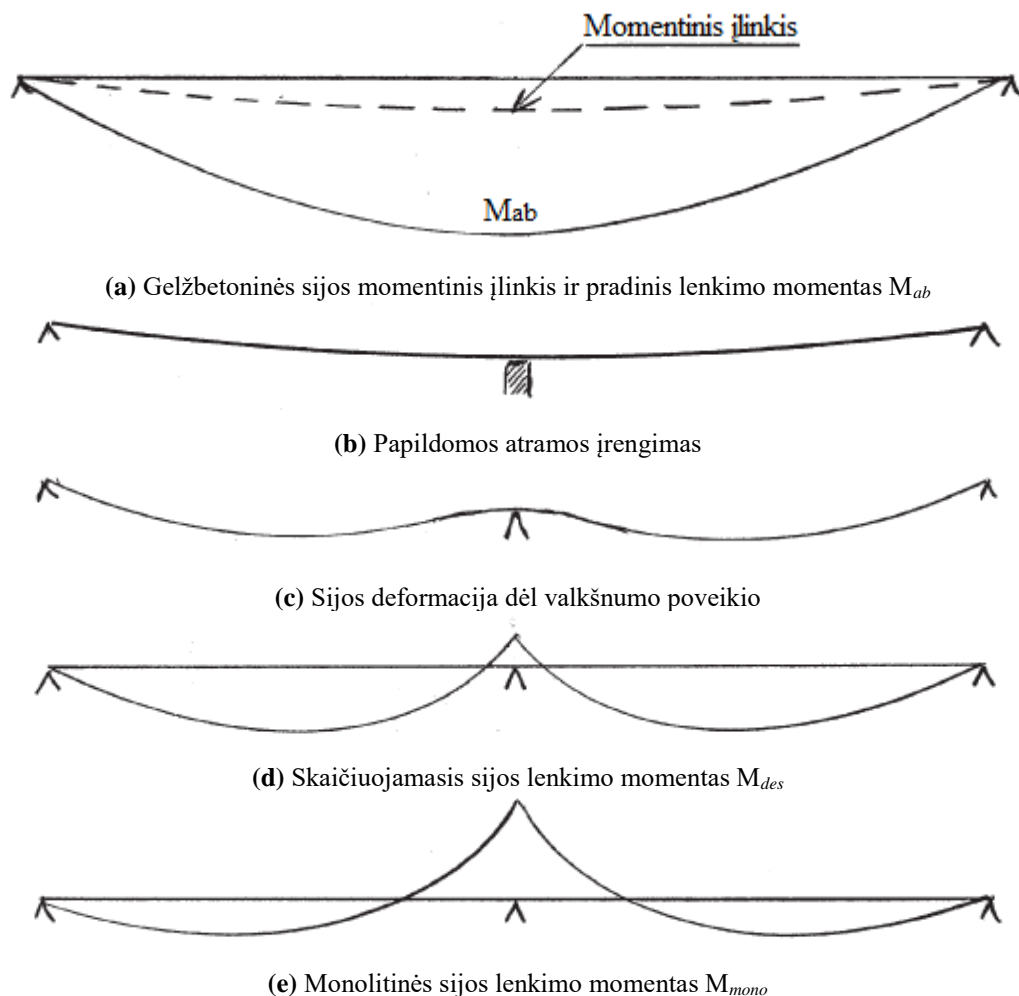


1.10 pav. Betono amžiaus, pirmojo apkrovimo metu, įtaka valkšnumo deformacijų dydžiui [5]

1.4.3. Lenkiamųjų momentų persiskirstymas dėl valkšnumo poveikio

Jeigu statybos metu keičiasi gelžbetoninės konstrukcijos statinė schema, tai valkšnumo deformacijos sukelia lenkiamųjų momentų persiskirstymą tokių konstrukcijų elementuose. Iš tikrųjų dauguma gelžbetoninių konstrukcijų ir yra statomos etapais, ar tai būtų viena po kitos betonuojamos gretimų patalpų grindų plokštės, ar tilto perdanga, montuojama tarpatramis po tarpatramio. Todėl dėl valkšnumo poveikio keičiasi lenkiamųjų momentų, kuriuos sukelia konstrukcijų savasis svoris, diagramos forma.

Paprasciausias tokios konstrukcijų elgsenos pavaizdavimas pateiktas 1.11 paveiksle. [31] Išbetonuota gelžbetoninė vienos angos sija veikiamą savojo svorio tampriai deformuojasi [1.11 (a) pav.]. Įrengus papildomą atramą sijos tarpatramio viduryje taip, kad sijos apačia į ją remtųsi, konstrukcijos statinė schema pasikeičia [1.11 (b) pav.]. Toliau sijai deformuojantis dėl valkšnumo, papildoma tarpinė atrama laipsniškai apkraunama vis didesne apkrova ir lenkimo momentų diagramos forma smarkiai pasikeičia [1.11 (c) pav.]. Galutinė lenkimo momentų diagramos forma priklauso nuo tamprųjų ir valkšnumo deformacijų dydžio santykio, t. y. nuo valkšnumo koeficiento ϕ . Jeigu valkšnumo deformacijos yra pakankamai didelės, lyginant su tampriosiomis, galutinė lenkimo momentų diagrama bus panaši į tokią, kuri yra vienu etapu išbetonuotos dviejų tarpatramių monolitinės gelžbetoninės sijos. Tai yra galutinė riba, iki kurios gali kisti dviem etapais įrengta dviejų tarpatramių gelžbetoninės sijos lenkimo momentų diagrama [1.11 (e) pav.]. Jeigu dviejų angų nekarpyta sija įrengiama iš gerai sukietintų surenkamų elementų, sumonolitinant juos tarpusavyje, tokios konstrukcijos valkšnumo deformacijos bus pakankamai mažos ir lenkimo momentų diagramos pokytis nebus labai žymus.



1.11 pav. Lenkiamųjų momentų persiskirstymas dėl valkšnumo poveikio [31]

Lenkimo momentų diagrama dviatramei šarnyriškai atremtai sijai, kuri pavaizduota [1.11 (a) pav.], yra vadinama pradine momentų diagrama M_{ab} . [1.11 (e) pav.] pavaizduota nekarpytos monolitinės sijos lenkimo momentų diagrama (M_{mono}). Būtent tokią diagramos formą valkšnumo deformacijų veikiamą etapais įrengta gelžbetoninė konstrukcija ir stengiasi įgyti. Galutinis skaičiuojamasis konstrukcijos lenkimo momentas M_{des} , pavaizduotas [1.11 (d) pav.], gali būti apskaičiuojamas pagal: [31]

$$M_{des} = \frac{M_{ab} + \phi M_{mono}}{1 + \phi}. \quad (1.13)$$

Ši formulė yra paprasčiausias valkšnumo deformacijų įtakos lenkimo momentų persiskirstymui gelžbetoninėse konstrukcijose paaiškinimas. Yra ir kur kas sudėtingesnių formulių, tačiau reikia atsižvelgti į tai, kad valkšnumo koeficiento ϕ vertė nėra apskaičiuojama labai tiksliai. Todėl nėra reikalo ieškoti labai sudėtingų skaičiavimų, kurie gali būti pakankamai apgaulingi, nežinant tikslios valkšnumo koeficiento reikšmės. Taigi, projektuojant gelžbetoninius tiltus, gera praktika yra įvertinti maksimalų galimą lenkimo momentų diagramos pokytį, kurį gali sukelti valkšnumo deformacijos. Angos viduryje reikėtų naudoti lenkimo momento reikšmę, gautą nuo pavojingiausio apkrovų derinio, tilto eksploatacijos pradžioje. Maksimalus lenkimo momentas viršatraminėje perdangos sijų dalyje yra tilto eksploatacijos pabaigoje, kai valkšnumo deformacijos yra didžiausios. Todėl projektuojant viršatraminę dalį reikėtų naudoti būtent šią lenkimo momento reikšmę. Įvertinus šiuos aspektus, galimybė neteisingai nustatyti savojo konstrukcijų svorio sukeltą lenkimo momentų persiskirstymą dėl valkšnumo poveikio yra minimizuojama.

Jeigu sija pagaminta ne iš įprastinio, o iš įtemptojo gelžbetonio, skaičiavimo principai išlieka panašūs, tačiau rezultatai visiškai skirtingi. Pavyzdžiui, jeigu statiškai išsprendžiama sija įtempinama parabolės formos lynu, kuris sukelia tolygiai išskirstytą ir aukštyne nukreiptą apkrovą, lygią sijos savajam svoriui, sija neišlinks. Esant tokiai situacijai momentų pokyčio sijų viršatraminėje dalyje nebus. Analitiniu požiūriu lenkimo momentai dėl sijų savojo svorio ir išankstinio įtempimo turėtų būti vertinami atskirai. Savojo svorio veikiamą sija deformuotąsi kaip buvo aprašyta anksčiau. Veikiama tik išankstinio įtempimo (nevertinant sijos savojo svorio) sija turėtų išlinkti į viršų, todėl atramai perduotų priešingo ženklo ir vienodo dydžio lenkimo momentą nei nuo savojo sijos svorio. Šie vienodo dydžio ir priešingų krypties lenkimo momentai veikdami kartu kompensuoja vienas kitą. [31]

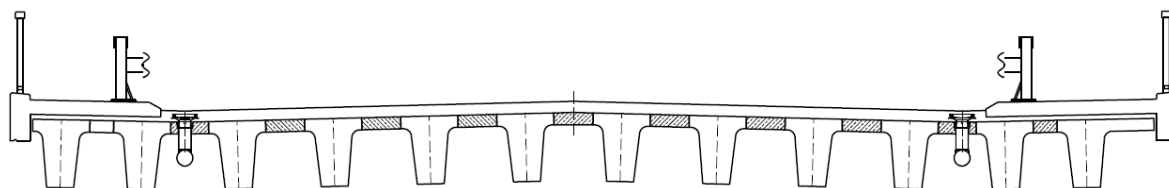
Tai tik bendras problemos supratimo pavyzdys, kuris nėra įprastinio projektavimo atvejis. Realiai projektuojant tiltus lenkimo momentai dėl savojo konstrukcijų svorio paprastai

nesudaro pusiausvyros su lenkimo momentu dėl išankstinio įtempimo, dėl nuolatinio lenkimo momentų persiskirstymo esant bet kokiam konstrukcijos statinės schemos pasikeitimui tilto statybos metu.

2. PAŽAIDŲ ĮTAKOS TILTŲ STANDUMUI ANALIZĖ

2.1. Tiriamojo objekto aprašymas

Tiriamasis objektas – gelžbetoninis „sankryžos (pervažos) tiltas“ [32] (toliau – tiltas). Tiltas sudarytas iš keturių, 15,5-20-20-15,5 metrų ilgio tarpatramių. Bendras perdangos ilgis – 71 m. Tiltro perdanga – nekarpyta, sijinė. Gelžbetoninės surenkamosios sijos ties tarpinėmis atramomis standžiai sujungtos monolitiniiais rygeliais. Kraštinės sijos šarnyriškai atremtos ant elastomerinių atraminių guolių, leidžiančių perdangos poslinkius išilgine tilto kryptimi. Tiltro skerspjūvį sudaro 12 trapecinio skerspjūvio sijų, kurios tarpusavyje sujungtos monolitiniiais ruožais, einančiais per visą tilto ilgį (2.1 pav.). Laikančiųjų tilto perdangos konstrukcijų betono klasė – C30/37 XC3 XF2 pagal LST EN 206:2014 [33].



2.1 pav. Tiriamojo tilto skersinis pjūvis

Tokio tipo tiltas analizei buvo pasirinktas dėl palyginti didelio jų skaičiaus Lietuvoje ir pakankamai greito nusidėvėjimo. Atsižvelgiant į Lietuvos automobilių kelių direkcijos (LAKD) pateiktą Lietuvos tiltų būklės ataskaitą, senesniuose nei 25 metų gelžbetoniniuose tiltuose dažniausiai pastebimos laikančiųjų konstrukcijų pažaidos yra šios: [34]

- betono ir armatūros korozija, kurios požymiai ypač ryškūs perdangos kraštiniuose elementuose ir ties suirusiais, vandenį praleidžiančiais deformaciniais pjūviais;
- normaliniai ir įstrižieji plyšiai (sijose bei rygeluose).

Blogos tiltų būklės pagrindinės priežastys: [34]

- pakloto konstrukcijos elementų susidėvėjimas;
- projektavimo klaidos;
- chloridų ir permainingi šalčio-atlydžio poveikiai;
- aplaidi tiltų priežiūra.

2.2. Tyrimų planas

Siekiant skaitiniais metodais įvertinti 1-ajame skyriuje aprašytas gelžbetoniniuose tiltuose pasitaikančias pažaidas ir nustatyti jų bei ilgalaikių betono poveikių įtaką laikančiųjų tilto perdangos konstrukcijų standumui, buvo sudarytas tyrimų planas, kuris aprašytas žemiau:

1. Betono ilgalaikių poveikių įtakos lenkiamųjų momentų persiskirstymui analizė:

- programoje "SOFiSTiK" įvertinti tiriamojo tilto statybą stadijomis ir betono ilgalaikius poveikius;
- nustatyti betono ilgalaikių poveikių įtaką lenkiamųjų momentų persiskirstymui tiriamojo tilto perdangos konstrukcijose;
- gautus rezultatus palyginti su teoriniais.

2. Betono amžiaus, pirmojo apkrovimo metu, įtaka tilto perdangos standumui:

- nustatyti betono amžiaus, pirmojo apkrovimo metu, įtaką sijų įlinkiams, tilto eksploatacijos pabaigoje;
- nustatyti betono amžiaus, pirmojo apkrovimo metu, įtaką lenkiamųjų momentų perdangos sijose dydžiui, tilto eksploatacijos pabaigoje.

3. Valkšnumo koeficiento skaičiavimas pagal skirtingas metodikas:

- valkšnumo koeficiento skaičiavimas pagal Euronormas [37];
- valkšnumo koeficiento skaičiavimas pagal Bažant-Baweja modelį B3 [36];
- apskaičiuotų valkšnumo koeficientų palyginimas tarpusavyje.

4. Perdangos standumo tyrimas, įvertinant betono valkšnumą ir galimas pažaidas:

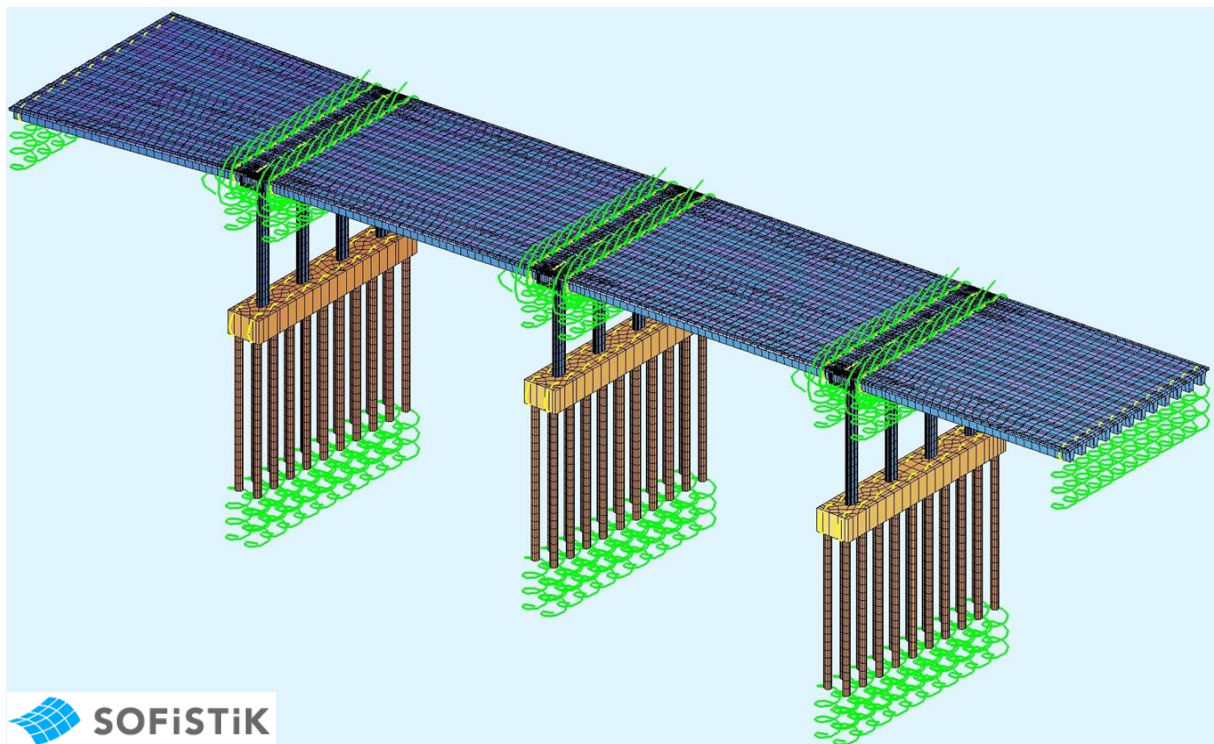
- vienos sijos skerspjūvio tiriamojo tilto perdangos netiesinė analizė;
- efektyviųjų betono tamprumo modulių $E_{c,eff}$ apskaičiavimas, skaičiavimuose naudojant valkšnumo koeficientus, gautus pagal Euronormas [37] ir modelį B3 [36];
- nesupleišėjusio sijos skerspjūvio geometrinių parametrų apskaičiavimas;
- supleišėjusios sijos skerspjūvio geometrinių parametrų apskaičiavimas;
- sijos pleišėjimo momento apskaičiavimas;
- deformacijos parametro α apskaičiavimas;
- valkšnumo ir pleišėjimo įvertinimas, naudojant efektyvųjį betono tamprumo modulį, atliekant tiesinę konstrukcijų analizę;
- tiesinės ir netiesinės konstrukcijų analizės metodais gautų rezultatų palyginimas.

5. Armatūros korozijos įtaka tilto perdangos standumui:

- laiko iki armatūros korozijos pradžios apskaičiavimas;
- armatūros korozijos greičio nustatymas;
- perdangos sijų įlinkių, plyšio pločio, sijų laikomosios galios ir įtempių betone bei armatūroje priklausomybės nuo armatūros korozijos apskaičiavimas.

2.3. Betono ilgalaikių poveikių skaitinė analizė

Betono ilgalaikių poveikių įtaka lenkiamųjų momentų persiskirstymui teoriškai buvo aprašyta 1.4.3 poskyryje. Siekiant praktiškai įvertinti teorinių žinių teisingumą, baigtinių elementų konstrukcijų analizės programa „SOFiSTiK“ buvo tiriamas nagrinėjamojo tilto modelis. Programoje buvo imituojama tilto statyba stadijomis, kurią vykdant tilto statinė schema keičiasi iš statiškai išsprendžiamos į statiškai nesprenžiamą. Taip pat buvo įvertinti betono ilgalaikiai poveikiai ir jų įtaka lenkiamųjų momentų persiskirstymui tilto perdangoje. Skaičiuojamasis tiriamojo tilto modelis programoje „SOFiSTiK“ pateiktas 2.2 pav.



2.2 pav. Skaičiuojamasis tiriamojo tilto modelis programoje „SOFiSTiK“

Ši analizė buvo atlikta darant prielaidą, kad tilto perdanga deformuojasi tampriai, t. y. sijų skerspjūvyje nėra atsivėrusių plyšių, todėl įrašų persiskirstymą, bėgant laikui, veikia tik betono ilgalaikiai poveikiai. Sudarant tilto statybą stadijomis buvo įvertinta reali konstrukcijų įrengimo seka ir trukmė. Tilto statybai įvertinti buvo sudaryta 14 statybos stadijų, įskaitant visą projektinę tilto eksploatacijos trukmę, t. y. 100 metų. Tilto statybos stadijos pateiktos 2.1 lentelėje.

2.1 lentelė. Tilto statyba stadijomis

Eil. Nr.	Statybos stadijos aprašymas
1	Monolitinių polių įrengimas;
2	Betono ilgalaikiai poveikiai. Trukmė – 14 dienų;
3	Monolitinių polių rostverkų įrengimas;

2.1 lentelės tęsinys

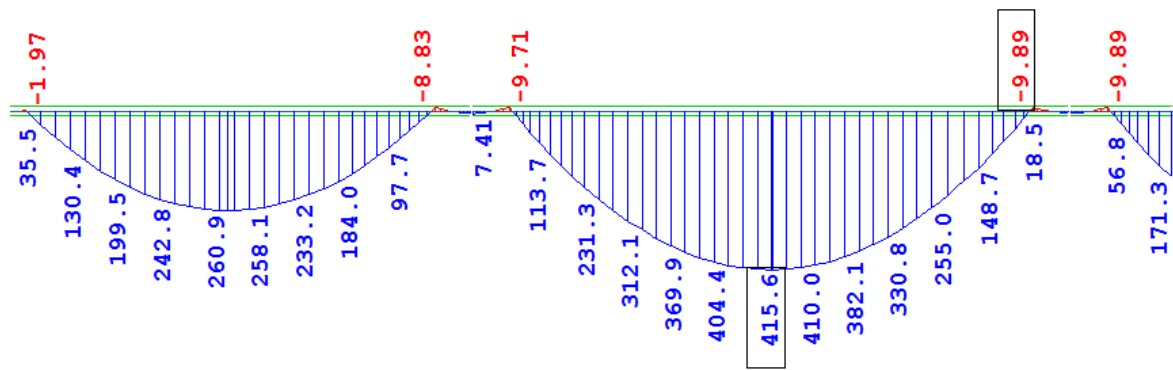
4	Betono ilgalaikiai poveikiai. Trukmė – 14 dienų;
5	Surenkamųjų gelžbetoninių kolonų įrengimas;
6	Betono ilgalaikiai poveikiai. Trukmė – 14 dienų;
7	Surenkamųjų gelžbetoninių perdangos sijų atrėmimas ant laikinųjų atramų;
8	Išilginis sijų sumonolitinimas;
9	Betono ilgalaikiai poveikiai. Trukmė – 7 dienos;
10	Gelžbetoninių sijų standus sujungimas (g/b monolitinio rygelio, ties tarpinėmis atramomis, betonavimas);
11	Betono ilgalaikiai poveikiai. Trukmė – 14 dienų;
12	Laikinių atramų pašalinimas;
13	Pakloto elementų įrengimas (tilto konstrukcijos elementai, kurių laikomoji galia nevertinama, pridedami apkrovų pavidalu);
14	Betono ilgalaikiai poveikiai. Trukmė – 36500 dienų (100 metų).

2.3 pav. pavaizduotos lenkiamųjų momentų diagramos tilto perdangos sijose 11, 13 ir 14 stadijų pabaigoje, atitinkamai a, b ir c dalyse. Kadangi tilto tarpatramių ilgis yra simetriškas vidurinės tilto atramos atžvilgiu, paveiksle pateiktos lenkiamųjų momentų diagramos pirmuosiuose dviejuose tarpatramiuose ir ties vidurine atrama.

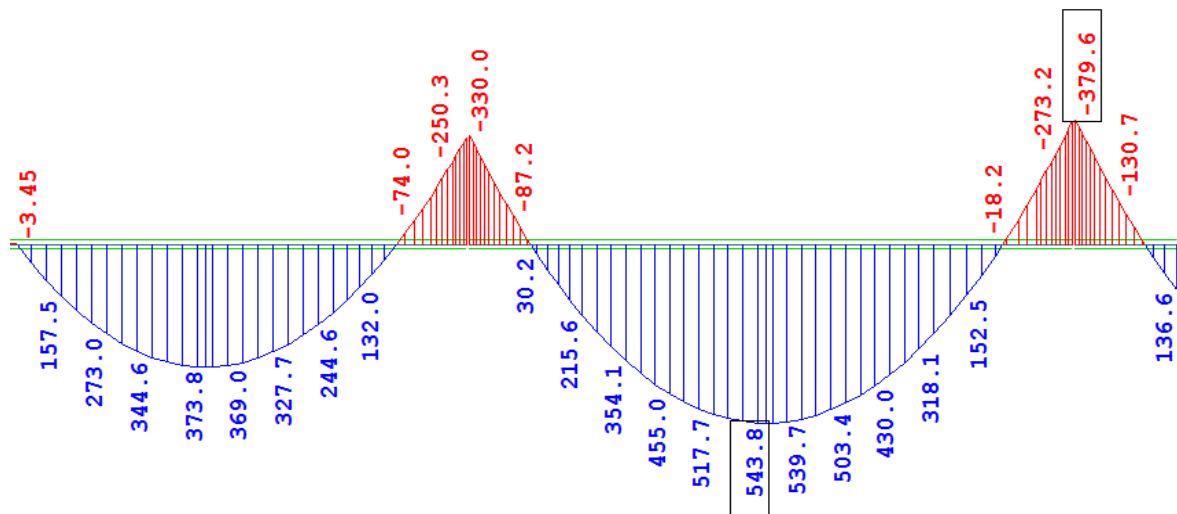
Pagal [2.3 pav. (a)] dalyje pavaizduotą lenkimo momentų diagramą galima įvertinti, kokią įtaką lenkimo momentų persiskirstymui turi betono traukumas. Šioje stadijoje jau yra įrengtos visos tilto laikanchiosios konstrukcijos, tačiau perdangos sijos dar yra ant laikinųjų atramų. Viršatraminėje sijų dalyje matomas lenkimo momentas ($M \approx 9 \text{ kNm}$) yra 14 dienų trukmės deformacijų dėl savaiminio betono traukumo rezultatas.

Pašalinus laikinąsias atramas ir apkrovus tiltą paklotų elementų savąjį svorį atitinkančiomis apkrovomis [2.3 pav. (b)], dėl tilto perdangos statinės schemos pasikeitimo ir papildomų apkrovų poveikio, lenkiamųjų momentų diagrama pakeičia formą. Kaip ir teoriškai aprašyta 1.4.3 poskyryje, lenkiamųjų momentų diagramos forma priartėja prie vienu etapu įrengtos nekarpytos sijinės perdangos lenkiamųjų momentų diagramos formos.

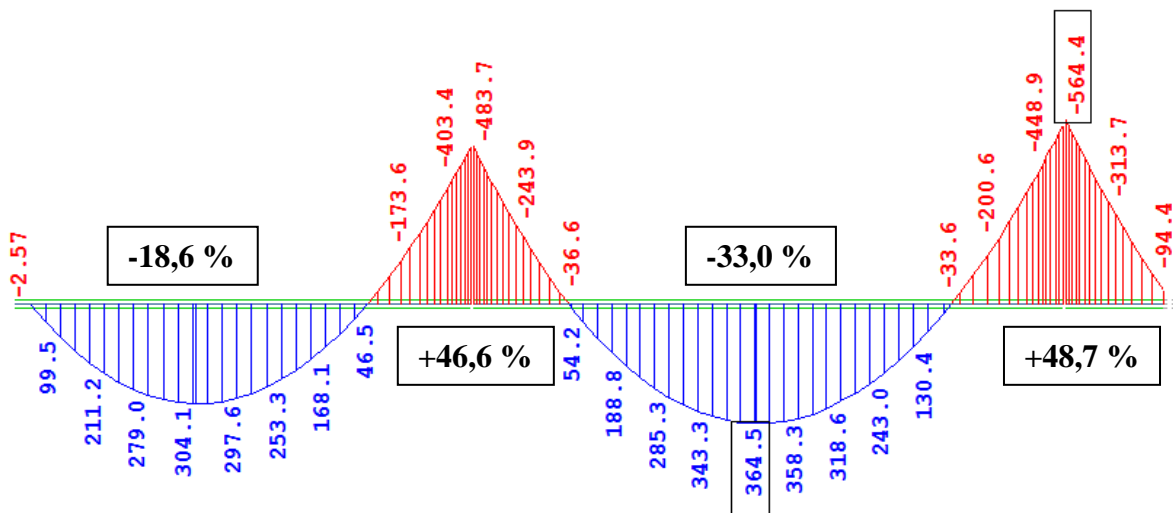
Apkrovus tiriamąjį tiltą visomis nuolatinėmis apkrovomis, programoje buvo atlikti 36500 dienų (100 metų) trukmės ilgalaikių betono poveikių skaičiavimai. Šių skaičiavimų rezultatai gerai sutampa su teoriniais – dėl valkšnumo poveikio lenkiamieji momentai viršatraminėse sijų dalyse, bėgant laikui, įgyja vis didesnes reikšmes, o angos viduryje priešingai – lenkiamųjų momentų reikšmės mažėja. Lenkiamųjų momentų prieaugis viršatraminėje sijos dalyje, ties vidurine atrama, siekia +48,7 %, kai tuo tarpu lenkiamųjų momentų sumažėjimas antrosios angos viduryje yra -33,0 % [2.3 pav. (c)].



(a) 11 stadijos pabaigoje



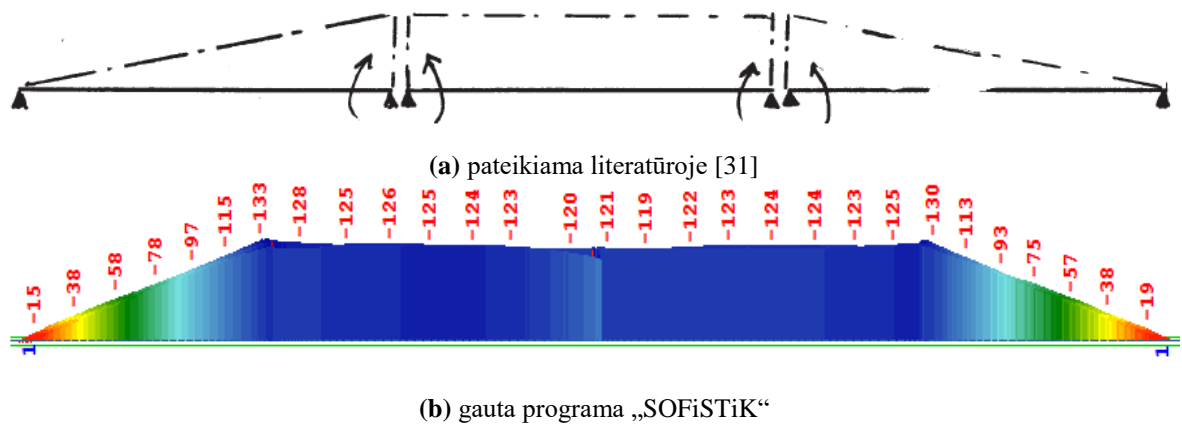
(b) 13 stadijos pabaigoje



(c) 14 stadijos pabaigoje

2.3 pav. Lenkiamųjų momentų pasiskirstymas tilto perdangos sijose 11, 13 ir 14 stadijų pabaigoje

Lenkiamųjų momentų diagrama tilto perdangoje, atsiradusi tik dėl betono ilgalaikių poveikių, pateikiama literatūroje [31] ir gauta programa „SOFiSTiK“, pavaizduotos 2.4 pav., atitinkamai (a) ir (b) dalyse.



2.4 pav. Lenkiamųjų momentų diagrama dėl ilgalaikių betono poveikių

Šios analizės tikslas tiltų projektavimo metu – įvertinti maksimalias galimas įrašas tilto laikančiųjų konstrukcijų skerspjūviuose, nepriklausomai nuo to, kurioje statybos stadijoje ar eksploatacijos metu jos yra gaunamos. Iš pateiktų analizės rezultatų matyti, kad perdangos sijų laikomoji galia angos viduryje bus užtikrinta tik tokiu atveju, jeigu jos skerspjūvį šioje vietoje suprojektuosime pagal įrašas, gautas tilto eksploatacijos pradžioje. Nepaisant to, sijų laikomoji galia ties atramomis bus pakankama tik tada, jeigu jų skerspjūvis bus suprojektuotas pagal įrašas, gautas tilto eksploatacijos pabaigoje (praėjus 100 metų).

Programoje „SOFiSTiK“ ilgalaikiai betono poveikiai buvo vertinami pagal LST EN 1992-1-1:2005 „Eurokodas 2. Gelžbetoninių konstrukcijų projektavimas. 1-1 dalis. Bendrosios ir pastatų taisyklės“ [35].

2.4. Betono amžiaus, pirmojo apkrovimo metu, įtaka tilto perdangos standumui

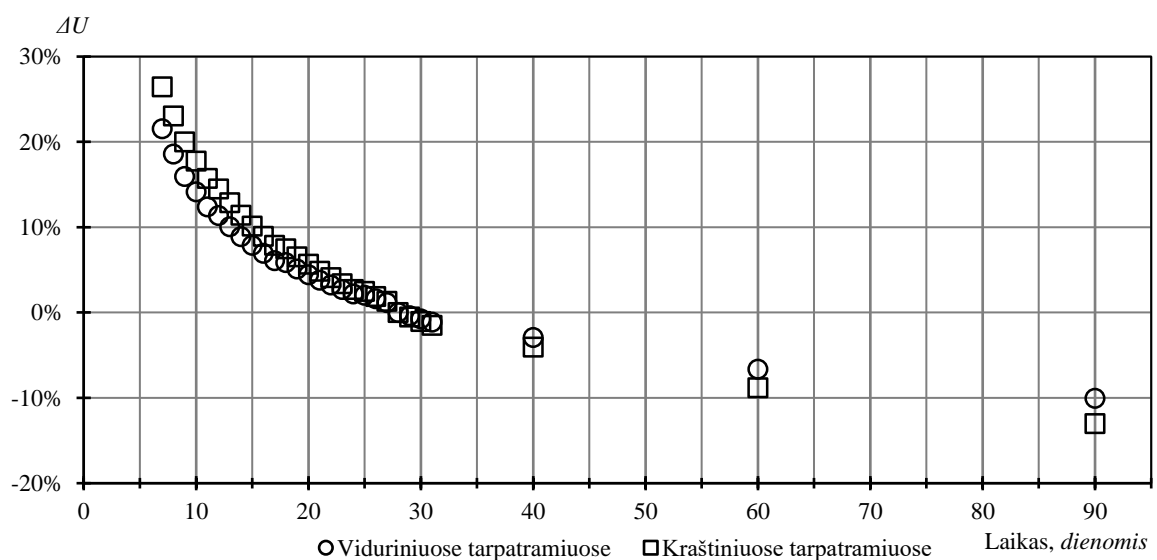
Kaip minėta 1-ajame skyriuje, betonas yra laikui bėgant kietėjanti medžiaga. Betono stiprumas paprastai didėja visą jo eksploatacijos trukmę. Ypatingai sparčiai kietėjimo procesas vyksta pirmosiomis dienomis, o praėjus keletui mėnesių nuo konstrukcijos išbetonavimo, kietėjimo procesas vyksta labai lėtai. Taigi, jau projektavimo stadijoje labai svarbu žinoti, kokią įtaką konkrečioms statinio laikančiosioms konstrukcijoms turės konstrukcijos apkrovimo laikas. Nuo konstrukcijos apkrovimo laiko priklauso galutinis valkšnumo koeficientas, taigi ir konstrukcijų deformacijos. Nuo galutinio valkšnumo koeficiento priklauso kaip smarkiai pasikeis lenkiamųjų momentų diagrama, pagal kurią ir yra projektuojami konstrukcijų skerspjūviai.

Siekiant nustatyti betono amžiaus, pirmojo apkrovimo metu, įtaką tilto perdangos standumui, programoje „SOFiSTiK“ buvo keičiamas monolitinio rygelio betono kietinimo laikas, 11-oje statybos stadijoje (2.1 lentelė), t. y. keičiama laiko trukmė, nuo rygelio išbetonavimo iki perdangos sijų laikančiųjų laikinųjų atramų pašalinimo.

Betono amžius dienomis, pirmojo apkrovimo metu, buvo keičiamas ribose: $7 < \tau < 90$. Keičiant τ reikšmę buvo stebima, kaip keičiasi tiriamojo tilto perdangos sijų įlinkiai, išorinių ir vidinių tarpatramių viduryje. Taip pat buvo stebimas lenkiamųjų momentų dydis sijų viduryje bei viršatraminėje dalyje. Tiek sijų įlinkių, tiek lenkiamųjų momentų reikšmės buvo nustatomos po 14-osios statybos stadijos (2.1 lentelė), t. y. tilto eksploatacijos pabaigoje. Kadangi pirmąjį mėnesį po konstrukcijų išbetonavimo kietėjimo procesas vyksta labai sparčiai, konstrukcijos apkrovimo laikas šiuo periodu buvo keičiamas 1 dienos žingsniu ($\Delta\tau = 1$). Taip pat buvo fiksuojamos sijų įlinkių ir lenkiamųjų momentų reikšmės betono amžiui, pirmojo apkrovimo metu, esant 40, 60 ir 90 dienų.

Norint įvertinti betono amžiaus, pirmojo apkrovimo metu, įtaką tiltų standumui, atskaitine τ reikšme buvo pasirinktas 28 parų amžiaus betonas ($\tau_0 = 28$). Esant tokiam betono amžiui, jo stiprumas yra lygus charakteristinei gniuždomojo stiprio f_{ck} reikšmei. [35] Kitos reikšmės pateikiamos išreikštos procentais ir parodo santykinę lenkiamųjų momentų arba įlinkių pokytį, lyginant su atitinkamo dydžio reikšme, kai pradinis konstrukcijos apkrovimas atliekamas laiko momentu $\tau_0 = 28$ paros.

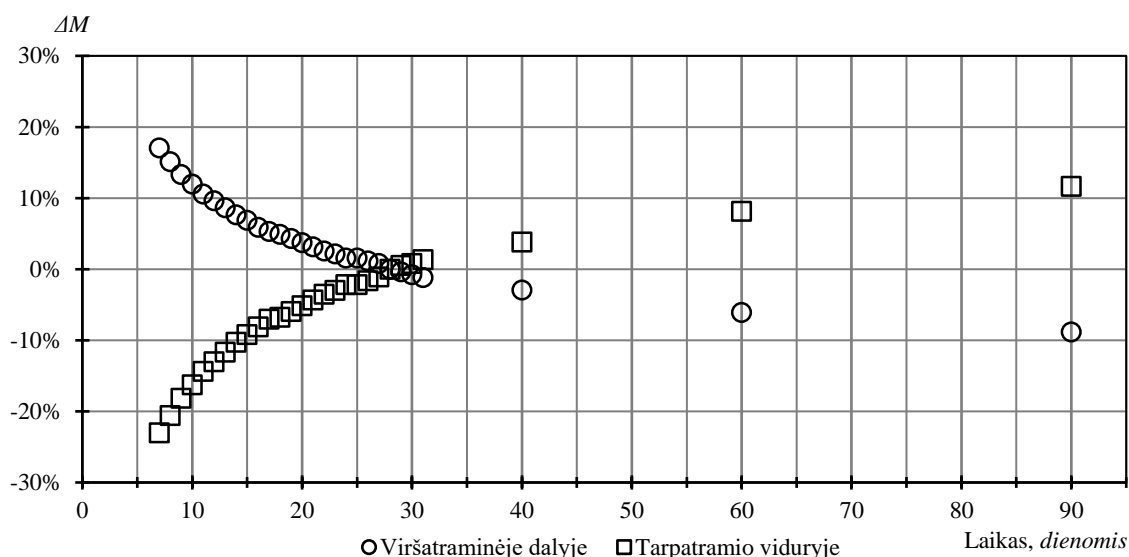
2.5 pav. pavaizduota, kokią įtaką sijų įlinkiui turi betono amžius pirmojo apkrovimo metu. Iš gautų rezultatų matyti, kad sijų įlinkis tarpatramio viduryje, priklausomai nuo apkrovimo laiko τ , kinta nuo +21,6 % iki -10,0 % vidiniuose, ir nuo +26,5 % iki -13,0 % išoriniuose tilto tarpatramiuose, betono amžiui, pirmojo apkrovimo metu, kintant atitinkamai nuo 7 iki 90 parų. Ženklas „+“ rodo, kad įlinkis, konstrukciją apkrovus laiko momentu τ , yra gautas didesnis nei įlinkis, gautas konstrukciją apkrovus laiko momentu τ_0 .



2.5 pav. Sijų įlinkio priklausomybė nuo betono amžiaus, pirmojo apkrovimo metu

Gautų įlinkių skaitinės reikšmės kinta nuo 48,99 mm iki 36,25 mm vidiniuose, ir nuo 24,70 mm iki 16,99 mm išoriniuose tarpatramiuose, betono amžiui, pirmojo apkrovimo metu, kintant atitinkamai nuo 7 iki 90 parų. Konstrukciją apkrovus laiko momentu $\tau_0 = 28$ paros, absoliutinės įlinkių reikšmės buvo gautos 40,30 mm ir 19,53 mm, atitinkamai vidiniuose ir išoriniuose tilto tarpatramiuose.

Betono amžiaus, pirmojo apkrovimo metu, įtaka lenkiamųjų momentų dydžiui pavaizduota 2.6 pav. Iš gautų rezultatų matyti, kad lenkiamasis momentas, priklausomai nuo apkrovimo laiko τ , kinta nuo +17,1 % iki -8,8 %, viršatraminėje sijų dalyje ir nuo -23,0 % iki +11,7 %, vidinio tarpatramio viduryje, betono amžiui, pirmojo apkrovimo metu, kintant atitinkamai nuo 7 iki 90 parų. Ženklas „+“ rodo lenkiamųjų momentų prieaugį, lyginant su atskaitine reikšme.



2.6 pav. Lenkiamųjų momentų priklausomybė nuo betono amžiaus, pirmojo apkrovimo metu

Gautų lenkiamųjų momentų skaitinės reikšmės kinta nuo 597 kNm iki 465 kNm, viršatraminėje sijų dalyje ir nuo 284 kNm iki 412 kNm, vidinio tarpatramio viduryje, betono amžiui, pirmojo apkrovimo metu, kintant atitinkamai nuo 7 iki 90 parų. Konstrukciją apkrovus laiko momentu $\tau_0 = 28$ paros, absoliutinės lenkiamųjų momentų reikšmės buvo gautos 510 kNm ir 369 kNm, atitinkamai viršatraminėje sijų dalyje ir vidinio tarpatramio viduryje.

Iš gautų rezultatų matyti, kad betono amžius, pirmojo apkrovimo metu, turi pakankamai didelę įtaką laikančiųjų konstrukcijų standumui. Vien nuolatinių apkrovų veikiamą konstrukciją gali deformuoti labiau nei buvo tikėtasi projektavimo metu. Taip pat lenkiamieji momentai, bėgant laikui, gali įgyti pakankamai dideles reikšmes, galinčias sukelti konstrukcijų

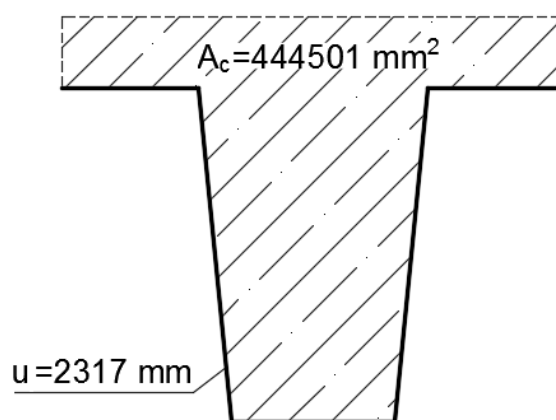
pleišėjimą. Todėl projektuojant etapais statomas gelžbetonines konstrukcijas būtina tinkamai įvertinti betono amžių, pirmojo apkrovimo metu.

2.5. Valkšnumo koeficiento skaičiavimas

Atsižvelgiant į atliktą literatūros apžvalgą ir betono ilgalaikių poveikių skaitinės analizės rezultatus, aiškiai matyti, kad statiškai nesprenžiamų gelžbetoninių konstrukcijų standumui valkšnumo deformacijų įtaka yra pakankamai didelė. Todėl, norint kuo tiksliau nustatyti kaip konstrukcija deformuosis eksploatacijos metu bei kaip keisis įrašos laikančiųjų konstrukcijų skerspjūviuose, reikia kuo tiksliau apskaičiuoti kiekvienos konstrukcijos betono valkšnumo koeficientą ir jį įvertinti tokių konstrukcijų skaičiavimuose.

Šiame darbe tiriamojo tilto perdangos sijų valkšnumo koeficiento skaičiavimas bus atliktas pagal dvi metodikas. Pirmoji yra plačiai naudojama Europos sąjungos šalyse, t. y. valkšnumo koeficiento skaičiavimas pagal Eurokodą [35]. Antroji – valkšnumo koeficiento skaičiavimas pagal Bažant-Baweja modelį B3 [36]. Taip pat apskaičiuotos valkšnumo koeficientų kreivės bus palygintos tarpusavyje. Kitame skyriuje, atliekant netiesinę konstrukcijų analizę, bus nustatyta, pagal kurią metodiką apskaičiuotus valkšnumo koeficientą buvo gauti tikslesni rezultatai.

Nagrinėjamojo tilto sijos skerspjūvis, su valkšnumo koeficiento apskaičiavimui reikiamais parametrais, pateiktas 2.7 pav., kuriame A_c – sijos skerspjūvio plotas, o u – su aplinka sąlytį turinčio elemento perimetras. Tai yra bendrieji konstrukcijos skerspjūvio parametrai, kuriuos reikia žinoti, norint apskaičiuoti valkšnumo koeficientą pagal bet kurią, anksčiau aprašytą metodiką.



2.7 pav. Tiriamojo tilto perdangos sijos skersinis pjūvis ir valkšnumo koeficiento skaičiavimui reikalingi parametrai

2.5.1. Valkšnumo koeficiento skaičiavimas pagal Eurokodą

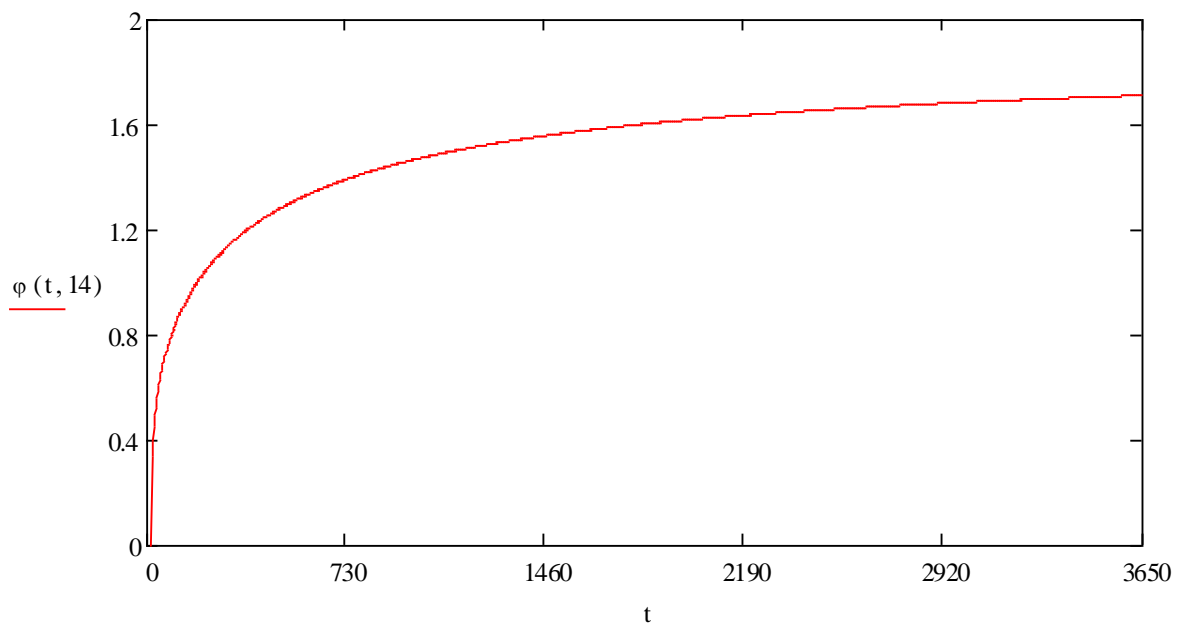
Skaičiavimai buvo atlikti pagal LST EN 1992-1-1:2004 [35], B priede pateiktą metodiką. Matematiniams skaičiavimams atlikti skirta programa „MathCad“ buvo sudaryta skaičiuotė, valkšnumo koeficiento apskaičiavimui, kuri yra pateikta priede Nr. 1.

Valkšnumo koeficiento apskaičiavimui pagal Eurokodą [35] reikiamų parametų sąrašas pateiktas 2.2 lentelėje.

2.2 lentelė. Valkšnumo koeficiento apskaičiavimui pagal Eurokodą [35] reikiamų parametų sąrašas

Eil. Nr.	Žymėjimas	Matavimo vienetai	Reikšmė	Aprašymas
1	RH	%	81	aplinkos drėgnis, nustatytas pagal [37]
2	f_{cm}	MPa	38	28 dienų amžiaus betono vidutinis gniuždomasis stipris
3	t_0	dienos	14	betono amžius, pirmojo apkrovimo metu
4	t	dienos	36500	betono amžius nagrinėjamoju laiko momentu
5	α	–	0	rodiklis, priklausantis nuo cemento rūšies (mūsų atveju cemento rūšis N – normalaus kietėjimo greičio cementas)

Valkšnumo koeficiento skaičiavimai buvo atlikti laikantis nuostatos, kad betono amžius pirmojo apkrovimo metu yra lygus 14 dienų. Įvertinus visą projektinę tilto eksploatacijos trukmę (100 metų), apskaičiuotas valkšnumo koeficientas yra lygus: $\varphi_{36500} = 1,845$. Betono valkšnumo kitimo kreivė, per pirmuosius 10 eksploatacijos metų, pateikta 2.8 pav. Abscisių ašyje pateikiama konstrukcijos eksploatavimo trukmė, o ordinačių ašyje – valkšnumo koeficiento reikšmė. Per šį laikotarpį valkšnumo koeficientas pakinta nuo $\varphi_{15} = 0,224$ reikšmės, sekančią dieną po konstrukcijos apkrovimo, iki $\varphi_{3650} = 1,713$ reikšmės, praėjus dešimčiai metų nuo konstrukcijos apkrovimo.



2.8 pav. Pagal Eurokodą [35] apskaičiuoto valkšnumo koeficiento kitimo kreivė, programoje „MathCad“

2.5.2. Valkšnumo koeficiento skaičiavimas pagal Bažant-Baweja modelį B3

Skaičiavimai buvo atlikti pagal autorių Zdeněk P. Bažant ir Sandeep Baweja sukurtą modelį B3 [36]. Šis modelis yra naujusias iš daugelio šių autorių sukurtų, betono valkšnumo ir traukumo apskaičiavimo modelių. Anot autorių, B3 modelis yra paprastesnis ir geriau pritaikomas teoriškai nei anksčiau pasiūlyti modeliai. Pagrindiniai veiksniai, veikiantys šio modelio galimas paklaidas, yra betono sudėtis ir betono projektinis stipris. B3 modelyje taikomos formulės tinka betonams, kietintiems ne mažiau nei 1 parą.

Pagrindinis betono valkšnumo ir traukumo apskaičiavimo modelio B3 skirtumas nuo kitų modelių yra betono mišinio sudėties įvertinimas. Atsižvelgiant į tiriamojo tilto sijų betono klasę (C30/37 XC3 XF2, pagal LST EN 206:2014 [33]) buvo suprojektuota betono mišinio sudėtis. Betono mišinio sudėties projektavimas buvo atliktas pagal LST EN 206:2014 [33]. Betono mišinio sudėtis ir kiti, skaičiavimams reikalingi parametrai, pateikti 2.3 lentelėje.

2.3 lentelė. Valkšnumo koeficiento apskaičiavimui, pagal modelį B3 [36], reikiamų parametru sąrašas

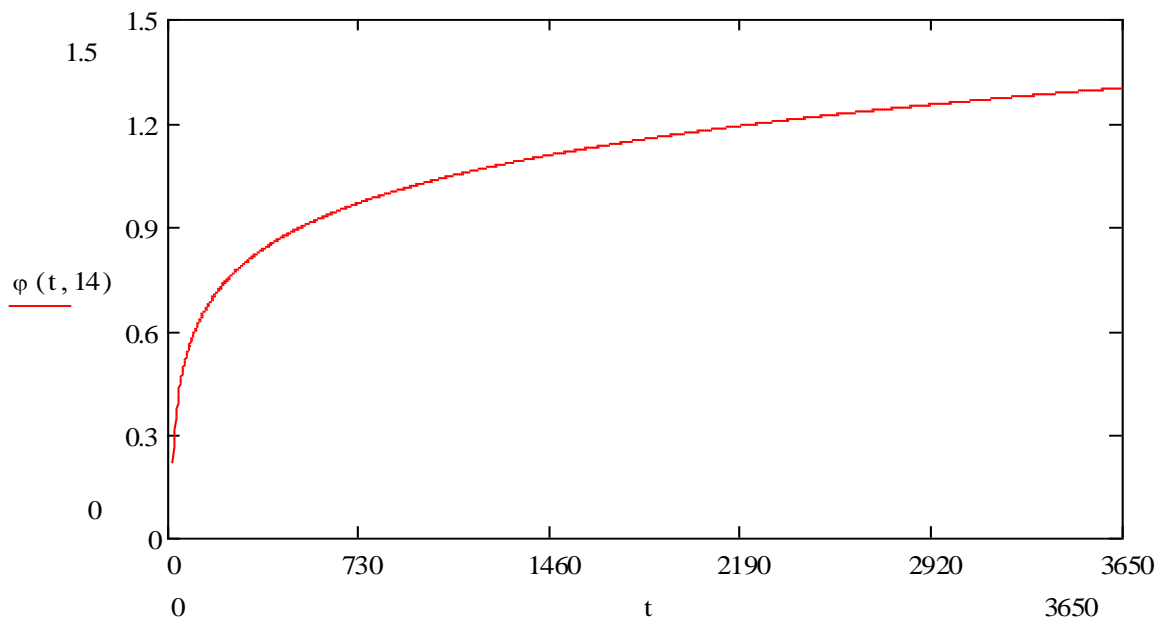
Eil. Nr.	Žymėjimas	Matavimo vienetai	Reikšmė	Aprašymas
1	RH	%	81	aplinkos drėgnis, nustatytas pagal [37]
2	f_{cm28}	MPa	38,3	28 dienų amžiaus betono vidutinis gniuždomasis stipris pagal Bažant
3	E_{cm28}	MPa	29300	28 dienų amžiaus betono tamprumo modulis pagal Bažant
4	t_0	dienos	14	betono amžius, pirmojo apkrovimo metu
5	t	dienos	36500	betono amžius nuo džiūvimo pradžios (skaičiuojamas nuo tada, kai betono kietinimas drėgmėje nutraukiamas)
6	α_1	–	1	rodiklis, priklausantis nuo cemento tipo (mūsų atveju cemento tipas CEM I – portlandcementis, pagal [38])
7	α_2	–	1	koeficientas, priklausantis nuo betono kietėjimo sąlygų (mūsų atveju – kietinimas 100 % drėgmėje)
8	k_{isp}	-	1,25	koeficientas, priklausantis nuo konstrukcijos formos
9	c	kg	264,01	cemento kiekis betono mišinyje
10	w	l	132	vandens kiekis betono mišinyje
11	a	kg	994,22	užpildų kiekis betono mišinyje

Taikant B3 modelį yra ribojami kai kurie portlandcemenčio ir betono sudėties parametrai, tam tikrose ribose: [36]

1. $0,35 \leq w/c \leq 0,85$ – vandens ir cemento santykio leistinos kitimo ribos;
2. $2,5 \leq a/c \leq 13,5$ – užpildų ir cemento santykio leistinos kitimo ribos;
3. $17 \text{ MPa} \leq f_{cm28} \leq 70 \text{ MPa}$ – 28 parų betono gniuždomojo stiprio leistinos kitimo ribos;
4. $160 \text{ kg/m}^3 \leq c \leq 720 \text{ kg/m}^3$ – galimas cemento kiekis betono mišinyje;
5. $\sigma_c \leq 0,45f_{cm28}$ – įtempių betone nuo nuolatinių apkrovų poveikio apribojimas.

Naudojantis šia metodika [36], buvo apskaičiuotas betono valkšnumo koeficientas tiriamojo tilto sijai (2.7 pav.). Matematiniais skaičiavimams atlikti skirta programa „MathCad“ buvo sudaryta valkšnumo koeficiento apskaičiavimo skaičiuotė, kuri yra pateikta priede Nr. 2.

Valkšnumo koeficiento skaičiavimai buvo atlikti laikantis nuostatos, kad betono amžius pirmojo apkrovimo metu yra lygus 14 dienų. Kadangi tiriamojo tilto sijos yra surenkamosios, todėl kietinimo sąlygos buvo laikant 100 % drėgmėje. Įvertinus visą projektinę tilto eksploatacijos trukmę (100 metų), apskaičiuotas valkšnumo koeficientas yra lygus: $\varphi_{36500} = 1,749$. Betono valkšnumo kitimo kreivė, per pirmuosius 10 eksploatacijos metų, pateikta 2.9 pav. Abscisių ašyje pateikiama konstrukcijos eksploatavimo trukmė, o ordinačių ašyje – valkšnumo koeficiento reikšmė. Per šį laikotarpį valkšnumo koeficientas pakinta nuo $\varphi_{15} = 0,129$ reikšmės, sekančią dieną po konstrukcijos apkrovimo, iki $\varphi_{3650} = 1,303$ reikšmės, praėjus dešimčiai metų nuo konstrukcijos apkrovimo.



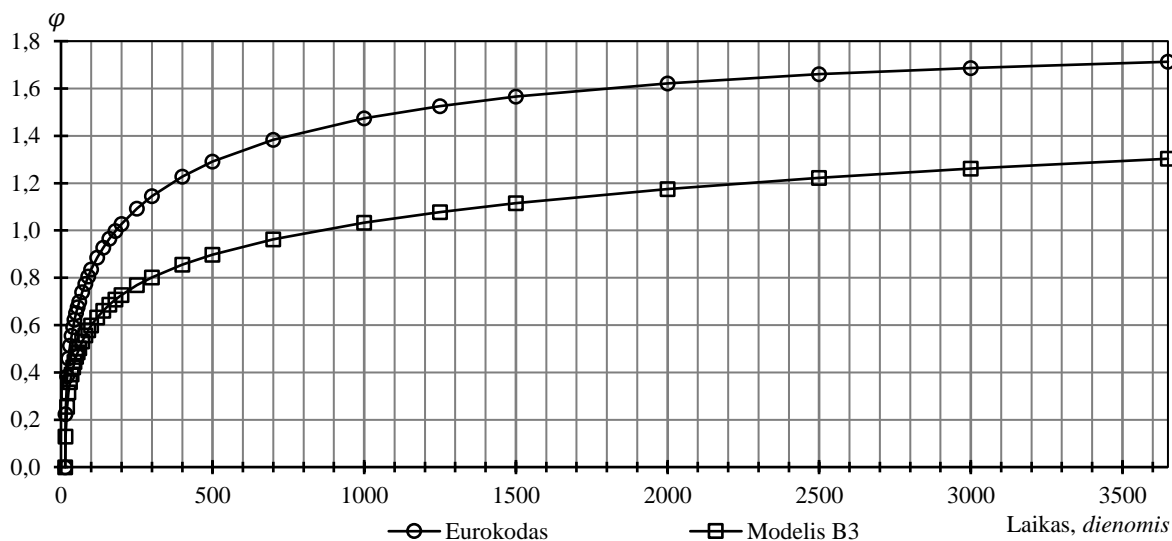
2.9 pav. Pagal modelį B3 [36] apskaičiuoto valkšnumo koeficiento kitimo kreivė, programoje „MathCad“

2.5.3. Valkšnumo koeficientų palyginimas

Iš 2.2 ir 2.3 lentelėse pateiktų, valkšnumo koeficiento apskaičiavimui reikalingų parametrų kiekio matyti, kad jų skaičius ženkliai skiriasi. Norint apskaičiuoti valkšnumo koeficientą pagal Eurokodą [35] pakanka žinoti 5, betoną ir konstrukcijos eksploataavimo sąlygas apibūdinančius parametrus. Tuo tarpu valkšnumo skaičiavimui pagal modelį B3 [36], jų reikia 11.

Paprastai inžineriniai konstrukcijų skaičiavimai yra tuo tikslesni, kuo tiksliau yra aprašoma nagrinėjama konstrukcija, ją sudarančių medžiagų savybės, konstrukciją veikiantys poveikiai ir apkrovos ir pan. Siekiant skaičiavimus supaprastinti, arba nesant galimybės visko įvertinti, paprastai padaroma nemažai prielaidų, kurios padidina skaičiavimų paklaidas į atsargos pusę. Todėl, atliekant valkšnumo koeficiento skaičiavimus pagal skirtingus modelius buvo tikėtasi, kad tikslesni rezultatai bus gauti naudojant daugiau parametrų įvertinantį modelį B3 [36].

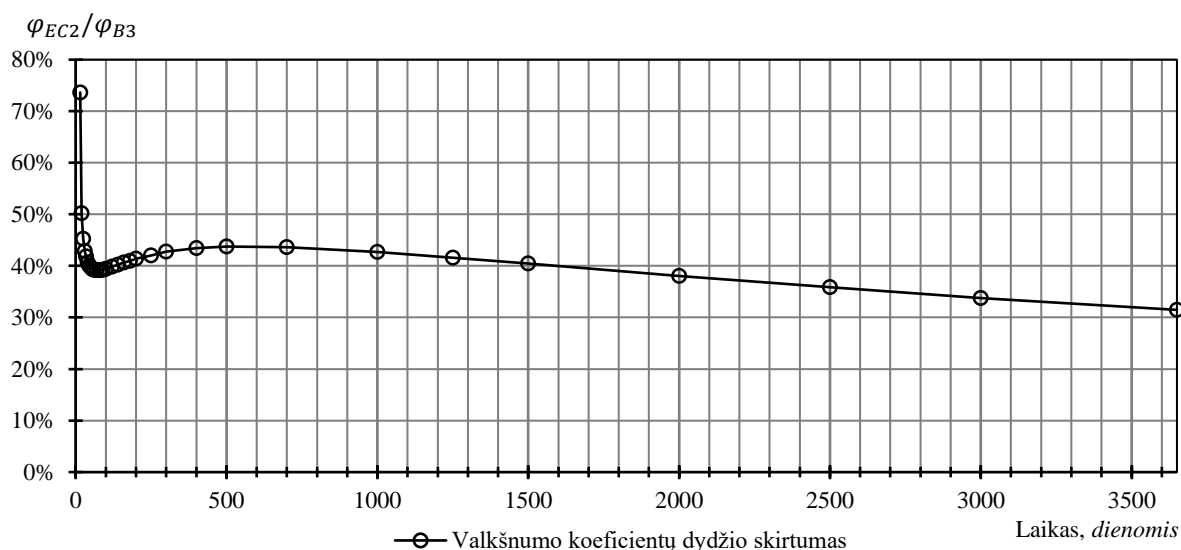
2.10 pav. pavaizduoti tiriamojo tilto perdangos sijų betono valkšnumo koeficientų kitimo kreivės, apskaičiuotos pagal anksčiau minėtus modelius, pirmaisiais 10 eksploatacijos metų.



2.10 pav. Valkšnumo koeficientų, apskaičiuotų pagal Eurokodą [35] ir pagal modelį B3 [36], palyginimas

Valkšnumo koeficientų palyginimas pavaizduotas 2.11 pav. Abscisių ašyje pateikiama konstrukcijos eksploataavimo trukmė, o ordinačių ašyje – valkšnumo koeficientų dydžio skirtumas, išreikštas procentais. Tai yra, paveiksle pavaizduota kiek, tam tikru laiko momentu, valkšnumo koeficientas, apskaičiuotas pagal Eurokodą [35], yra didesnis nei apskaičiuotas pagal modelį B3 [36].

Kaip ir buvo tikėtasi, tiriamojo tilto perdangos sijos valkšnumo koeficiento reikšmės, apskaičiuotos pagal Eurokodą [35], yra gerokai didesnės nei pagal modelį B3 [36], tačiau taip yra tik konstrukcijos eksploatacijos pradžioje. Praėjus vienai parai po konstrukcijos apkrovimo, skirtumas tarp valkšnumo koeficientų dydžio siekia net 73,6 %, tačiau jau praėjus dviem savaitėms, šis skirtumas sumažėja iki 42,9 %. Mažiausias skirtumas konstrukcijos eksploatacijos pirmaisiais mėnesiais yra 39,1 %, kuris yra pasiekiamas praėjus 65 dienoms nuo konstrukcijos eksploatacijos pradžios. Vėliau 2.11 pav. matomas kreivės pakilimas, po kurio seka tolygus valkšnumo koeficientų skirtumo mažėjimas. Praėjus 10 metų nuo konstrukcijos eksploatacijos pradžios, skirtumas tarp valkšnumo koeficientų dydžio yra 31,5 %, o po 100 eksploatacijos metų šis skirtumas yra tik 5,5 %.



2.11 pav. Valkšnumo koeficientų skirtumo palyginimas

Taigi, tradiciniai supaprastinti susitraukimo ir valkšnumo deformacijų apskaičiavimo metodai įvertina tiktai bendrą skerspjūvio elgseną, neatsižvelgiant į drėgmės difuzijos procesus, betono kietėjimo metu. Šių procesų vykimo sparta yra griežtai proporcinga betoninio elemento storiui. Gelžbetoninio elemento storio padidėjimas nuo d iki D nesumažina betono susitraukimo ir valkšnumo deformacijų kreivės koeficientu, priklausančiu nuo plokštės storio, bet sulėtina šių deformacijų vystymąsi koeficientu $\frac{d^2}{D^2}$, kuris pasireiškia perkeliant deformacijų kreivę logaritminėje laiko skalėje į dešinę pusę atstumu $2 \log(D/d)$. [39] Tai parodo, kad norint teisingai nustatyti gelžbetoninių konstrukcijų elgseną eksploatacijos metu, privaloma naudoti tokį betono susitraukimo ir valkšnumo modelį, kuris įvertina drėgmės difuzijos poveikį. Standartiniais skaičiavimo metodais šie poveikiai nėra įvertinami, juose numatoma, kad susitraukimo ir valkšnumo deformacijos yra vienodos visame skerspjūvyje arba, didėjant elemento skerspjūviui, susitraukimo deformacijos taip pat proporcingai didėja.

2.6. Perdangos standumo tyrimas, įvertinant betono valkšnumą ir galimas pažaidas

Anksčiau buvo nustatyta, kaip keičiasi lenkiamųjų momentų diagrama nagrinėjamojo tilto perdangos sijose, dėl ilgalaikių betono poveikių. Analizė buvo atlikta laikantis nuostatos, kad tilto perdanga deformuojasi tampriai, t. y. sijų skerspjūvyje nėra atsivėrusių plyšių, todėl įrašų persiskirstymas ir perdangos sijų įlinkiai, bėgant laikui, priklauso tik nuo betono ilgalaikių poveikių. Tačiau tai nėra visiškai teisinga. Paprastai lenkiamieji gelžbetoniniai elementai, veikiami konstrukcijų savojo svorio, kintamųjų apkrovų poveikio bei temperatūros svyravimų, anksčiau ar vėliau pradeda pleišėti. Gelžbetoniniam elementui supleišėjus, smarkiai sumažėja jo standumas, didėja konstrukcijų įlinkiai bei persiskirsto įrašos. Norint kuo tiksliau projektavimo metu numatyti tokią konstrukcijų elgseną, skaičiavimuose būtina įvertinti konstrukcijų pleišėjimą.

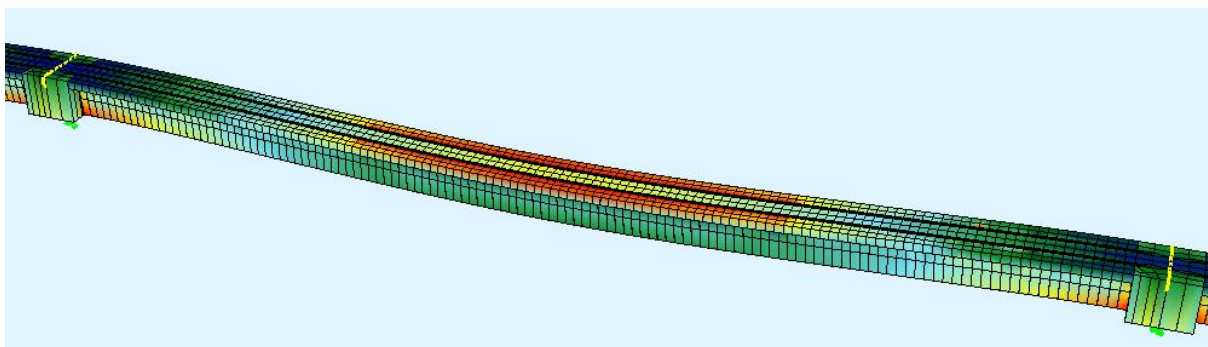
Šiame darbe bus nagrinėjami du metodai, kuriuos naudojant galima įvertinti betono valkšnumo ir pleišėjimo įtaką laikančiųjų konstrukcijų elementams. Abiem metodais gauti rezultatai bus palyginti tarpusavyje.

Pirmasis – tai netiesinė konstrukcijų analizė, naudojant baigtinių elementų konstrukcijų analizės programą „SOFiSTiK“. Netiesinės analizės privalumas yra tas, kad ją atlikus gaunami pakankamai tikslūs rezultatai, realiai atspindintys konstrukcijų elgseną eksploatacijos metu. Taip pat yra įvertinami betono ilgalaikiai poveikiai bei konstrukcijų pleišėjimas. Nepaisant to, šis metodas turi ir trūkumų. Vienas iš trūkumų yra pakankamai sudėtingas skaičiuojamojo modelio sudarymas. Negalima naudoti begalinį standumą turinčių ryšių bei atramų, koncentruotų apkrovų ir pan. Taip pat šis metodas labai imlus kompiuterio resursams, todėl labai didelių bei sudėtingų konstrukcijų skaičiavimams retai naudojamas.

Antrasis – tiesinė konstrukcijų analizė, naudojant baigtinių elementų konstrukcijų analizės programą „SOFiSTiK“, betono tamprumo modulį sumažinant betono ilgalaikius poveikius ir pleišėjimą įvertinančiu koeficientu, apskaičiuotu pagal Eurokodą [35]. Naudojant šį metodą modelio sudarymas yra kur kas paprastesnis, skaičiavimai vykdomi gana sparčiai, tačiau gauti rezultatai nėra tokie tikslūs, kaip gauti netiesinės analizės metodu.

Pagal Eurokodą [35], betono valkšnumą galima įvertinti apskaičiuotus efektyvųjų betono tamprumo modulį, kuris priklauso nuo betono valkšnumo koeficiento, nagrinėjamoju metu. Anksčiau nagrinėjamojo tilto perdangos sijos valkšnumo koeficientą skaičiavome pagal dvi metodikas. Todėl, naudojant netiesinę konstrukcijų analizę nustatysime, pagal kurią metodiką apskaičiuotas valkšnumo koeficientas geriau sutampa su netiesinės analizės metodu gautais rezultatais.

Kadangi tiriamasis tiltas yra pakankamai didelis, susidedantis iš daugybės skirtingų konstrukcinių elementų, sudaryti viso tilto modelį, naudojant netiesinę konstrukcijų analizę, nėra galimybės. Todėl buvo sudarytas analogiškas tilto perdangos modelis, kurios skerspjūvi sudaro viena gelžbetoninė sija (2.12 pav.). Gauti rezultatai buvo lyginami su gautais analogiška modelyje, atliekant tiesinę konstrukcijų analizę, betono tamprumo modulį sumažinus betono ilgalaikius poveikius ir pleišėjimą įvertinančiu koeficientu.



2.12 pav. Vienos sijos skerspjūvio tilto perdangos fragmentas, programoje „SOFiSTiK“

Atlikus netiesinę konstrukcijų analizę, tiriamojo tilto perdangos sijų įlinkiai, išoriniuose ir vidiniuose tarpatramiuose, praėjus 50 metų nuo eksploatacijos pradžios, gauti lygūs: $u_{n1} = 20,02 \text{ mm}$ – išoriniuose ir $u_{n2} = 38,50 \text{ mm}$ – vidiniuose tilto tarpatramiuose.

Norint įvertinti betono ilgalaikius poveikius ir pleišėjimą, naudojant tiesinę konstrukcijų analizę, reikia apskaičiuoti supleišėjusio ir nesupleišėjusio sijų skerspjūvio geometrinius parametrus, pleišėjimo momentą M_{crc} , efektyvųjį betono tamprumo modulį $E_{c,eff}$ ir lenkiamųjų elementų supleišėjimą įvertinantį parametą α . [35]

2.6.1. Efektyviojo betono tamprumo modulio skaičiavimas

Norint įvertinti betono valkšnumo deformacijų įtaką gelžbetoninių konstrukcijų deformacijoms, atliekant tiesinę konstrukcijų analizę, skaičiavimuose reikia įvertinti betono tamprumo modulio sumažėjimą dėl valkšnumo poveikio.

Jeigu apkrovų trukmė sukelia valkšnumą, bendra deformacija, įskaitant valkšnumą, pagal efektyvųjį betono tamprumo modulį gali būti apskaičiuojama taikant (2.1) lygtį: [35]

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\tau, t_0)}, \quad (2.1)$$

kurioje: E_{cm} – betono kirstinis tamprumo modulis;

$\varphi(\tau, t_0)$ – betono valkšnumo koeficientas, nagrinėjamoju laiko momentu τ .

Kadangi valkšnumo koeficientas buvo skaičiuotas pagal dvi metodikas, pagal Eurokodą [35] ir pagal modelį B3 [36], todėl bus apskaičiuoti du efektyvieji betono tamprumo moduliai, naudojant pagal abi metodikas gautas valkšnumo koeficientų reikšmes. Kaip ir netiesinės konstrukcijų analizės metodu, naudosime valkšnumo koeficientą, kuris apskaičiuotas praėjus 50 metų nuo konstrukcijos eksploatacijos pradžios. Atlikus skaičiavimus buvo gauti tokie rezultatai:

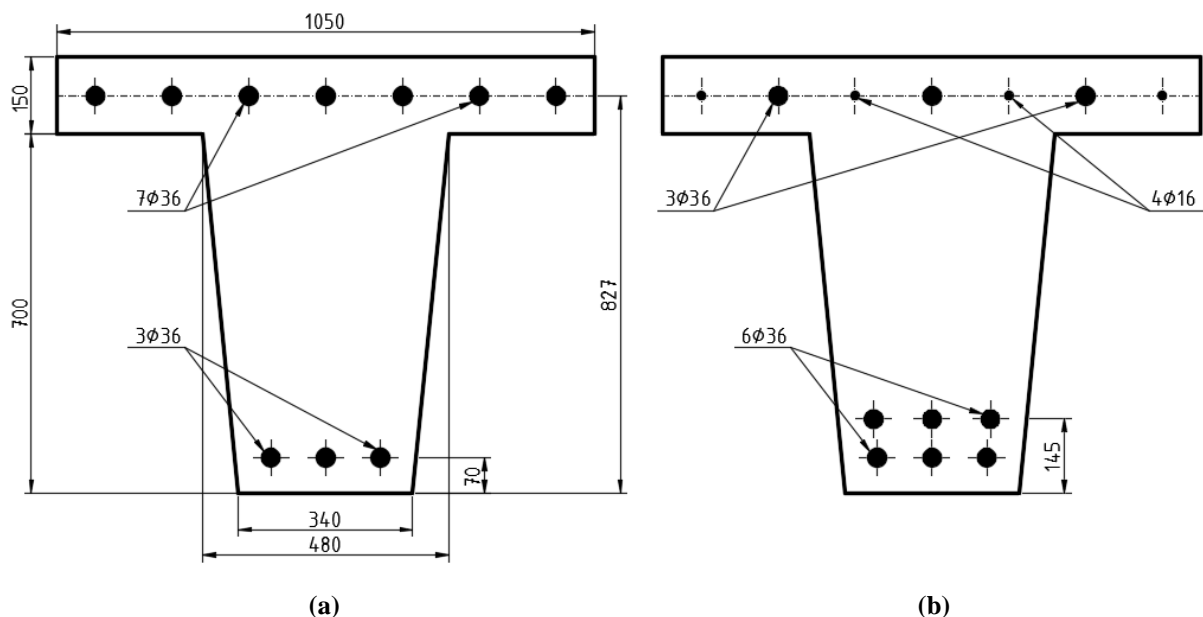
$$E_{c,eff,EC2} = 12,36 \text{ GPa} - \text{kai } \varphi_{EC2} = 1,828, \text{ apskaičiuotas pagal Eurokodą [35];}$$

$$E_{c,eff,B3} = 13,08 \text{ GPa} - \text{kai } \varphi_{B3} = 1,635, \text{ apskaičiuotas pagal modelį B3 [36].}$$

2.6.2. Sijos skerspjūvio geometrinių parametų skaičiavimas

Tiriamąojo tilto sijos skerspjūvis, ties atramomis ir tarpatriamio viduryje, pavaizduotas 2.13 pav. Redukuotieji sijos skerspjūvio geometriniai parametrai buvo apskaičiuoti naudojant matematiniam skaičiavimams atlikti skirtą programą „MathCad“. Sudaryta redukuotųjų geometrinių parametų skaičiuotė pateikta priede Nr. 3.

Apskaičiuotas sijos skerspjūvio inercijos momentas, tarpatriamio viduryje, buvo gautas lygus $I_{y,red} = 3,81 \times 10^6 \text{ cm}^4$ nesupleišėjusiam, ir $I_{y,red,crc} = 1,427 \times 10^6 \text{ cm}^4$ supleišėjusiam skerspjūviams. Palyginę šias reikšmes tarpusavyje matome, kad sijų skerspjūviui supleišėjus, jų standumas sumažėja 62,6 % arba 2,671 karto. Lenkiamasis momentas, kuriam esant sijų betonas pradeda pleišėti, yra lygus $M_{crc,b} = 168,37 \text{ kNm}$, kai tuo tarpu lenkiamasis momentas tarpatriamio viduryje, nuo tariamai nuolatinių apkrovų derinio, yra lygus $M_{QP} = 331 \text{ kNm}$. Taigi, tiriamąojo tilto sijų skerspjūvis supleišės vien dėl savojo konstrukcijų svorio sukeliama lenkiamojo momento poveikio.



2.13 pav. Tiriamąojo tilto sijos skerspjūvis: (a) ties atramomis, (b) tarpatriamio viduryje

2.6.3. Deformacijos parametro α skaičiavimas

Elementai, kurie gali supleišėti, tačiau nevisiškai, bus tarpinio tarp nesupleišėjimo ir visiško supleišėjimo būvio, o daugiausia lenkiamųjų momentų veikiamų elementų elgseną pakankamai nusako (2.2) lygtis: [35]

$$\alpha = \zeta \alpha_{II} + (1 - \zeta) \alpha_I, \quad (2.2)$$

kurioje: α – nagrinėjamas deformacijos parametras;

α_I , α_{II} – parametro reikšmės, apskaičiuotos atitinkamai nesupleišėjimo ir visiško supleišėjimo sąlygomis.

ζ – pasiskirstymo koeficientas (kurį taikant atsižvelgiama į skerspjūvio tempiamąjį standinimą), apskaičiuojamas taikant (2.3) lygtį:

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{M_{crc}}{M_{QP}} \right), \quad (2.3)$$

kurioje: $\beta = 0,5$ – esant ilgalaikiam apkrovų poveikiui.

Taigi, vietoje parametrų α_I ir α_{II} skaičiavimuose buvo naudoti supleišėjusio ir nesupleišėjusio sijos skerspjūvių inercijos momentai. Atlikus skaičiavimus gauta deformacijos parametro reikšmė: $\alpha = 0,447$. Tai reiškia, kad dėl betono pleišėjimo, tiriamojo tilto perdangos sijų lenkiamasis standumas sumažėja 55,3 % arba 2,237 karto.

Jeigu atliekant tiesinę analizę norima įvertinti ne tik betono valkšnumą, bet ir gelžbetoninių konstrukcijų pleišėjimą, sijos standumą reikia sumažinti apskaičiuotu deformacijos parametru α . Taigi, efektyvųjų tamprumo modulį reikia sumažinti 2,237 karto. Galutiniai efektyvieji betono tamprumo moduliai, kurie bus naudojami atliekant tiesinę konstrukcijų analizę, įvertinant betono valkšnumą ir pleišėjimą, yra lygūs:

$$E_{\alpha,eff,EC2} = 5,527 \text{ GPa} - \text{kai } \varphi_{EC2} \text{ apskaičiuotas pagal Eurokodą [35];}$$

$$E_{\alpha,eff,B3} = 5,849 \text{ GPa} - \text{kai } \varphi_{B3}, \text{ apskaičiuotas pagal modelį B3 [36].}$$

Projektavimo normose [35] pateikta betono kirstinio tamprumo modulio reikšmė yra lygi: $E_{cm} = 33,0 \text{ GPa}$. Taigi, su šia reikšme palyginę gautas efektyviojo tamprumo modulio reikšmes, galime nustatyti, kiek kartų sumažėjo tiriamojo tilto perdangos sijų standumas dėl betono valkšnumo poveikio ir konstrukcijų pleišėjimo:

$$E_{cm}/E_{\alpha,eff,EC2} = 33/5,527 = 5,97 \text{ karto, kai } \varphi_{EC2} \text{ apskaičiuotas pagal Eurokodą [35];}$$

$$E_{cm}/E_{\alpha,eff,B3} = 33/5,849 = 5,64 \text{ karto, kai } \varphi_{B3} \text{ apskaičiuotas pagal modelį B3 [36].}$$

2.6.4. Betono valkšnumo ir pleišėjimo įvertinimas, atliekant tiesinę konstrukcijų analizę

Norint nustatyti, pagal kurį metodą apskaičiuavus efektyvųjį betono tamprumo modulį gaunami tikslesni rezultatai, 2.12 pav. pavaizduotam modeliui buvo atlikta tiesinė konstrukcijų analizė, naudojant abiem metodais apskaičiuotus efektyviuosius betono tamprumo modulius.

Atlikus tiesinę konstrukcijų analizę, nagrinėjamojo tilto perdangos sijų įlinkiai, išoriniuose ir vidiniuose tarpatriamiuose, praėjus 50 metų nuo eksploatacijos pradžios, gauti lygūs: $u_{EC2,1} = 23,61 \text{ mm}$ – išoriniuose ir $u_{EC2,2} = 45,38 \text{ mm}$ – vidiniuose tilto tarpatriamiuose, kai efektyvusis betono tamprumo modulis buvo apskaičiuotas naudojant valkšnumo koeficientą φ_{EC2} .

Atlikus tiesinę konstrukcijų analizę, nagrinėjamojo tilto perdangos sijų įlinkiai, išoriniuose ir vidiniuose tarpatriamiuose, praėjus 50 metų nuo eksploatacijos pradžios, gauti lygūs: $u_{B3,1} = 22,32 \text{ mm}$ – išoriniuose ir $u_{B3,2} = 42,89 \text{ mm}$ – vidiniuose tilto tarpatriamiuose, kai efektyvusis betono tamprumo modulis buvo apskaičiuotas naudojant valkšnumo koeficientą φ_{B3} .

Gautų rezultatų palyginimas su netiesinės analizės metodu gautais rezultatais pateiktas 2.4 lentelėje.

2.4 lentelė. Tiesinės ir netiesinės analizės metodais gautų rezultatų palyginimas

Eil. Nr.	u_n, mm	u_{EC2}, mm	Δ_{EC2}, mm	$\Delta_{EC2}, \%$	u_{B3}, mm	Δ_{B3}, mm	$\Delta_{B3}, \%$
Išoriniuose tarpatriamiuose							
1	20,02	23,61	+3,59	+17,93	+22,32	+2,30	+11,49
Vidiniuose tarpatriamiuose							
2	38,50	45,38	+6,88	+17,87	+42,89	+4,39	+11,40

Pastaba: ženklas „+“ rodo, kad įlinkiai gauti didesni nei netiesinės analizės metodu.

Iš 2.4 lentelėje pateikto įlinkių palyginimo matyti, kad atlikus tiesinę tiriamojo tilto perdangos analizę, kurioje buvo naudotas efektyvusis betono tamprumo modulis, apskaičiuotas su valkšnumo koeficientu φ_{B3} (pagal modelį B3 [36]), kur kas geriau sutampa su netiesinės analizės metodu gautais rezultatais. Šiuo metodu gautas tiriamojo tilto perdangos sijų įlinkis gautas vidutiniškai 11,40 % didesnis nei gautas netiesinės analizės metodu. Tuo tarpu apskaičiuotas su valkšnumo koeficientu φ_{EC2} (pagal Eurokodą [35]), sijų įlinkis gautas vidutiniškai 17,87 % didesnis nei gautas netiesinės analizės metodu. Todėl tolimesniuose skaičiavimuose bus naudojamas efektyvusis betono tamprumo modulis $E_{\alpha,eff,B3}$.

2.7. Armatūros korozijos įtaka tilto perdangos standumui

Gelžbetoninių tiltų eksploatacijos trukmę veikia daug veiksnių, tačiau pagrindinis iš jų yra ledą tirpančių chemikalų ar jūros vandens sukelta armatūros korozija. [40] Gelžbetoninio tilto eksploatacijos trukmės sumažėjimas, dėl armatūros korozijos poveikio, paprastai vertinamas kaip dviejų fazių procesas: pirmoji fazė – tai yra laikas, per kurį chloridų koncentracija armatūros paviršiuje pasiekia kritinę ribą, ir antroji – korozijos sklidimo fazė, kurios metu armatūros skerspjūvis mažėja dėl korozijos poveikio. [41]

Pirmosios fazės trukmė priklauso nuo chloridų koncentracijos betono paviršiuje, greičio, kuriuo chloridai skverbiasi į betoną, atstumo, kurį chloro jonai turi nukeliauti ir kritinio chloridų kiekio, reikiamo sukelti armatūros koroziją reikšmės. Daugumoje tiltų yra tik vienas kintamasis – tai atstumas, kurį chloro jonams reikia nukeliauti. Todėl pakankamai patenkinamu laikomas požiūris, kai skaičiavimuose yra įvertinamas minimalus betono apsauginis sluoksnis ir maksimalus betono pralaidumas. Visa tai leidžia daryti prielaidą, kad betonas yra nesupleišėjęs. Tačiau jeigu norima visą tilto eksploatacijos trukmę (100 metų) įvertinti su bent minimaliu patikimumo laipsniu, būtina naudoti analitinius modelius ar projektavimo metodus, kuriuose betono pleišėjimas yra įvertinamas. [40]

Pagal *West ir Hime* [42], korozija prasideda kai chloro jonų koncentracija prie armatūros paviršiaus siekia apie $0,83 \text{ kg/m}^3$, standartiniuose normalaus tankio ($\sim 2400 \text{ kg/m}^3$) betono mišiniuose. Didelės chloridų koncentracijos buvimas betono paviršiuje, bėgant laikui, veikia chloridų koncentracijos didėjimą ties betone esančia armatūra. Korozija nevyksta iki tol, kol ties armatūros paviršiumi susikaupęs chloridų kiekis neviršija tam tikros reikšmės, vadinamos slenksčiu.

2.7.1. Laiko iki armatūros korozijos pradžios apskaičiavimas

Iš atliktų tyrimų [43], [44] matyti, kad chloridų įsiskverbimas į betoną gali būti laikomas difuzijos procesu ir gali būti aprašomas pagal antrąjį *Fick'o* difuzijos dėsnį:

$$\frac{\delta C_x}{\delta t} = \frac{D_e \delta^2 C_x}{\delta x^2}, \quad (2.4)$$

čia: C_x – chloridų koncentracija x atstumu nuo betono paviršiaus, praėjus laikui t nuo chloridų poveikio pradžios;

D_e – efektyvusis chloridų difuzijos betone koeficientas;

t – laikas.

Priklausomai nuo kraštinių sąlygų ir chloridų kiekio, galimi keletas (2.4) diferencialinės lygties sprendinių.

Tyrimų [44] atlikimo metu buvo nustatyta, kad efektyvusis chloridų difuzijos betone koeficientas D_e , priklauso nuo vandens ir cemento (V/C) santykio bei cemento tipo, pagal šią lygybę:

$$D_e = D_{V/C} D_c, \quad (2.5)$$

čia: $D_{V/C}$ – koeficientas, aprašantis V/C , [%] santykio įtaką difuzijos koeficientui ir gali būti apskaičiuojamas pagal 2.6 lygtį:

$$D_{V/C} = 10^{-6,274-0,076v/c+0,00113(v/c)^2}, \quad (2.6)$$

D_c – koeficientas, aprašantis cemento rūšies įtaką difuzijos koeficientui ir yra lygus 1,2, 1,0, 0,3 ir 0,08, atitinkamai greito kietėjimo portlandcemenčiui, įprastiniam portlandcemenčiui, šlakiniam ir aluminatiniam cementams.

Žiemos metu keliai būna barstomi ledą tirpdančiomis druskomis, todėl praėjus žiemos sezonui betone prie armatūros paviršiaus paprastai būna pakankamas chloridų kiekis, reikalingas sukelti armatūros koroziją. Skaičiavimuose laikantis nuostatos, kad bendras žiemos metu išbarstytų ledą tirpdančių druskų kiekis yra išberiamas tik vieną kartą metuose, (2.4) lygties sprendinys atrodytų taip: [44]

$$C_{x,t} = \frac{G}{\sqrt{\pi D_e t}} \exp\left(\frac{-x^2}{4 D_e t}\right), \quad (2.7)$$

čia: $C_{x,t}$ – chloridų koncentracija gylyje x laiko momentu t ;

G – chloridų kiekis betono paviršiuje, atspindintis bendrą chloridų kiekį, išbertą ant betono paviršiaus žiemos sezono metu, kg/m^2 .

Nepaisant to, pritaikius superpozicijos metodą (2.4) lygtis taip pat gali puikiai tikti g/b konstrukcijoms, ant kurių ledą tirpdančios druskos barstomos keletą kartų metuose, pvz. g/b tiltų konstrukcijos.

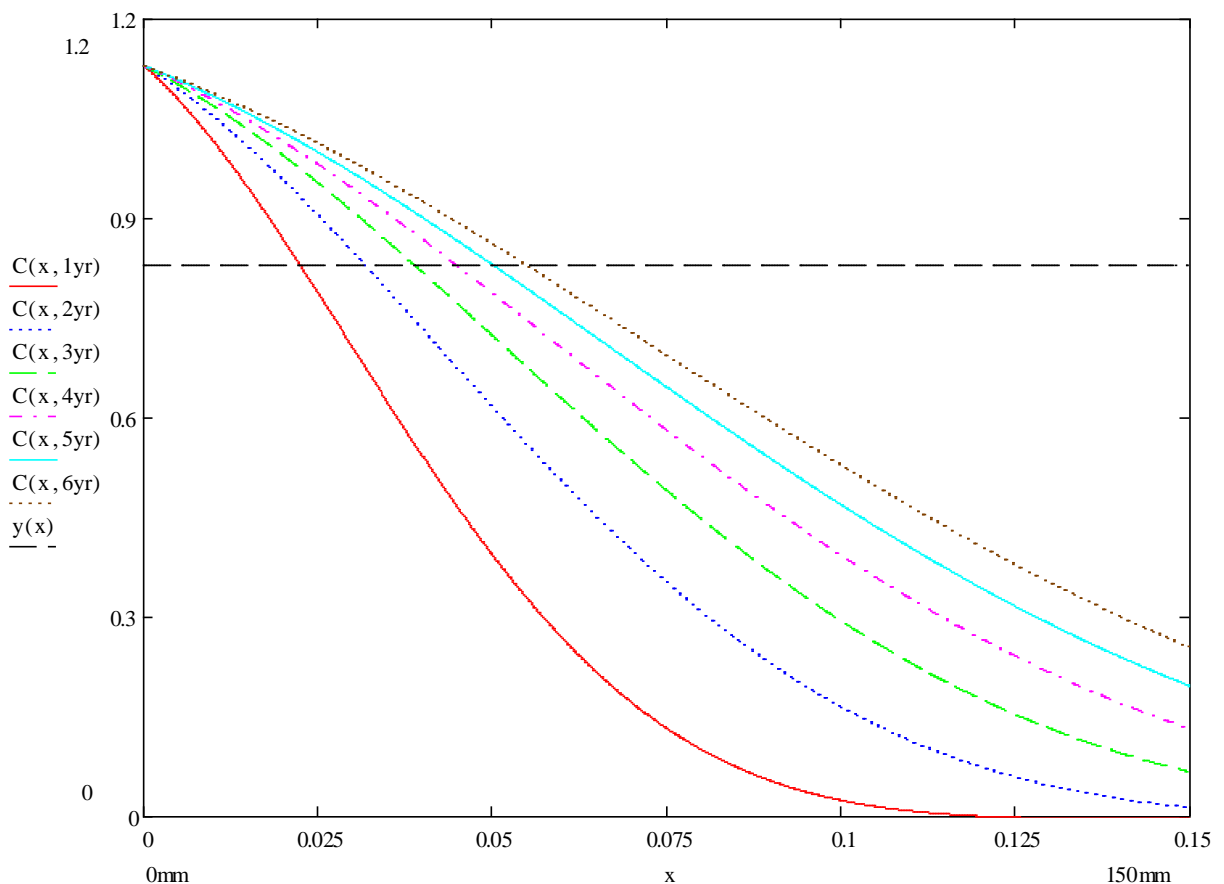
Dėl konstrukcijų paviršiuje esančio betono heterogeniškumo, (turinčio didelį kiekį įtrūkimų ir tuštumų, kurių gylis paprastai sudaro apie du trečdalius stambių užpildų skersmens), paviršinis betono sluoksnis absorbuoja ištirpusius chloridus daug greičiau nei vientisas nesupleišėjęs betonas. Dėl šios priežasties (2.4) lygties taikymas paviršiniam betono sluoksniui ir/arba labai trumpam laiko periodui, yra labai abejotinas. [42] Šiame darbe (2.4) lygtis yra naudojama tik laiko periodo iki armatūros korozijos pradžios nustatymui, todėl šios lygties netikslumai galutiniams rezultatams įtakos neturi.

Tarkime nagrinėjamos sijos yra eksploatuojamos aplinkoje, kurioje kartą per metus ant betono paviršiaus išberiamas vienodas chloridų kiekis, lygus $G = 1,185 kg/m^2$. Sijai pagaminti buvo naudotas įprastinis portlandcementis, V/C santykis lygus 50 % (žiūrėti 2.3

lentelę). Tada pagal (2.5) ir (2.6) formules apskaičiuotas difuzijos koeficientas $D_e = 3,7 \times 10^{-11} \text{ m}^2/\text{s}$.

Apsauginis betono sluoksnis yra lygus 52 mm . Laikantis nuostatos, kad vienodas chloridų kiekis ant betono paviršiaus patenka vieną kartą per metus, chloridų koncentracijos lygis ties armatūros paviršiumi yra $0,384, 0,622, 0,738, 0,808$ ir $0,855 \text{ kg/m}^3$, atitinkamai po 1, 2, 3, 4 ir 5 metų laiko nuo pirmojo chlorido patekimo ant betono paviršiaus. Aiškiai matyti, kad armatūros korozija prasidės po penkerių metų, kadangi tik tada bus viršytas chloridų koncentracijos slenkstis, lygus $0,83 \text{ kg/m}^3$.

Chloridų koncentracijos kitimo kreivės, apskaičiuotos programa „MathCad“, pateiktos 2.14 pav. Abscisių ašyje pavaizduotas atstumas ($x, [m]$) nuo betono paviršiaus, o ordinačių ašyje – chloridų koncentracija ($C_{x,t}, [kg/m^3]$) betono sluoksnyje, esančiame x atstumu nuo betono paviršiaus, praėjus laikui ($t, [metais]$) nuo pirmojo chloridų patekimo ant betono paviršiaus. Taip pat pavaizduota funkcija $y(x) = 0,83 \text{ kg/m}^3$, parodanti chloridų koncentracijos slenkščio reikšmę.



2.14 pav. Programa „MathCad“ apskaičiuotos chloridų koncentracijos kitimo kreivės, tiriamojo tilto perdangos sijų betone

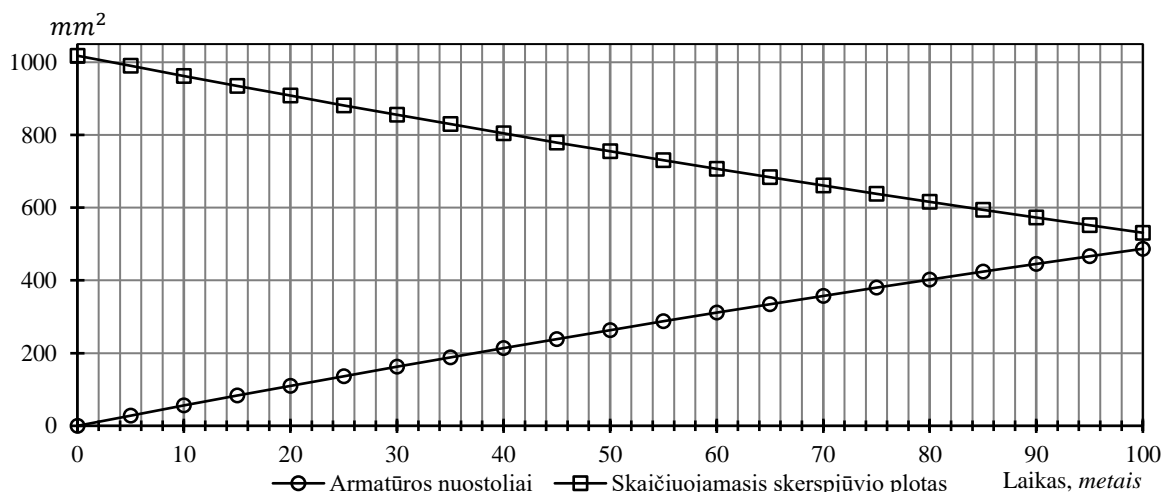
Reikia pripažinti, kad armatūra pradės koroduoti po 5 metų tik esant blogiausiam galimam scenarijui. Ant tilto pakloto patekę chloridai turėtų tekėti kraštinės sijos šonu tokios pačios koncentracijos ir pradėti skverbtis į betoną tiesiai link tempiamosios sijos armatūros. Nors tai ir konservatyvi prielaida, tačiau chloridų koncentracijos mažėjimo patikimų duomenų trūkumas neleidžia rinktis alternatyvių skaičiavimo būdų. Ši prielaida gali būti pagrįsta, skaičiuojant neapsaugotų jungčių patikimumą.

2.7.2. Armatūros korozijos greičio įvertinimas

Daugelį metų buvo stebėtas tipinis armatūros korozijos greitis, eksploatuojant gelžbetonines konstrukcijas įvairiomis aplinkos sąlygomis. Pagal *Ting* [45], vidutinis betone pasyvuoto plieno veikiamo chloridų korozijos greitis yra $v \approx 100 \mu\text{m}/\text{metus}$. Pagal *Mori ir Ellingwood* [46], vidutinis korozijos greitis yra $v \approx 50 \mu\text{m}/\text{metus}$, o pagal *Elsener* [47], plieno betone vidutinis korozijos greitis yra $v \approx 30 \mu\text{m}/\text{metus}$. Dėl nevienodo korozijos greičio, esant skirtingoms konstrukcijų eksploatacijos sąlygoms, nėra tikslių duomenų, pagal kuriuos būtų galima nuspėti realų armatūros korozijos greitį. Remiantis vidutinėmis korozijos greičio reikšmėmis, pateiktomis anksčiau minėtų užsienio autorių atliktuose tyrimuose, tolimesnei analizei buvo pasirinktas vidutinis armatūros betone korozijos greitis, lygus $v = 50 \mu\text{m}/\text{metus}$.

2.15 pav. pavaizduotas tiriamojo tilto perdangos sijos pagrindinės armatūros strypo ($\emptyset 36 \text{ mm}$) nuostoliai, dėl korozijos poveikio, esant anksčiau minėtam korozijos greičiui. Abscisių ašyje pavaizduotas laikas nuo korozijos pradžios (*metais*), o ordinačių ašyje – skaičiuojamasis (nepažeistas korozijos) armatūros skerspjūvio plotas (mm^2) ir šio ploto nuostoliai dėl korozijos poveikio.

Korozijos nepaveikto $\emptyset 36 \text{ mm}$ armatūros strypo skerspjūvio plotas yra lygus 1018 mm^2 . Prasidėjus korozijai, per pirmuosius penkerius metus armatūros skerspjūvio plotas sumažėja $5,62 \text{ mm}^2$ arba 0,55 %. Kadangi korozijos greitis laikomas pastoviu visos tilto eksploatacijos metu, o strypo skerspjūvio nuostoliai skaičiuojami įvertinant sumažėjusį armatūros skersmenį, galima sakyti, kad kiekvienais metais armatūros nuostoliai dėl korozijos poveikio yra vis mažesni. Apskaičiavus 100 metų trukmės armatūros korozijos procesą buvo gauti vidutiniai armatūros skerspjūvio nuostoliai, lygūs $4,87 \text{ mm}^2/\text{metus}$ arba 0,48 %/*metus*. Iš viso per 100 metų armatūros skerspjūvio nuostoliai dėl korozijos poveikio, esant pastoviam korozijos greičiui $v = 50 \mu\text{m}/\text{metus}$, yra lygūs $486,95 \text{ mm}^2$ arba 47,83 %. Likęs skaičiuojamasis armatūros strypo skerspjūvio plotas yra $531,05 \text{ mm}^2$ arba 52,17 %.



2.15 pav. Ø36 mm armatūros strypo skerspjūvio pokytis dėl korozijos poveikio

2.7.3. Laikomosios galios parametų priklausomybė nuo armatūros korozijos

Iš 2.15 pav. matyti, kaip, bėgant laikui, kinta tiriamojo tilto perdangos sijos tempiamosios armatūros strypo skerspjūvio plotas dėl korozijos poveikio. Norint įvertinti, kokią įtaką armatūros korozija turi tilto perdangos standumui, buvo atlikti tyrimai, kurių metu buvo nustatyta žemiau pateiktų parametų priklausomybė nuo tempiamosios armatūros skerspjūvio ploto:

- σ_c , [MPa] – įtempių betone;
- σ_s , [MPa] – įtempių armatūroje;
- w , [mm] – plyšio pločio;
- M_{Rd}/M_{Ed} – laikomosios galios;
- u , [mm] – sijų įlinkio;

Pagal LST EN 1990:2004 lt [48], konstrukcijų įlinkiai ir įtempiai betone bei armatūroje turi būti skaičiuojami naudojant įrašas, gautas veikiant charakteristiniam apkrovų deriniui. Plyšio pločiui apskaičiuoti naudojamos įrašos, gautos veikiant tariamai nuolatiniam, o konstrukcijų stiprumui apskaičiuoti – skaičiuojamajam apkrovų deriniui. Įrašoms nuo kintamųjų apkrovų poveikio gauti buvo sudarytas 1-asis apkrovų modelis (LM1), pagal LST EN 1991-2:2006 lt [49]. Įrašos tiriamojo tilto perdangos sijose bei sijų įlinkiai buvo apskaičiuoti kompiuterine baigtinių elementų analizės programa „SOFiSTiK“. Įtempiai armatūroje ir betone, plyšio plotis bei sijos skerspjūvio laikomoji galia buvo apskaičiuoti kompiuterine programa „Gala Reinforcement“.

Kaip minėta anksčiau, atlikus tiesinę tiriamojo tilto perdangos analizę, kurioje buvo naudotas efektyvusis betono tamprumo modulis, apskaičiuotas su valkšnumo koeficientu φ_{B3} (pagal modelį B3 [36]), kur kas geriau sutampa su netiesinės analizės metodu gautais rezultatais. Todėl, norint įvertinti armatūros korozijos poveikį tiriamojo tilto perdangos standumui, atliekant tiesinę konstrukcijų analizę, programoje „SOFiSTiK“ buvo keičiamas efektyvusis betono tamprumo modulis, priklausomai nuo skaičiuojamojo (nepaveikto korozijos) tempiamosios armatūros skerspjūvio ploto ir betono amžiaus nagrinėjamoju laikotarpiu.

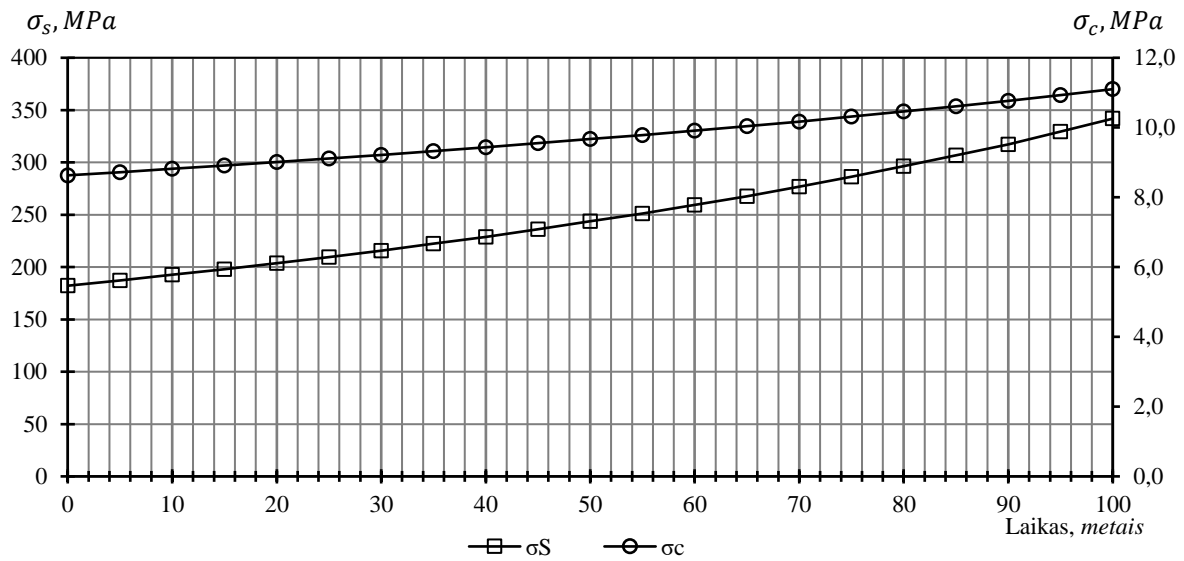
Armatūros korozijos įtaka tiriamojo tilto perdangos standumui, įvertinant dėl korozijos poveikio sumažėjusį armatūros skerspjūvio plotą, nagrinėjamo laiko momentu, buvo skaičiuojama tokia seka:

1. apskaičiuojama betono valkšnumo koeficiento φ_{B3} reikšmė (priedas Nr. 2);
2. pagal (2.1) formulę apskaičiuojamas efektyvusis betono tamprumo modulis $E_{c,eff,B3}$;
3. apskaičiuojamas sijos skerspjūvio inercijos momentas, skaičiavimuose naudojant korozijos nepaveiktą armatūros skerspjūvio plotą (priedas Nr. 3);
4. pagal (2.2) lygtį apskaičiuojamas deformacijos parametras α ;
5. apskaičiuojamas galutinis betono tamprumo modulis $E_{\alpha,eff,B3}$;
6. programoje „SOFiSTiK“ atliekama tiesinė tiriamojo tilto perdangos analizė, skaičiavimuose naudojant galutinį betono tamprumo modulį $E_{\alpha,eff,B3}$;
7. programa „Gala Reinforcement“ apskaičiuojamas nagrinėjamas parametras, skaičiavimuose naudojant įrašas, gautas programa „SOFiSTiK“.

Atliekant armatūros korozijos įtakos tiriamojo tilto perdangos standumui analizę buvo įvertinta 100 metų trukmės armatūros korozija, skaičiavimus atliekant kas penkerius metus.

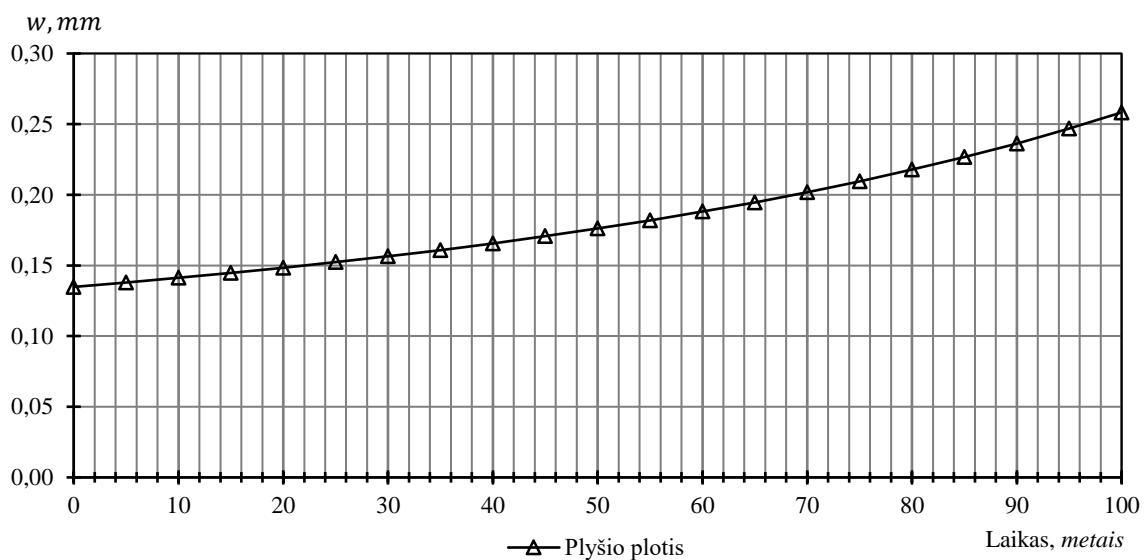
2.16 pav. pavaizduota, kaip kinta įtempiai tiriamojo tilto perdangos sijos armatūroje ir betone, mažėjant armatūros skerspjūvio plotui dėl korozijos poveikio. Iš gautų rezultatų matyti, kad tilto eksploatacijos pradžioje įtempiai armatūroje ir betone yra atitinkamai lygūs 182,18 MPa ir 8,63 MPa. Dėl armatūros korozijos poveikio, įtempiai armatūroje per vienerius metus vidutiniškai padidėja 1,60 MPa arba 0,88 %, o betone – 0,025 MPa arba 0,29 %. Iš viso, dėl armatūros korozijos poveikio, per 100 metų įtempiai armatūroje padidėja 159,65 MPa arba 87,63 %, o betone – 2,47 MPa arba 28,62 % ir yra atitinkamai lygūs 341,83 MPa ir 11,10 MPa. Taigi, veikiant charakteristiniam apkrovų deriniui, įtempiai tempiamojoje sijos

armatūroje per 100 eksploatacijos metų padidėja beveik dvigubai, vien dėl armatūros korozijos poveikio. Tuo tarpu betone įtempių prieaugis nėra toks žymus.



2.16 pav. Įtempių betone ir armatūroje priklausomybė nuo armatūros skerspjūvio ploto

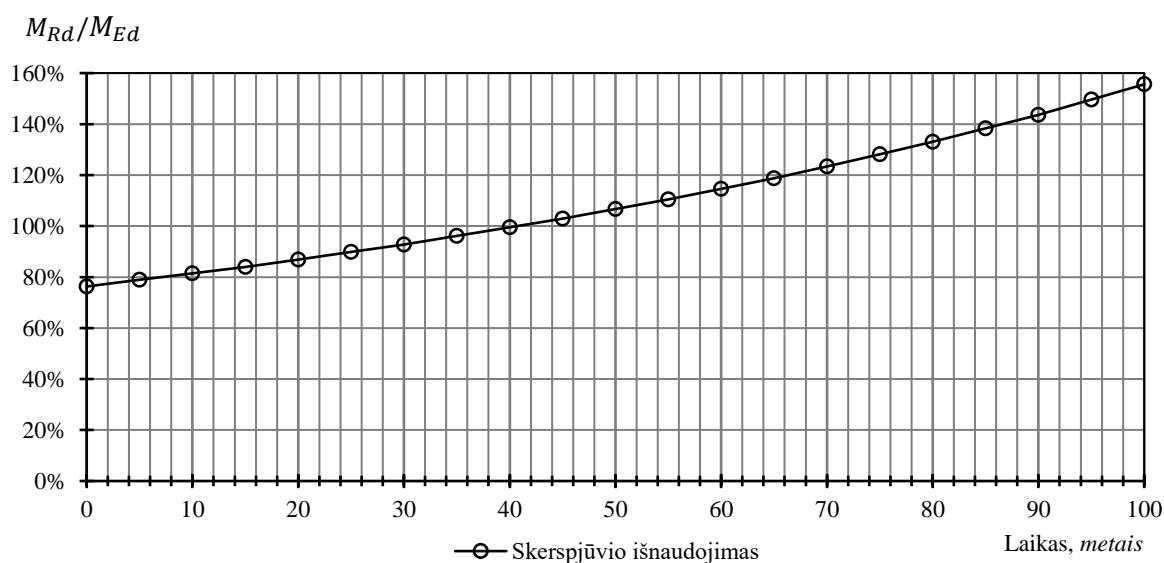
2.17 pav. pavaizduota, kaip kinta plyšio plotis tiriamojo tilto perdangos sijos betono paviršiuje, ties tempiamąja armatūra, mažėjant armatūros skerspjūvio plotui dėl korozijos poveikio. Iš gautų rezultatų matyti, kad tilto eksploatacijos pradžioje plyšio plotis yra lygus $0,1348 \text{ mm}$. Dėl armatūros korozijos poveikio, plyšio plotis betono paviršiuje per vienerius metus vidutiniškai padidėja $1,235 \mu\text{m}$ arba $0,92 \%$. Iš viso, dėl armatūros korozijos poveikio, per 100 metų plyšio plotis betono paviršiuje padidėja $0,123 \text{ mm}$ arba $91,60 \%$.



2.17 pav. Plyšio pločio priklausomybė nuo armatūros skerspjūvio ploto

Pagal LST EN 1992-2:2006 [50], plyšio plotis betono paviršiuje, veikiant tariamai nuolatiniam apkrovų deriniui, negali būti didesnis nei $0,15 \text{ mm}$. Taigi, iš 2.17 pav. pateiktų rezultatų matyti, kad tiriamojo tilto perdangos sijoje atsivėręs plyšys ribinę reikšmę viršys jau po 25 metų, skaičiuojant nuo armatūros korozijos pradžios. Praėjus 25 metams nuo korozijos pradžios, plyšys betono paviršiuje bus lygus $w_{25} = 0,1523 \text{ mm} > w_{lim} = 0,15 \text{ mm}$.

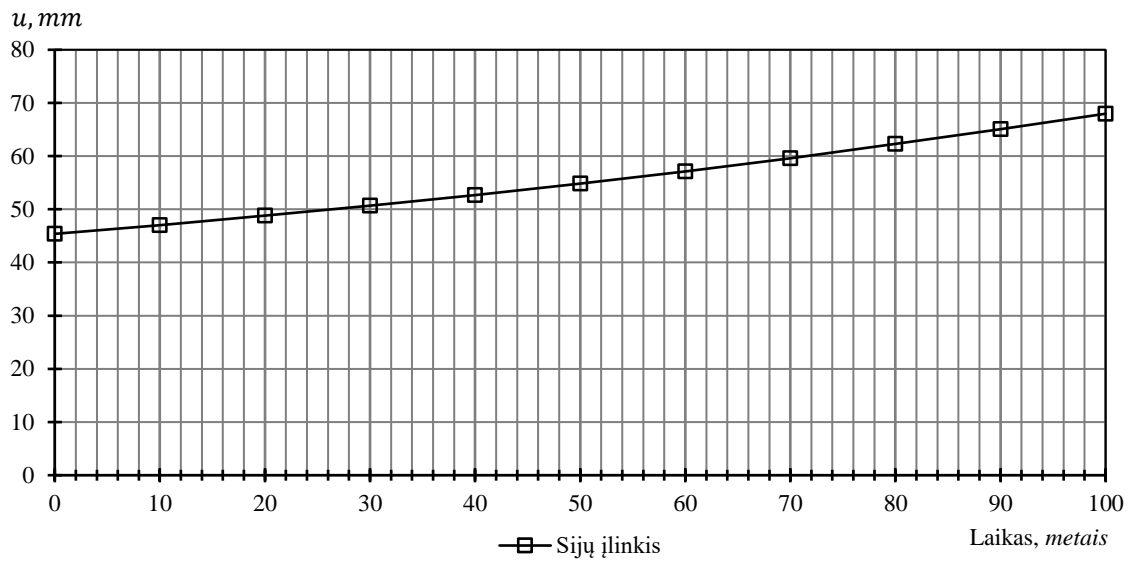
2.18 pav. pavaizduota, kaip kinta tiriamojo tilto perdangos sijos išnaudojimo koeficientas procentais, mažėjant armatūros skerspjūvio plotui dėl korozijos poveikio. Sijos skerspjūvio išnaudojimas skaičiuojamas kaip santykis, tarp skaičiuojamosios sijos laikomosios galios M_{Rd} ir lenkiamojo momento M_{Ed} , išreikštas procentais, veikiant skaičiuojamajam apkrovų deriniui. Iš gautų rezultatų matyti, kad tilto eksploatacijos pradžioje sijos skerspjūvio išnaudojimas yra lygus 76,3 %. Dėl armatūros korozijos poveikio, sijos skerspjūvio išnaudojimas per vienerius metus vidutiniškai padidėja 0,79 %. Iš viso, dėl armatūros korozijos poveikio, per 100 metų sijos skerspjūvio išnaudojimas padidėja 79,3 % ir yra lygus 155,6 %. Iš 2.18 pav. pateiktų rezultatų matyti, kad tiriamojo tilto perdangos sijos laikomoji galia bus viršyta praėjus 45 metams nuo armatūros korozijos pradžios. Praėjus 45 metams nuo armatūros korozijos pradžios, sijos skerspjūvio išnaudojimas bus lygus 102,9 %.



2.18 pav. Tiriamojo tilto perdangos sijos laikomosios galios priklausomybė nuo armatūros skerspjūvio ploto

2.19 pav. pavaizduota, kaip kinta tiriamojo tilto perdangos sijų įlinkis, mažėjant armatūros skerspjūvio plotui dėl korozijos poveikio. Iš gautų rezultatų matyti, kad tilto eksploatacijos pradžioje sijų įlinkis yra lygus $45,39 \text{ mm}$. Dėl armatūros korozijos poveikio, sijų įlinkis per vienerius metus vidutiniškai padidėja $0,23 \text{ mm}$ arba 0,50 %. Iš viso, dėl

armatūros korozijos poveikio, per 100 metų sijų įlinkis padidėja 22,59 mm arba 49,77 % ir yra lygus 67,98 mm.



2.19 pav. Sijų įlinkio priklausomybė nuo armatūros skerspjūvio ploto

Reikia pabrėžti, kad pagal projektavimo normų (LST EN 1992-2:2006 [50]) reikalavimus, tilto perdangos įlinkiai negali viršyti reikšmės $u_{lim} = l/400$, kur l – tarpatramio ilgis. Taigi, tiriamojo tilto vidinių tarpatramių ilgis $l = 20,0 m$, todėl sijų įlinkis negali būti didesnis nei 50 mm. Iš 2.19 pav. pateiktų rezultatų matyti, kad sijų įlinkis ribinę reikšmę viršys praėjus 30 metų nuo armatūros korozijos pradžios. Praėjus 30 metų nuo armatūros korozijos pradžios, tiriamojo tilto perdangos sijų įlinkis bus lygus $u_{30} = 50,68 mm > u_{lim} = 50 mm$.

3. TILTO PER PYVESĄ SKAITINĖ ANALIZĖ

Tolimesnei tiltų standumo analizei atlikti buvo pasirinktas tiltas per „Pyvesą“, esantis 3125 kelio Diliauskai-Kiemeliai 0,80 km. Tiltas buvo pastatytas 1968 metais. Tiltu nuotrauka pateikta 3.1 pav.

Naudojantis tilto projektiniais duomenimis, programa „SOFiSTiK“ buvo sudarytas tilto perdangos skaičiuojamasis modelis, kuris buvo analizuojamas taikant:

1. tiesinę konstrukcijų analizę, kurioje įvertinti betono ilgalaikiai poveikiai ir jų įtaka tilto perdangos konstrukcijoms, laikantis nuostatos, kad perdangos laikančiosios konstrukcijos veikia tampriame būvyje;
2. netiesinę konstrukcijų analizę, kurioje įvertinti betono ilgalaikiai poveikiai, gelžbetoninių konstrukcijų pleišėjimas ir įrašų laikančiųjų konstrukcijų skerspjūviuose persiskirstymas atsivėrus plyšiams;
3. tiesinę konstrukcijų analizę, skaičiavimuose naudojant galutinį efektyvųjį betono tamprumo modulį $E_{\alpha,eff,B3}$, apskaičiuotą pagal antrajame skyriuje pateiktą metodiką.

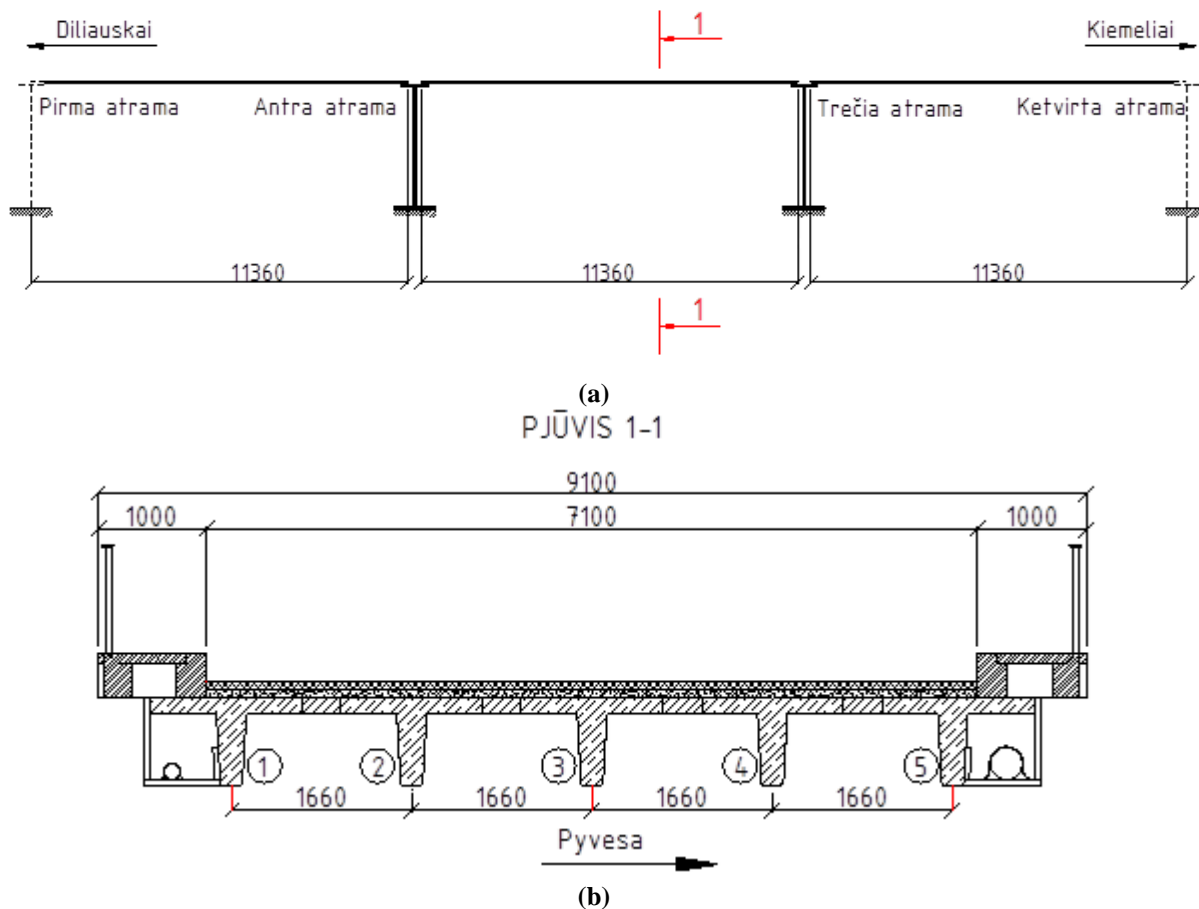
Skaitiniais metodais gauti rezultatai buvo lyginami su faktiniais tilto apžiūros duomenimis, kurie pateikti „Kelių ir transporto tyrimo instituto“ (toliau – „KTTI“) tilto apžiūros ataskaitoje [51], atliktoje 2010 m rugsėjo 14 d. Taip pat, naudojantis „KTTI“ pateiktais tilto statinio bandymo rezultatais, buvo atlikta tilto perdangos laikančiųjų konstrukcijų faktinių ir skaitiniais metodais gautų įlinkių palyginamoji analizė.



3.1 pav. Tiltas per Pyvesą [51]

3.1. Tilto projektiniai duomenys

Tilto konstrukcija – trijų vienodo dydžio tarpatriamių (11,36-11,36-11,36 m) karpyta gelžbetoninė sijinė perdanga, lanksčiai atremta ant tarpinių ir krantinių atramų. Tilto skersinis pjūvis susideda iš penkių „T“ skerspjūvio formos sijų, kurios tarpusavyje sujungtos monolitiniiais ruožais, einančiais per visą sijų ilgį. Pagrindinė sijų armatūra – $6\phi 32 + 2\phi 16$ mm skersmens strypai, sijos sienutės apatinėje dalyje ir $2\phi 16$ mm armatūros strypai, sijos sienutės viršutinėje dalyje. Skersinė ir monolitinių ruožų armatūra – $\phi 8$ mm skersmens strypai, išdėstyti 150 mm žingsniu. Tilto statinė schema ir skersinis pjūvis pavaizduoti 3.2 pav.



3.2 pav. Tilto per Pyvesą statinė schema (a) ir skersinis pjūvis (b) [51]

3.2. Tilto apžiūros metu pastebėtos konstrukcijų pažaidos

Toliau pateikiamas tilto per Pyvesą apžiūros metu pastebėtų pažaidų aprašymas, pagal tilto apžiūros ataskaitą [51]: Tilto važiuojamosios dalies dangos būklė nebloga. Nėra sklindaus važiuojamosios dalies sujungimo su tilto deformaciniais pjūviais virš pirmos, antros ir trečios atramų. Deformaciniai pjūviai nesandarūs. Jų vietose matyti išdaužos, sutrūkinėjusi asfalto danga. Per deformacinius pjūvius bėgantis vanduo ardo sijų galus [3.3 pav. (a)], plauna kūgio šlaitus. Šalitulčių dangos būklė gera. Nesandarūs šalitulčių deformaciniai pjūviai.

Pagrindinių sijų lentynose, po šaliteljais, matyti vandens sunkimosi žymės. Sijų sumonolitavimo vietose ištrupėjęs betonas, koroduoja armatūros tinklas. Tilto perdangoje po šaliteljais neįrengta hidroizoliacija, šlampa pirmos ir penktos sijų lentynos. Jose matyti prasisunkę žali pataikai. Visų trijų tarpatramių sijos yra aptrupėjusios, dėl sankabų korozijos supleišėjusios ir įlinkusios [3.3 pav. (b)]. Sijų atrėmimo ant tauro galvenų vietose ištrupėjęs apsauginis betono sluoksnis, koroduoja pagrindinė ir pagalbina armatūra [3.3 pav. (c)].

Trečioje atramoje vietomis ištrupėjęs betonas, atrama apibėgusi žaliais patakais [žr. 2.8 pav.]. Taurų rygeliai apibėgę, padengti žaliais patakais, vietomis ištrupėjęs apsauginis armatūros sluoksnis, koroduoja armatūra.

Netinkamai įrengta vandens surinkimo ir nuvedimo sistema tilto prietilčiuose. Vanduo ardo kūgio šlaitus, plauna smėlį po kūgio plokštėmis. Pirmojo ir trečiojo tarpatramių sijų galai, prie pirmos ir ketvirtos atramų, užpilti žemėmis. Sijų galai pastoviai šlampa [3.3 pav. (d)].

Tilto apžiūros metu išmatuotas antrojo tarpatramio sijų vidutinis įlinkis lygus $u_{z,fakt.G} = 11,17 \text{ mm}$.



(a)



(b)



(c)



(d)

3.3 pav. Tilto apžiūros metu pastebėtos pažeidimai [51]

3.3. Tilto statinis bandymas

Statiniam apkrovimui buvo naudojami trys „MAZ“ markės ir vienas „IVECO“ markės pilnai pakrauti automobiliai. Prieš bandymą automobiliai buvo sveriami (nustatyti svoriai, tenkantys priekinei ir galinei automobilių ašims). [51] Svėrimo rezultatai pateikti 3.1 lentelėje.

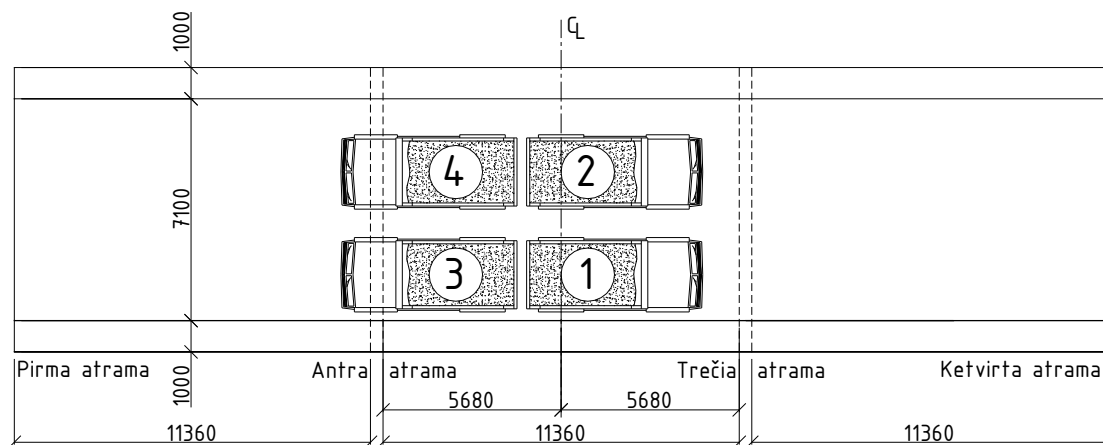
3.1 lentelė. Statiniam bandymui naudotų automobilių svėrimo rezultatai [51]

Eil. Nr.	Automobilio valstybinis Nr.	Priekinės ašies masė, t	Galinės ašies masė, t	Bendra masė, t
1	CGM 447	7,80	14,40	22,20
2	VVE 540	7,00	13,40	20,40
3	ZVV 918	7,00	12,85	19,85
4	ZPA 893	6,15	12,60	17,75
Vidutinė masė:		6,99	13,31	20,05

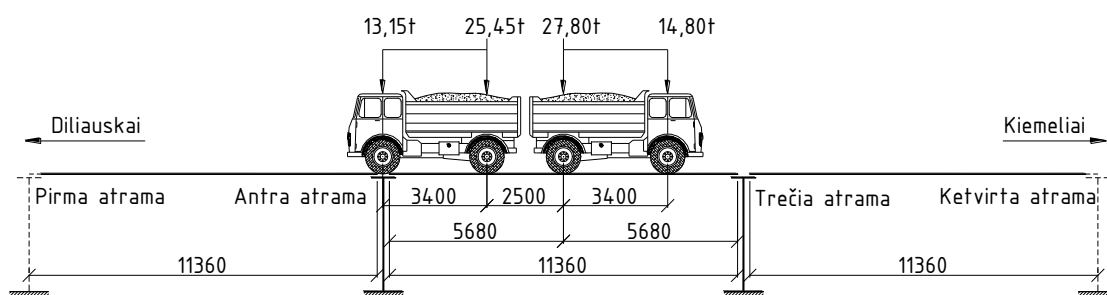
Statinio bandymo metu tiltas buvo apkraunamas palaipsniui: vienu, dviem, trimis ir keturiais automobiliais. Kiekviena apkrova buvo išlaikoma ant tilto tol, kol įlinkių prieaugis per 5 min tampa ne didesnis kaip 5 %. Statinio bandymo nuotrauka pavaizduota 3.4 pav., apkrovų išdėstymo schema – 3.5 pav.



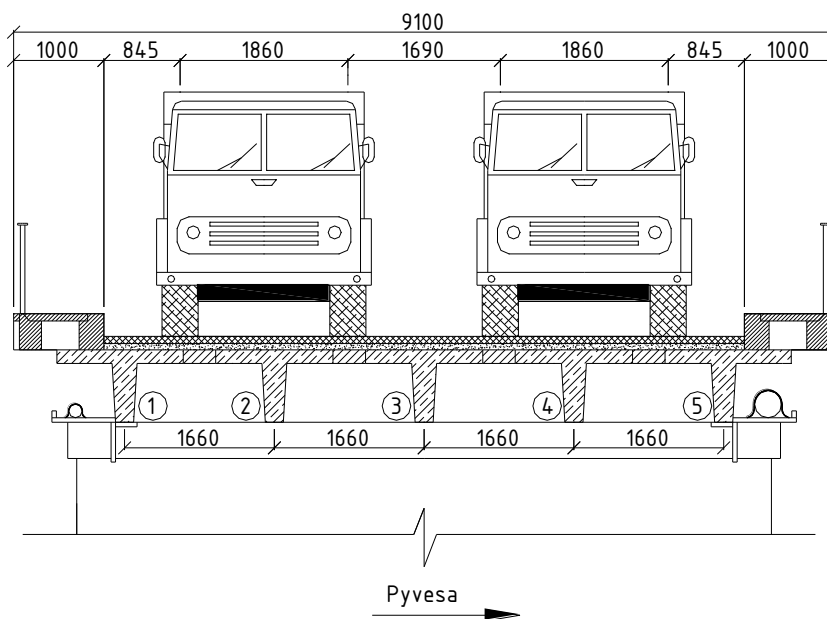
3.4 pav. Tilto per Pyvesą statinio bandymo nuotrauka (bendra apkrovos masė – 80,20 t) [51]



(a) Bandymo apkrovos išdėstymas plane

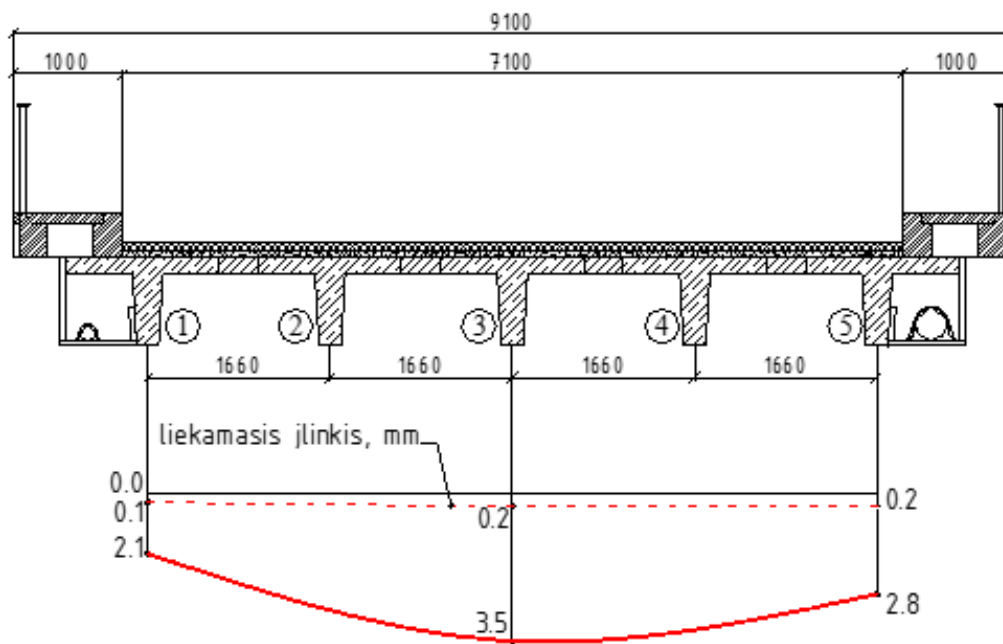


(b) Bandymo apkrovos išdėstymas išilginiame pjūvyje



(c) Bandymo apkrovų išdėstymas skersiniame pjūvyje
3.5 pav. Bandymo apkrovų išdėstymo schema [51]

Tilto statinio bandymo atlikimo metu buvo išmatuoti pirmosios, trečiosios ir penktosios perdangos sijų įlinkiai bei liekamieji įlinkiai. Pagal šių dydžių santykinę reikšmę buvo nustatyta, ar konstrukcija veikia tamprioje stadijoje. [51] Tilto statinio bandymo rezultatai pavaizduoti 3.6 pav.



3.6 pav. Tilto statinio bandymo rezultatai [51]

3.4. Tilto perdangos skaitinė analizė

Atsižvelgiant į tai, kad nagrinėjamojo tilto perdanga susideda iš trijų vienuodų, atskirai veikiančių tarpatramių, programa „SOFiSTiK“ buvo sudarytas vienos angos tilto perdangos skaičiuojamasis modelis. Kadangi tai yra statiškai išsprendžiama konstrukcija, statyba stadijomis nebuvo modeliuojama, nes tai neturi įtakos įrašų persiskirstymui laikančiųjų konstrukcijų elementuose (žiūrėti 1.4.3 skyrių). Šio tilto perdangos sijos skerspjūvis buvo pagamintas pagal tipinį projektą (žiūrėti priedą Nr. 4). Dėl baigtinių elementų programų skaičiavimo specifikos buvo padarytos tam tikros prielaidos, leidžiančios tik apytiksliai sumodeliuoti tokio tipo sijas. Visų pirma, sijos sienutės apačioje esantys išilginės armatūros strypai buvo perskaičiuoti į ekvivalentinį strypą ($d_{ekv.} = 81,57 \text{ mm}$), kurio skerspjūvio plotas analogiškais, kaip ir esamų strypų, pridendant jį visų strypų svorio centro vietoje. Taip pat nebuvo galimybės įvertinti vidurinėje sijos sienutės skerspjūvio dalyje esančių $\varnothing 8 \text{ mm}$ skersmens išilginių strypų, kurių vienoje sijoje yra 8 vnt.

Pagal LST EN 1991-2:2006 [49] buvo įvertintas laikinųjų apkrovų pasiskirstymas, laikantis nuostatos, kad tilto pakloto viršuje vieno rato apkrova perduodama per $0,4 \times 0,4 \text{ m}$ matmenų kvadrato plotą, nuo kurio apkrovos iki sijų juostų svorio centrų sklinda 45° kampu. Įvertinus tilto pakloto konstrukcijos storį (140 mm) ir pusę sijos juostos storio (60 mm), automobilių ratų apkrovos buvos perskaičiuotos į $0,8 \times 0,8 \text{ m}$ matmenų kvadrato plotą. Gautos apkrovų reikšmės pateiktos 3.2 lentelėje.

3.2 lentelė. Statiniam bandymui naudotų automobilių ratų apkrovos

Eil. Nr.	Automobilio valstybinis Nr.	Priekinių ratų apkrova, kN/m^2	Galinių ratų apkrova, kN/m^2
1	CGM 447	59,78	110,34
2	VVE 540	53,63	102,72
3	ZVV 918	53,63	98,5
4	ZPA 893	47,10	96,58

Atlikus tilto perdangos tiesinę ir netiesinę analizes, buvo nustatyti pirmosios, trečiosios ir penktosios sijų įlinkiai, kurių vidutinės reikšmės buvo palygintos su realiu tilto perdangos įlinkiu, išmatuotu tilto apžiūros [51] metu. Įlinkių reikšmės programoje buvo įvertintos esant realiam betono amžiui, tilto apžiūros atlikimo metu (42 metai). Gauti rezultatai pateikti 3.3 lentelėje.

3.3 lentelė. Skaitiniais metodais gautų įlinkių palyginimas su faktiniais sijų įlinkiais

	Sija Nr. 1	Sija Nr. 3	Sija Nr. 5	Vidurkis	$\Delta_{z,x}, \%$
$u_{z,l}, mm$	8,82	8,09	8,81	8,57	-23,28
$u_{z,n}, mm$	14,05	12,99	14,04	13,69	+22,59
$u_{z,B3}, mm$	15,88	14,67	15,88	15,47	+38,56

Pastaba: ženklas „+“ rodo, kad įlinkiai gauti didesni nei faktiniai sijų įlinkiai.

čia: $u_{z,l}$ ir $u_{z,n}$ – atitinkamai tiesinės ir netiesinės analizės metodais gauti sijų įlinkiai;

$u_{z,B3}$ – įlinkis, gautas tiesinės analizės metodu, skaičiavimuose naudojant betono tamprumo modulį $E_{\alpha,eff,B3}$ (žiūrėti 2.6.3 skyrių);

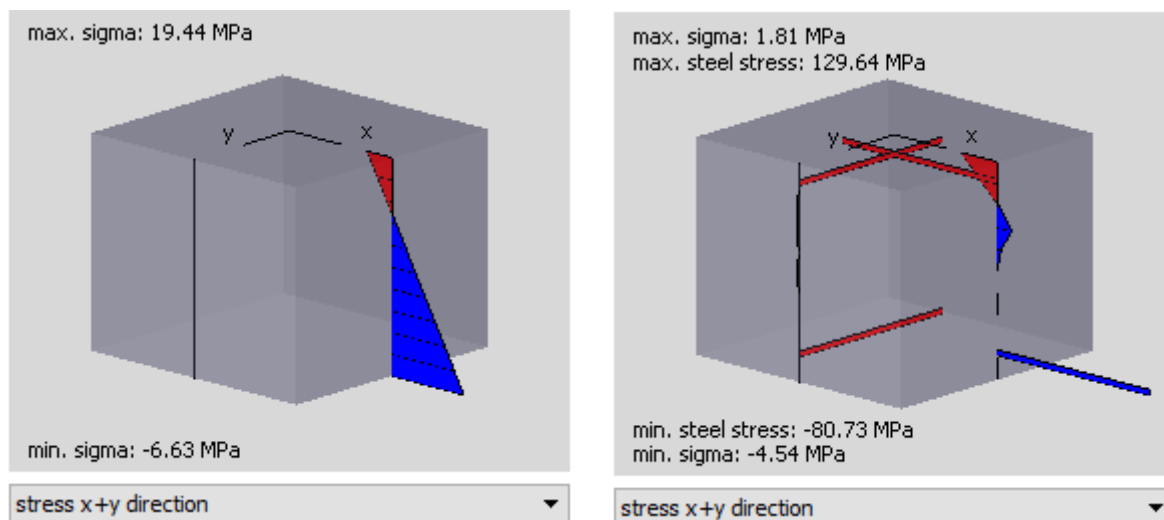
$\Delta_{z,x}$ – atitinkamu metodu gautų vidutinių sijų įlinkių skirtumas procentais, lyginant su faktiniu vidutiniu sijų įlinkiu $u_{z,fakt.G} = 11,17 mm$ [51], apskaičiuojamas pagal 3.1 formulę.

$$\Delta_{z,x} = \frac{u_{z,x} - u_{z,fakt.G}}{u_{z,fakt.G}} \times 100 \%. \quad (3.1)$$

Iš gautų rezultatų matyti, kad tiksliausi rezultatai buvo gauti atlikus netiesinę tilto perdangos analizę. Vidutiniškai šiuo metodu gautas sijų įlinkis yra 22,59 % didesnis nei faktinis sijų įlinkis. Iš to galima spręsti, kad tiriamojo tilto perdangos sijos dar nėra visiškai supleišėjusios, dalis betono vis dar naudojama tempimui. Tiesinės konstrukcijų analizės metodu vidutinis sijų įlinkis buvo gautas 23,28 % mažesnis nei faktinis sijų įlinkis. Atlikus tiesinę konstrukcijų analizę, skaičiavimuose naudojant betono tamprumo modulį $E_{\alpha,eff,B3}$, buvo gauti

sijų įlinkiai su dar didesne paklaida į atsargos pusę nei atlikus netiesinę konstrukcijų analizę. Vidutinis sijų įlinkis šiuo metodu buvo gautas 38,56 % didesnis nei faktinis sijų įlinkis.

Palyginę tiesinės ir netiesinės analizės metodais gautus rezultatus matome, kokią įtaką tiriamojo tilto perdangos sijų standumui turi tempiamosios zonos betono supleišėjimas – sijų įlinkis tarpatramio viduryje buvo gautas vidutiniškai 59,74 % didesnis nei analogiškų nesupleišėjusių sijų. Sijų viduryje esančio baigtinio elemento įtempių būvis, atlikus tiesinę ir netiesinę konstrukcijų analizę, pavaizduotas 3.7 pav.



(a) atlikus tiesinę analizę

(b) atlikus netiesinę analizę

3.7 pav. Sijos viduryje esančio baigtinio elemento įtempių būvis, projamoje „SOFiSTiK“

Analogiškai buvo atlikta tilto per Pyvesą perdangos skaitinė analizė, papildomai įvertinant statinio bandymo metu tiltą veikusias apkrovas. Skaitiniais metodais gauti sijų įlinkiai ir jų palyginimas su faktiniais duomenimis, pateikti 3.4 lentelėje. Lentelėje pateiktos suminės įlinkių reikšmės, statinio bandymo atlikimo metu, o skliausteliuose pateiktas įlinkių prieaugis dėl statinio bandymo apkrovų poveikio.

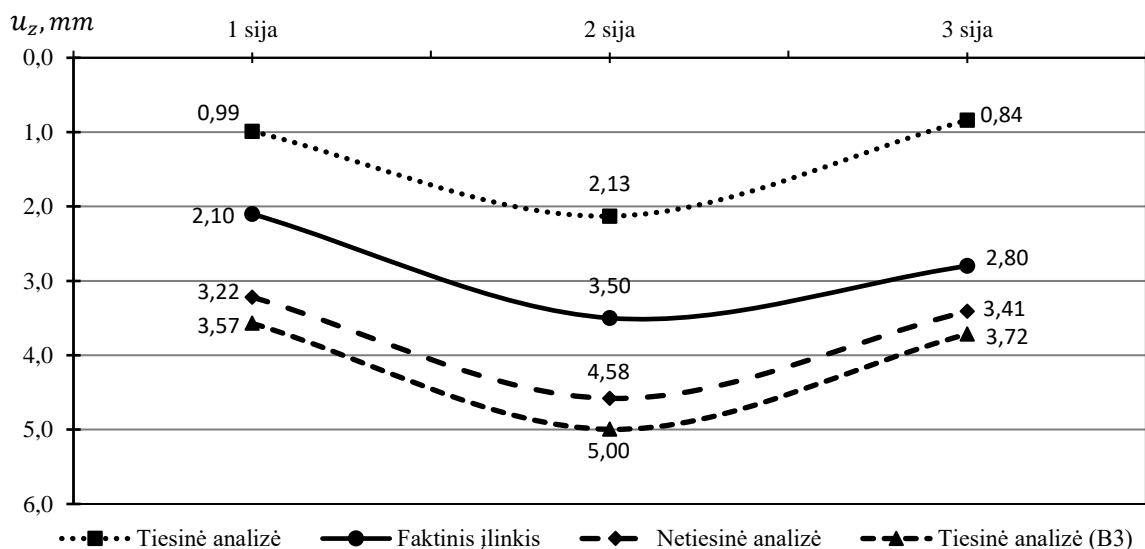
3.4 lentelė. Skaitiniais metodais gautų sijų įlinkių (statinio bandymo atlikimo metu) palyginimas su faktiniais

	Sija Nr. 1	Sija Nr. 3	Sija Nr. 5	Vidurkis	$\Delta_{z,x}, \%$
$u_{z,l}, mm$	9,80 (+0,99)	10,23 (+2,13)	9,65 (0,84)	9,89 (+1,32)	-52,86
$u_{z,n}, mm$	17,37 (+3,41)	17,57 (+4,58)	17,18 (+3,22)	17,37 (+3,74)	+33,45
$u_{z,B3}, mm$	19,51 (+3,63)	19,83 (+5,16)	19,72 (+4,21)	19,69 (+4,21)	+50,36

čia: $\Delta_{z,x}$ – atitinkamu metodu gautų vidutinių sijų įlinkių, dėl statinio bandymo apkrovų poveikio, skirtumas procentais, lyginant su faktiniu vidutiniu sijų įlinkiu, statinio bandymo atlikimo metu $u_{z,fakt.G} = 2,80 mm$ [51], apskaičiuojamas pagal 3.1 formulę.

Iš gautų rezultatų matyti, kad kaip ir pirmuoju atveju, faktinis sijų įlinkis dėl statinio bandymo apkrovų poveikio yra tarpinis tiesinės ir netiesinės analizės metodais gautų įlinkių rezultatas. Tiksliausi rezultatai, kaip ir dėl savojo konstrukcijų svorio, buvo gauti atlikus netiesinę tilto perdangos analizę. Vidutiniškai šiuo metodu gautas sijų įlinkis, dėl statinio bandymo apkrovų poveikio, yra 33,45 % didesnis nei faktinis sijų įlinkis. Tiesinės konstrukcijų analizės metodu vidutinis sijų įlinkis, dėl statinio bandymo apkrovų poveikio, buvo gautas 52,86 % mažesnis nei faktinis sijų įlinkis. Atlikus tiesinę konstrukcijų analizę, skaičiavimuose naudojant betono tamprumo modulį $E_{\alpha,eff,B3}$, vidutinis sijų įlinkis, dėl statinio bandymo apkrovų poveikio, buvo gautas 50,36 % didesnis nei faktinis sijų įlinkis.

Grafinis sijų įlinkių palyginimas, dėl statinio bandymo apkrovų poveikio, pavaizduotas 3.8 paveiksle.



3.8 pav. Perdangos sijų įlinkių, dėl statinio bandymo apkrovų poveikio, grafinis palyginimas

Apibendrinus gautus rezultatus galima teigti, kad prognozuojant ilgalaikę gelžbetoninių konstrukcijų elgseną, veikiant laiko atžvilgiu nekintančioms apkrovoms, vien tik betono ilgalaikių poveikių įvertinti neužtenka, konstrukcijų pleišėjimas privalo būti įtrauktas į skaičiavimus. Tiksliausiai tą galima padaryti atliekant netiesinę konstrukcijų analizę. Nepaisant to, esant pakankamai didelėms ir sudėtingoms konstrukcijoms, susidedančioms iš didelio kiekio skirtingų konstrukcinių elementų, netiesinę konstrukcijų analizę atlikti yra pernelyg sudėtingas uždavinys. Tokiais atvejais rekomenduojama naudoti alternatyvius, konstrukcijų pleišėjimą ir ilgalaikius betono poveikius įvertinančius metodus. Tačiau jų teisingumą privaloma patikrinti atliekant netiesinę konstrukcijų analizę, supaprastintame tiriamojo objekto modelyje arba šio modelio fragmente, atkartojančiame visos konstrukcijos elgseną.

IŠVADOS

1. Apskaičiavus tiriamojo tilto perdangos sijos betono valkšnumo koeficientą pagal skirtingas metodikas (Eurokodą [35] ir Bažant-Baweja modelį B3 [36]), buvo gauta, kad visu tilto eksploatacijos metu, valkšnumo koeficientas, apskaičiuotas pagal modelį B3, yra mažesnis nei apskaičiuotas pagal Eurokodą. Šis skirtumas po dviejų savaičių yra lygus 42,9 %, po 10 metų – 39,1 %, o praėjus 100 metų nuo tilto eksploatacijos pradžios, šis skirtumas yra tik 5,5 %.
2. Atlikus tiesinę tiriamojo tilto perdangos analizę, kurioje buvo naudotas efektyvusis betono tamprumo modulis, apskaičiuotas su valkšnumo koeficientu φ_{B3} (pagal modelį B3 [36]), kur kas geriau sutampa su netiesinės analizės metodu gautais rezultatais. Šiuo metodu tiriamojo tilto perdangos sijų įlinkis gautas vidutiniškai 11,40 % didesnis nei gautas netiesinės analizės metodu. Tuo tarpu apskaičiuotas su valkšnumo koeficientu φ_{EC2} (pagal Eurokodą [35]), sijų įlinkis buvo gautas vidutiniškai 17,87 % didesnis nei gautas netiesinės analizės metodu.
3. Dėl betono ilgalaikių poveikių tiriamojo tilto perdangos sijų standumas sumažėjo 2,523 karto, o dėl betono pleišėjimo – 2,237 karto. Įvertinus betono ilgalaikius poveikius ir konstrukcijų pleišėjimą, iš viso tiriamojo tilto perdangos sijų standumas sumažėjo 5,64 karto.
4. Dėl armatūros korozijos poveikio, tiriamojo tilto perdangos sijoje atsivėręs plyšys ribinę reikšmę viršys po 25 metų, skaičiuojant nuo armatūros korozijos pradžios. Praėjus 25 metams nuo korozijos pradžios, plyšys betono paviršiuje bus lygus $w_{25} = 0,1523 \text{ mm} > w_{lim} = 0,15 \text{ mm}$.
5. Dėl armatūros korozijos poveikio, tiriamojo tilto perdangos sijos laikomoji galia bus viršyta praėjus 45 metams nuo armatūros korozijos pradžios. Praėjus 45 metams nuo armatūros korozijos pradžios, sijos skerspjūvio išnaudojimas bus lygus 102,9 %.
6. Dėl armatūros korozijos poveikio, sijų įlinkis ribinę reikšmę viršys praėjus 30 metų nuo armatūros korozijos pradžios. Praėjus 30 metų nuo armatūros korozijos pradžios, tiriamojo tilto perdangos sijų įlinkis bus lygus $u_{30} = 50,68 \text{ mm} > u_{lim} = 50 \text{ mm}$.
7. Atlikus 1968 m pastatyto tilto per „Pyvesą“ perdangos laikančiųjų konstrukcijų tiesinę ir netiesinę analizę, buvo nustatyta pažaidų įtaka gelžbetoninio tilto įlinkiams – supleišėjusių sijų vidutinis įlinkis buvo gautas 59,74 % didesnis nei nesupleišėjusių, dėl savojo konstrukcijos svorio ir 183,33 % didesnis, dėl statinio bandymo apkrovų poveikio.

8. Baigtinių elementų konstrukcijų analizės programa „SOFiSTiK“ gauti tilto per Pyvesą sijų įlinkiai buvo lyginami su faktiniais. Neįvertinus galimai atsiradusių pažaidų perdangos sijose, gauti sijų įlinkiai buvo 23,28 ir 52,86 % mažesni nei faktiniai, atitinkamai dėl savojo svorio ir statinio bandymo apkrovų poveikio. Įvertinus galimai atsiradusias pažaidas, gauti sijų įlinkiai buvo 22,56 ir 33,45 % didesni nei faktiniai, atitinkamai dėl savojo svorio ir statinio bandymo apkrovų poveikio.

LITERATŪROS SĄRAŠAS

- [1]. *Portland Cement Asociacion: CONCRETE Information. Types and Causes of Concrete Deterioration* [interaktyvus]. 2002 [žiūrėta 2016-01-15 d.]. Prieiga per: http://www.cement.org/docs/default-source/fc_concrete_technology/durability/is536-types-and-causes-of-concrete-deterioration.pdf?sfvrsn=4
- [2]. KAMAITIS, Zenonas. The causes of shear cracking in prestressed concrete box-girder bridges. *Statyba*. 1996, **4**(8), 26-34. ISSN 1392-1525.
- [3]. NEVILLE, Adam M. *Properties of Concrete*. 4th ed. Harlow (UK): Longman Group, 1995. ISBN 978-0582230705.
- [4]. DUPRAT, Frederic. Reliability of RC beams under chloride-ingress. *Construction and Building Materials*. 2007, **21**, 1605-1616. ISSN 0950-0618.
- [5]. GILBERT, Ian Raymond and Gianluca RANZI. *Time-Dependent Behaviour of Concrete Structures*. London and New York: Spon Press, 2011. ISBN 978-0-415-49384-0.
- [6]. NEVILLE, Adam. Chloride attack of reinforced concrete: an overview. *Materials and Structures*. 1995, **28**(176), 63-70. ISSN 1359-5997.
- [7]. SHI, Xianming, et al. *Effect of chloride-based deicers on reinforced concrete structures* [interaktyvus]. 2010 [žiūrėta 2016-05-12 d.]. Prieiga per: <https://ntl.bts.gov/lib/33000/33700/33759/741.1.pdf>
- [8]. DARWIN, David, et al. Effects of deicers on concrete deterioration. *ACI Materials Journal*. 2008, **105**(6), 622-627. ISSN 0889-325X.
- [9]. KILARESKE, W. P. Corrosion induced deterioration of reinforced concrete – an overview. *Materials Performance*. 1980, **19**(3), 48-50. ISSN 0094-1492.
- [10]. SKRIPKIŪNAS, Gintautas. *Statybinių konglomeratų struktūra ir savybės: vadovėlis*. Kaunas: Vitae Litera, 2007. ISBN 978-9955-686-50-7.
- [11]. NOTKUS, Algirdas Jonas ir Zenonas KAMAITIS. Evaluation of shear stresses in the webs of segmental box-girder concrete bridges. *Statyba*. 1999, **5**(1), 47-52. ISSN 1392-1525.
- [12]. ANGST, Ueli. *Chloride induced reinforcementcorrosion in concrete. Concept of critical chloride content – methods and mechanisms: Thesis for the degree of Philosophiae Doctor*. Norwegian University of Science and Technology. Trondheim, 2011. ISBN 978-82-471-2762-9.
- [13]. MEHTA, Kumar P. and Paulo J. M. MONTEIRO. *Concrete: Microstructure, Properties and Materials*. 3rd ed. New York: McGraw-Hill, 2006. ISBN 978-0-071-46289-1.

- [14]. *Chemijos terminų aiškinamasis žodynas* [interaktyvus]. [Žiūrėta 2016-11-19 d.].
Prieiga per: http://chemijoste.lt/enacademic.com/6746/anodin%C4%97_reakcija
- [15]. LEONHARDT, Fritz. Crack Control in Concrete Structures. *PCI Journal*. 1988, **33**(4), 124-145. ISSN 0887-9672.
- [16]. KRKOŠKA, Lukaš and Martin MORAVČIK. The analysis of thermal effect on concrete box girder bridge. *Procedia Engineering*. 2015, **111**, 470-477. ISSN 1877-7058.
- [17]. PATNAIK Anil and Prince BAAH. *Cracking Behavior of Structural Slab Bridge Decks: Final report*. Ohio: U.S. Department of Transportation, 2015. Prieiga per: http://www.dot.state.oh.us/Divisions/Planning/SPR/Research/reportsandplans/Reports/2015/Structures/134708_FR.pdf
- [18]. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. [ACI 224.1R-07]. *Causes, Evaluation, and Repair of Cracks in Concrete Structures*. Michigan: ACI Committee 224, 2007. ISBN 9780870312342.
- [19]. KHAN, Mohammad Shamim et al. Control of Cracking in Concrete: State of the Art. *Transportation Research Circular*. 2006, **E**(C107), 1-56. ISSN 0097-8515.
- [20]. KOSMATKA, S. H., Beatrix KERKHOFF and WILSON M. L. *Design and Control of Concrete Mixtures*. 14th ed. Skokie (USA): Portland Cement Association, 2002. ISBN 0-89312-217-3.
- [21]. BABAIE, K. and A. M. FOULADGAR. Solutions to Concrete Bridge Deck Cracking. *American Concrete Institute*. 1997, **19**(7), 34-37. ISSN 0162-4075.
- [22]. GILBERT, R. I. *Time effects in concrete structures*. Amsterdam: Elsevier, 1988. ISBN 0-444-70473-6.
- [23]. NEVILLE, Adam M. et al. *Creep of plain and structural concrete*. New York: Construction Press, 1983. ISBN 978-0860958345.
- [24]. BAŽANT, Zdeněk P. et al. *Mathematical Modeling of Creep and Shrinkage of Concrete*. Illinois (USA): John Wiley & Sons Ltd, 1988. ISBN 978-0471920571.
- [25]. DU, Chengcheng et al. Time dependent strain development of early age concrete under step-by-step load history. *Construction and Building Materials*. 2015, **86**(1), 133-139. ISSN 0950-0618.
- [26]. RÜSCH, Hubert, Dieter JUNGWIRTH and HILSDORF, H. K. *Creep and Shrinkage – Their Effect on the Behaviour of Concrete Structures*. New York: Springer-Verlag, 1983. ISBN 978-1-4612-5424-9.
- [27]. YUE, L. L. et al. Creep recovery of plain concrete and its mathematical modelling. *Magazine of Concrete Research*. 1992, **44**(161), 281-290. ISSN 0024-9831.

[28]. NEVILLE, Adam. Recovery of creep and observations on the mechanism of creep of concrete. *Applied Scientific Research*. 1960, **9**(1), 71-84. ISSN: 1386-6184.

[29]. MEYERS, B. L., et al. Prediction of creep and shrinkage behavior for design from short term tests. *PCI Journal*. 1972, **17**(3), 29-45. ISSN 0887-9672.

[30]. MCHENRY, Douglas et al. *SP-055: Douglas McHenry International Symposium on Concrete and Concrete Structures*. Detroit: American Concrete Institute, 1978. ISBN 978-0870-31-698-2.

[31]. BENAÏM, Robert. *The Design of Prestressed Concrete Bridges: Concepts and Principles*. London: Taylor & Francis, 2008. ISBN 978-0415-23-599-0.

[32]. NOTKUS, Algirdas Jonas. *Tiltų projektavimo pagrindai: vadovėlis*. Vilnius: Technika, 2010. ISBN 978-9955-28-602-8.

[33]. LIETUVOS STANDARTIZACIJOS DEPARTAMENTAS. [LST EN 206:2014/P:2015]. *Betonas. Techniniai reikalavimai, eksploatacinės charakteristikos, gamyba ir atitiktis = Concrete – Specification, performance, production and conformity. Europos standartas EN 206:2013 turi Lietuvos standarto statusą*. Vilnius: Lietuvos standartizacijos departamentas, 2014.

[34]. LIETUVOS AUTOMOBILIŲ KELIŲ DIREKCIJA PRIE SUSISIEKIMO MINISTERIJOS: *2002 - 2015 metų Lietuvos Respublikos valstybinės reikšmės kelių priežiūros ir plėtros programa* [interaktyvus]. 2001 [žiūrėta 2016-08-25]. Prieiga per: http://lakd.lrv.lt/uploads/lakd/documents/files/Paslaugos/Inforinkmenos/kppp_2t.pdf

[35]. LIETUVOS STANDARTIZACIJOS DEPARTAMENTAS. [LST EN 1992-1-1:2005]. *Eurokodas 2. Gelžbetoninių konstrukcijų projektavimas. 1-1 dalis. Bendrosios ir pastatų taisyklės = Eurocode 2 – Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. Europos standartas EN 1992-1-1:2004 turi Lietuvos standarto LST EN 1992-1-1:2005 statusą*. Vilnius: Lietuvos standartizacijos departamentas, 2004.

[36]. BAŽANT, Zdeněk P. and Sandeep BAWEJA. Creep and Shrinkage Prediction Model for Analysis and Design of Concrete Structures: Model B3. *Materials and Structures*. 1995, **28**(6), 357-365. ISSN: 1359-5997.

[37]. LIETUVOS RESPUBLIKOS STATYBOS IR URBANISTIKOS MINISTERIJA. [RSN 156-94]. *Statybinė klimatologija: Respublikinės statybos normos. Oficialusis leidinys*. Vilnius, 1995.

[38]. LIETUVOS STANDARTIZACIJOS DEPARTAMENTAS. [LST EN 197-1:2011]. *Cementas. 1 dalis. Įprastinių cementų sudėtis, techniniai reikalavimai ir atitikties kriterijai = Cement - Part 1: Composition, specifications and conformity criteria for common cements. Europos standartas EN 197-1:2011 turi Lietuvos standarto statusą.* Vilnius: Lietuvos standartizacijos departamentas, 2004.

[39]. BAŽANT, Zdeněk P. et al. Why is the initial trend of deflections of box girder bridges deceptive? *American Concrete Institute*. 2006, **28**(1), 55-61. ISSN 0162-4075.

[40]. RUSSELL, Henry G. *Control of Concrete Cracking in Bridges: Synthesis of Highway Practice*. Washington: The National Academies Press, 2017. ISBN 978-0-309-38981-5.

[41]. BARTHOLOMEW, M. Are We Really Designing for a 100-Year Service Life? *The Concrete Bridge Magazine: ASPIRE* [interaktyvus]. 2015 [žiūrėta 2017-03-26]. Prieiga per: <http://www.aspiremagazinebyengineers.com/i/575053-fall-2015/0?m4>

[42]. WEST, R. E. and W. G. HIME. Chloride profiles in salty concrete. *Materials Performance*. 1985, **24**(7), 29-36. ISSN 0094-1492.

[43]. CADY, Philip D. and Richard E. WEYERS. Deterioration rates of concrete bridge decks. *Journal of Transportation Engineering*. 1984, **110**(1), 34-44. ISSN 2473-2907.

[44]. TAKEWAKA, K. and S. MATSUMOTO. Quality and cover thickness of concrete based on the estimation of chloride penetration in marine environments. *ACI Special Publication: Concrete in Marine Environment*. 1988, **109**, 381-400. ISSN 0193-2527.

[45]. TING, Shuenn-Chern. *The effects of corrosion on the reliability of concrete bridge girders: PhD thesis* [interaktyvus]. University of Michigan, 1989. [žiūrėta 2017-01-15]. Prieiga per: <https://elibrary.ru/item.asp?id=5874947>

[46]. MORI, Yasuhiro and Bruce ELLINGWOOD. Maintaining reliability of concrete structures I: role of inspection/repair. *Journal of Structural Engineering*. 1994, **120**(3), 824-845. ISSN 0733-9445.

[47]. ELSENER, B. Corrosion rate of steel in concrete – Measurements beyond the Tafel law. *Corrosion Science*. 2005, **47**(12), 3019-3033. ISSN 0010-938X.

[48]. LIETUVOS STANDARTIZACIJOS DEPARTAMENTAS. [LST EN 1990:2004 lt]. *Eurokodas. Konstrukcijų projektavimo pagrindai = Eurocode – Basis of structural design. Europos standartas EN 1990:2002 turi Lietuvos standarto statusą.* Vilnius: Lietuvos standartizacijos departamentas, 2004.

[49]. LIETUVOS STANDARTIZACIJOS DEPARTAMENTAS. [LST EN 1991-2:2006 lt]. *Eurokodas 1. Poveikiai konstrukcijoms. 2 dalis. Tiltų eismo apkrovos = Eurocode 1: Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges. Europos standartas EN 1991-2:2003 turi Lietuvos standarto statusą.* Vilnius: Lietuvos standartizacijos departamentas, 2006.

[50]. LIETUVOS STANDARTIZACIJOS DEPARTAMENTAS. [LST EN 1992-2:2006]. *Eurokodas 2. Gelžbetoninių konstrukcijų projektavimas. 2 dalis. Gelžbetoniniai tiltai. Projektavimo ir konstravimo taisyklės = Eurocode 2 – Design of concrete structures – Concrete bridges – Design and detailing rules. Europos standartas EN 1992-2:2005 turi Lietuvos standarto LST EN 1992-2:2006 statusą.* Vilnius: Lietuvos standartizacijos departamentas, 2007.

[51]. KELIŲ IR TRANSPORTO TYRIMO INSTITUTAS. *Tilto per Pyvesą apžiūros ataskaita* [įmonės vidaus dokumentas].

PRIEDAS NR. 1

(Valkšnumo koeficiento apskaičiavimas pagal Eurokodą)

$$t_0 := 14 \quad \text{paros} \quad RH := 81 \quad \% \quad \text{pagal RSN 156-94 [37]}$$

$$f_{ck} := 30 \quad \text{MPa}$$

$$f_{cm} := f_{ck} + 8$$

$$f_{cm} = 38 \quad \text{MPa}$$

$$\beta(f_{cm}) := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}}$$

$$\beta(f_{cm}) = 2.725$$

$$A_c := 444501 \quad \text{mm}^2$$

$$u := 2317 \quad \text{mm}$$

$$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{u} = 383.687 \quad \text{mm}$$

$$\alpha_1 := \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.7} = 0.944 \quad \alpha_2 := \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.2} = 0.984 \quad \alpha_3 := \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.5} = 0.96$$

$$\varphi_{RH1} := 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}}$$

$$\varphi_{RH2} := \left[1 + \left(\frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \right) \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2$$

$$\varphi_{RH} := \begin{cases} \varphi_{RH2} & \text{if } f_{cm} > 35 \\ \varphi_{RH1} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\varphi_{RH} = 1.227$$

$$\beta_1(t_0) := \frac{1}{(0.1 + t_0)^{0.2}} \quad \beta_1(t_0) = 0.557$$

$$\beta_{H01} := 1.5 \cdot [1 + (0.012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250$$

$$\beta_{H02} := 1.5 \cdot [1 + (0.012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3$$

$$\beta_{H1} := \begin{cases} \beta_{H01} & \text{if } \beta_{H01} < 1500 \\ 1500 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\beta_{H2} := \begin{cases} \beta_{H02} & \text{if } \beta_{H02} < 1500 \cdot \alpha_3 \\ 1500 \cdot \alpha_3 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\beta_{H1} = 1.171 \times 10^3$$

$$\beta_{H2} = 1.161 \times 10^3$$

$$\beta_H := \begin{cases} \beta_{H1} & \text{if } f_{cm} < 35 \\ \beta_{H2} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\beta_H = 1.161 \times 10^3$$

$$\beta_c(t, t_0) := \left[\frac{(t - t_0)}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0.3}$$

Tariamasis betono valkšnumo koeficientas:

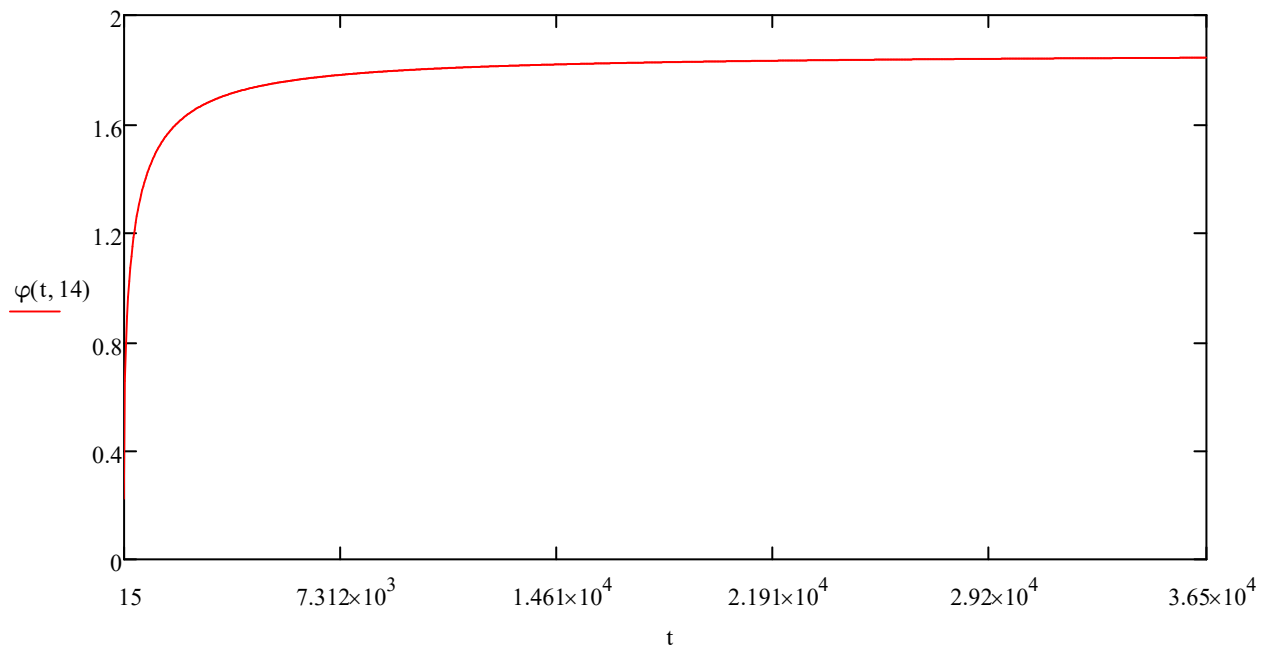
BETONO VALKŠNUMO KOEFICIENTAS:

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta_1(t_0)$$

$$\varphi(t, t_0) := \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0)$$

$$\varphi_0 = 1.862$$

$$\varphi(\infty, t_0) = 1.862$$



$$\varphi(15, t_0) = 0.224$$

$$\varphi(90, t_0) = 0.806$$

$$\varphi(365, t_0) = 1.202$$

$$\varphi(3650, t_0) = 1.713$$

$$\varphi(36500, t_0) = 1.845$$

TAMPRUMO MODULIO PRIKLAUSOMYBĖ NUO BETONO AMŽIAUS

$s_1 := 0.2$ kai cemento stipumo klasė yra: CEM 42,5 R, CEM 52,5 N CEM 52,5 R (R kasė);

$s_2 := 0.25$ kai cemento stipumo klasė yra: CEM 32,5 R, CEM 42,5 N (N kasė);

$s_3 := 0.38$ kai cemento stipumo klasė yra: CEM 32,5 N (S kasė).

$s_c := s_1$ priskiriame reikšmę pagal cemento stipumo klasę!

$E_{cm} := 33000$ MPa - priskiriame pagal betono klasę.

$$\beta_{cc}(t) := e^{s_c \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \right]}$$

$$f_{cm1}(t) := \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm}$$

$$E_{cm1}(t) := \left(\frac{f_{cm1}(t)}{f_{cm}} \right)^{0.3} \cdot E_{cm}$$

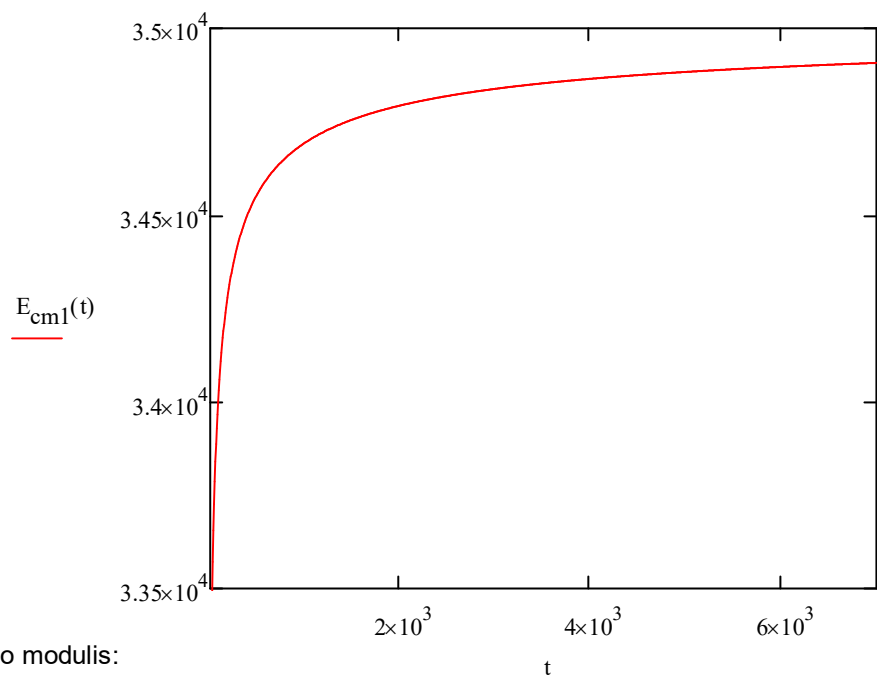
$$E_{cm1}(14) = 3.219 \times 10^4$$

$$E_{cm1}(90) = 3.389 \times 10^4$$

$$E_{cm1}(365) = 3.446 \times 10^4$$

$$E_{cm1}(3650) = 3.486 \times 10^4$$

$$E_{cm1}(36500) = 3.498 \times 10^4$$



Efektyvusis betono tamprumo modulis:

$$E_c(t) := \frac{E_{cm1}(t)}{1 + \varphi(t, t_0)}$$

$$E_c(90) = 1.876 \times 10^4 \quad E_c(365) = 1.565 \times 10^4$$

$$E_c(3650) = 1.285 \times 10^4 \quad E_c(18250) = 1.236 \times 10^4 \quad E_c(36500) = 1.23 \times 10^4$$

PRIEDAS NR. 2

(Valkšnumo koeficiento apskaičiavimas pagal Bažant-Baweja modelį B3)

SKAIČIAVIMAMS REIKALINGI DYDŽIAI

$$t_0 := 14 \text{ paros} \quad RH := 81 \% \text{ pagal RSN 156-94 [37]}$$

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

$$f_{cm28} := f_{ck} + 8.3 \quad A_c := 444501 \text{ mm}^2 \text{ skerspjūvio plotas}$$

$$f_{cm28} = 38.3 \text{ MPa} \quad P := 2317 \text{ mm} \text{ skerspjūvio perimetras}$$

$$w := 132 \text{ kg/m}^3 \text{ - vandens kiekis betono mišinyje}$$

$$c_0 := 264.01 \text{ kg/m}^3 \text{ - cemento kiekis betono mišinyje}$$

$$a := 1994.95 \text{ kg/m}^3 \text{ - užpildų kiekis betono mišinyje}$$

$$\frac{w}{c_0} = 0.5 \text{ galioja, kai w/c kinta nuo 0.35 iki 0.85}$$

$$\frac{a}{c_0} = 7.556 \text{ galioja, kai a/c kinta nuo 2.5 iki 13.5}$$

Kaip ir pagal EC, B3 modelis galioja esant betono įtempiams nuo nuolatinės apkrovos iki $0,45f_{cm28}$
Formulės tinka betonui, kietintam ne mažiau kaip 1 parą.

$$h := \frac{RH}{100} = 0.81 \text{ santykinė drėgmė, išreikšta vieneto dalimis.}$$

$$CEM := 1 \text{ cemento tipas: CEM I = 1; CEM II = 2; CEM III = 3}$$

Koeficientas, priklausantis nuo betono kietinimo sąlygų: $\alpha_{sc} = 0,75$ - šutinimo kameroje;
 $\alpha_{rh} = 1,00$ - vandenyje arba 100 % drėgmės aplinkoje;
 $\alpha_{nc} = 1,20$ - ore, apsaugant nuo džiūvimo.

$$\alpha_{sc} := 0.75 \quad \alpha_{rh} := 1.00 \quad \alpha_{nc} := 1.20$$

Koeficientas, priklausantis nuo skerspjūvio formos (parinkti geriausiai atitinkantį):

$$k_{is} := 1.00 \text{ begalinė plokštė (supaprastintam skaičiavimui galima priimti lygų 1.00)}$$

$$k_{ic} := 1.15 \text{ begalinis cilindras}$$

$$k_{isp} := 1.25 \text{ begalinė kvadratinio skerspjūvio prizmė}$$

$$k_{sp} := 1.30 \text{ sfera}$$

$$k_{cube} := 1.55 \text{ kubas}$$

TRAUKUMO DEFORMACIJŲ SKAIČIAVIMAS

Santykine drėgmė:

$$k_{h98} := 1 - h^3 \quad \text{kai } h \text{ ne daugiau kaip } 0.98$$

$$k_{h100} := -0.2 \quad \text{kai } h=1.00$$

$$k_{h99}(h) := 12.74 - 12.94 \cdot h \quad \text{kai } 0.98 < h < 1.00$$

$$k_h := \begin{cases} k_{h98} & \text{if } h \leq 0.98 \\ k_{h100} & \text{if } h = 1 \\ k_{h99}(h) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$k_h = 0.469$$

$$\alpha_1 := \begin{cases} 1 & \text{if CEM} = 1 \\ 0.85 & \text{if CEM} = 2 \\ 1.1 & \text{if CEM} = 3 \end{cases}$$

$\alpha_1 = 1$ Koeficientas, priklausantis nuo cemento rūšies

$\alpha_2 := \alpha_{rh}$ Koeficientas, priklausantis nuo kietėjimo sąlygų (priimame kietinimą 100 % drėgmėje)

$$\alpha_2 = 1$$

$$\varepsilon_{s\infty} := -\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \left(0.019 \cdot w^{2.1} \cdot f_{cm28}^{-0.28} + 270 \right) \cdot 10^{-6} \quad \text{konstanta traukumo deformacijai skaičiuoti}$$

$$\varepsilon_{s\infty} = -4.644 \times 10^{-4}$$

$$E_{cm28} := 4734 \cdot \sqrt{f_{cm28}} = 2.93 \times 10^4 \text{ MPa} - 28 \text{ parų betono tamprumo modulis pagal Bažant}$$

$k_s := k_{isp} = 1.25$ koeficientas, priklausantis nuo skerspjūvio formos

$$E_{cm}(t) := E_{cm28} \cdot \left(\frac{t}{4 + 0.85 \cdot t} \right)$$

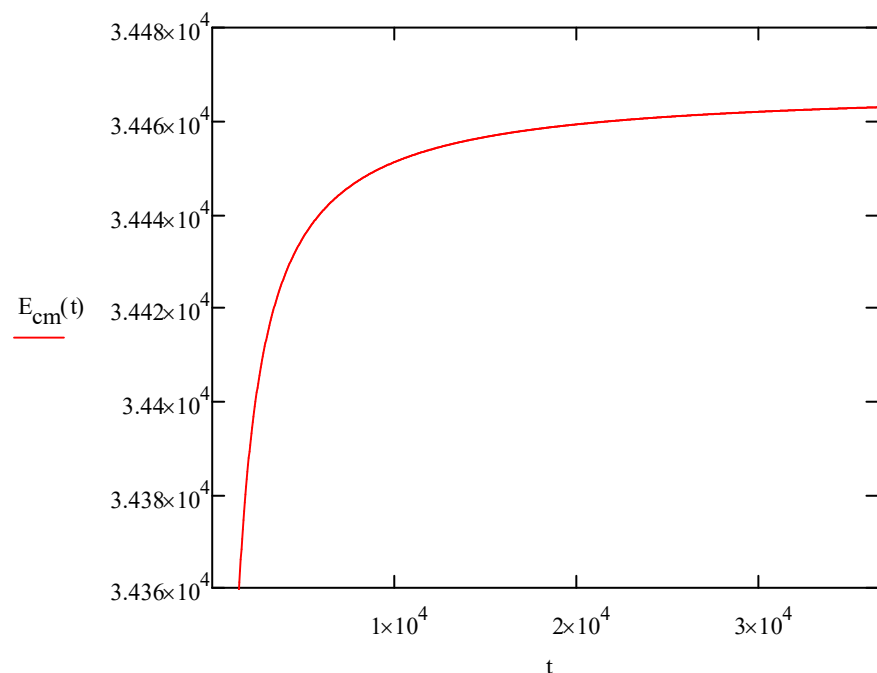
$$E_{cm}(90) = 3.275 \times 10^4$$

$$E_{cm}(365) = 3.403 \times 10^4$$

$$E_{cm}(1000) = 3.431 \times 10^4$$

$$E_{cm}(3650) = 3.442 \times 10^4$$

$$E_{cm}(\infty) = 3.447 \times 10^4$$



$$\tau_{sh}(t_c) := 0.085 \cdot t_c^{-0.08} \cdot f_{cm28}^{-0.25} \left[2 \cdot k_s \cdot \left(\frac{A_c}{P} \right) \right]^2 \quad t_c - \text{kietinimo laikas (mūsų atveju - 100 \% drėgmėje)}$$

$$\tau_{sh}(1) = 7.859 \times 10^3$$

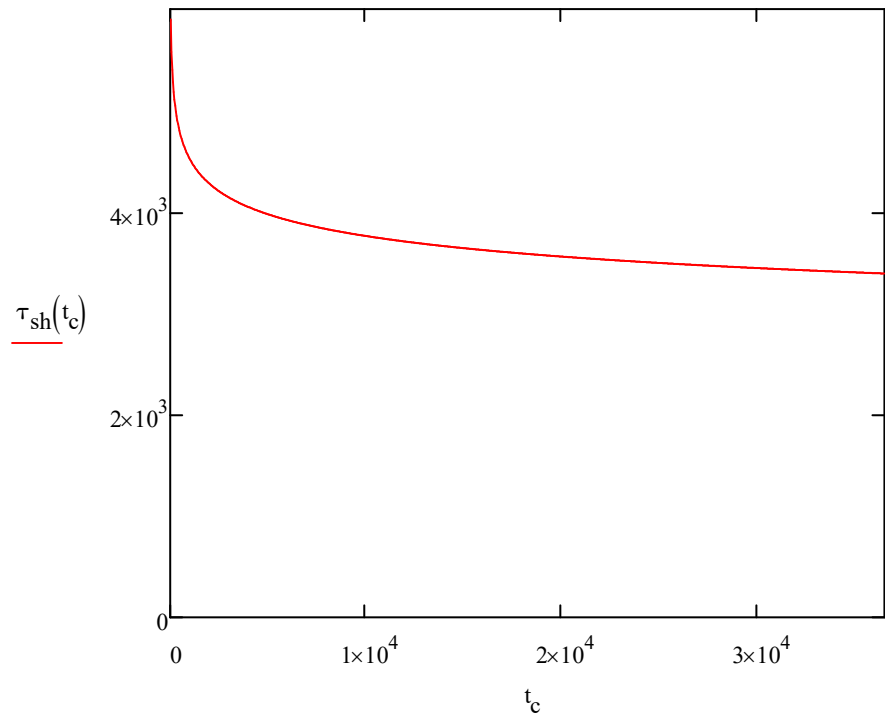
$$\tau_{sh}(7) = 6.726 \times 10^3$$

$$\tau_{sh}(28) = 6.02 \times 10^3$$

$$\tau_{sh}(365) = 4.902 \times 10^3$$

$$\tau_{sh}(3650) = 4.078 \times 10^3$$

$$\tau_{sh}(36500) = 3.392 \times 10^3$$



$$S_{sh}(t, t_c) := \tanh \left[\sqrt{\frac{(t - t_c)}{\tau_{sh}(t_c)}} \right]$$

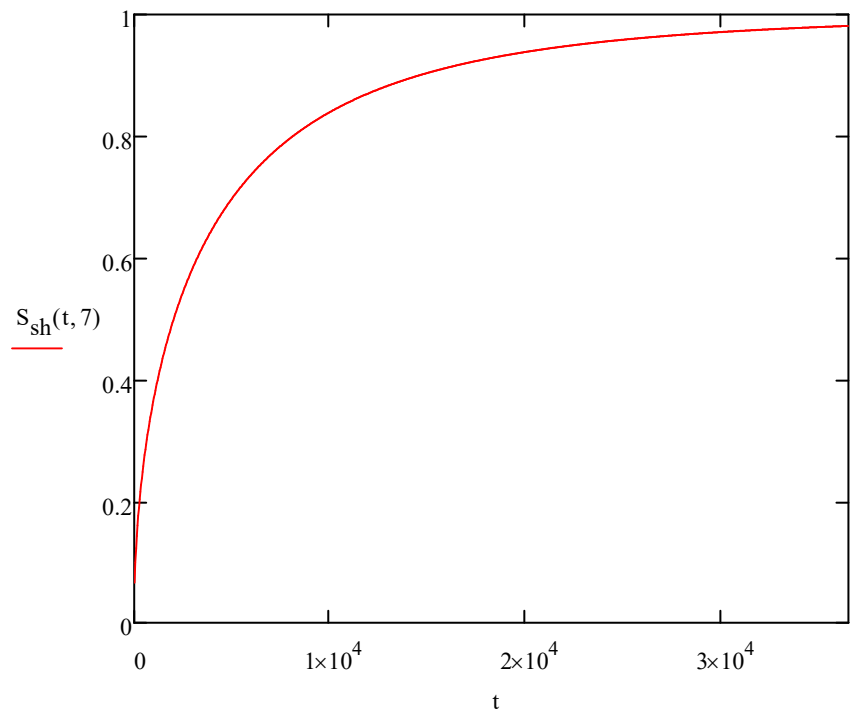
$$S_{sh}(28, 7) = 0.056$$

$$S_{sh}(90, 7) = 0.111$$

$$S_{sh}(365, 7) = 0.227$$

$$S_{sh}(3650, 7) = 0.627$$

$$S_{sh}(36500, 7) = 0.981$$



Maksimali traukumo deformacija apskaičiuojama pagal:

$$\epsilon_{sh\infty}(t, t_c) := -\epsilon_{s\infty} \cdot \left(\frac{E_{cm}(t)}{E_{cm}(t_c + \tau_{sh}(t_c))} \right)$$

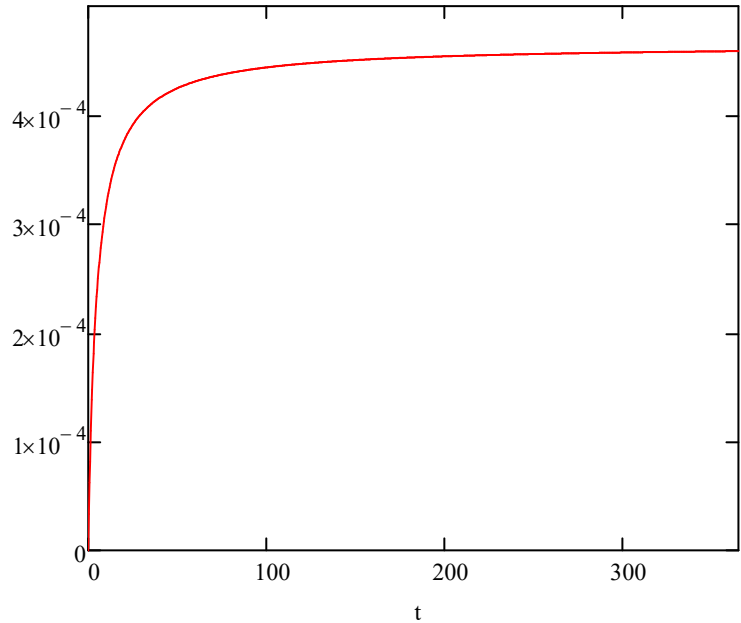
$$\epsilon_{sh\infty}(28, 7) = 3.978 \times 10^{-4}$$

$$\epsilon_{sh\infty}(365, 7) = 4.588 \times 10^{-4}$$

$$\epsilon_{sh\infty}(1000, 7) = 4.625 \times 10^{-4} \quad \epsilon_{sh\infty}(t, 7)$$

$$\epsilon_{sh\infty}(3650, 7) = 4.641 \times 10^{-4}$$

$$\epsilon_{sh\infty}(\infty, 7) = 4.647 \times 10^{-4}$$



Tikroji santykinė traukumo deformacija, priklausomai nuo betono amžiaus, skaičiuojant nuo džiūvimo pradžios, apskaičiuojama pagal formulę:

$$\epsilon_{sh}(t, t_c) := -\epsilon_{sh\infty}(t, t_c) \cdot k_h \cdot S_{sh}(t, t_c)$$

$$\epsilon_{sh}(8, 7) = -1.672 \times 10^{-6}$$

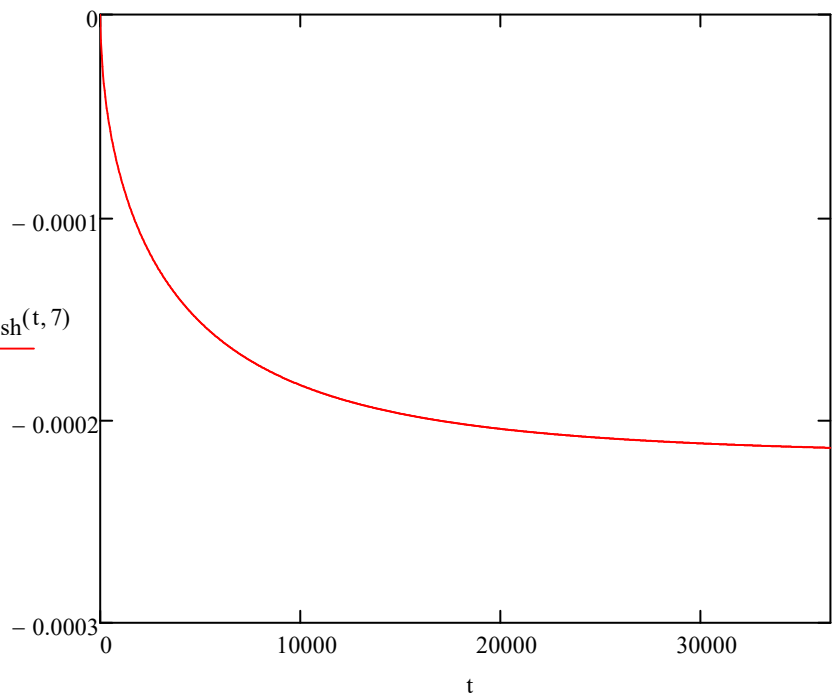
$$\epsilon_{sh}(14, 7) = -5.255 \times 10^{-6}$$

$$\epsilon_{sh}(90, 7) = -2.289 \times 10^{-5}$$

$$\epsilon_{sh}(365, 7) = -4.873 \times 10^{-5}$$

$$\epsilon_{sh}(3650, 7) = -1.363 \times 10^{-4}$$

$$\epsilon_{sh}(36500, 7) = -2.136 \times 10^{-4}$$



BETONO VALKŠNUMO SKAIČIAVIMAS

Pagal B3 modelį betono valkšnumą aprašo funkcija $J(t, t_0, t_c)$. Betono amžiui esant lygiam t , jo valkšnumą įtakoja vienaašiai pastovūs įtempiai, pridėti laiku t_0 . Valkšnumo funkciją sudaro trys dedamosios:

- 1) q_1 - momentinė deformacija dėl įtempių nuo konstrukcijos savojo svorio;
- 2) $C_0(t, t_0)$ - bazinio betono valkšnumo dedamoji;
- 3) $C_d(t, t_0, t_c)$ - džiūvimo valkšnumo dedamoji.

1) MOMENTINĖS DEFORMACIJOS APSKAIČIAVIMAS

$$q_1 := \frac{0.6}{E_{cm28}} \quad \text{momentinė deformacija dėl įtempių nuo konstrukcijos savojo svorio}$$

$$q_1 = 2.048 \times 10^{-5}$$

2) BAZINIO VALKŠNUMO FUNKCIJOS NUSTATYMAS

Pagal šį modelį, bazinis betono valkšnumas susideda iš trijų komponentų:

- 1-oji priklauso nuo cemento kiekio betone ir betono amžiaus;
- 2-oji priklauso nuo cemento kiekio ir V/C santykio;
- 3-oji priklauso nuo užpildų ir cemento santykio bei betono amžiaus.

$$1) \quad q_2 := 185.4 \cdot 10^{-6} \cdot c_0^{0.5} \cdot f_{cm28}^{-0.9}$$

$$q_2 = 1.133 \times 10^{-4}$$

$$Q_f(t_0) := \left(0.086 \cdot t_0^{\frac{2}{9}} + 1.21 \cdot t_0^{\frac{4}{9}} \right)^{-1}$$

$$Q_f(t_0) = 0.246$$

m_0 ir n_0 - empiriniai parametrai, kurių reikšmės imamos vienodos visiems normaliems betonams:

$$m_0 := 0.5$$

$$n_0 := 0.1$$

$$Z(t, t_0) := t_0^{-m_0} \cdot \ln \left[1 + (t - t_0)^{n_0} \right]$$

$$r(t_0) := 1.7 \cdot t_0^{0.12} + 8$$

$$r(t_0) = 10.333$$

$$Q(t, t_0) := Q_f(t_0) \cdot \left[1 + \left(\frac{Q_f(t_0)}{Z(t, t_0)} \right)^{r(t_0)} \right]^{\left(\frac{-1}{r(t_0)} \right)}$$

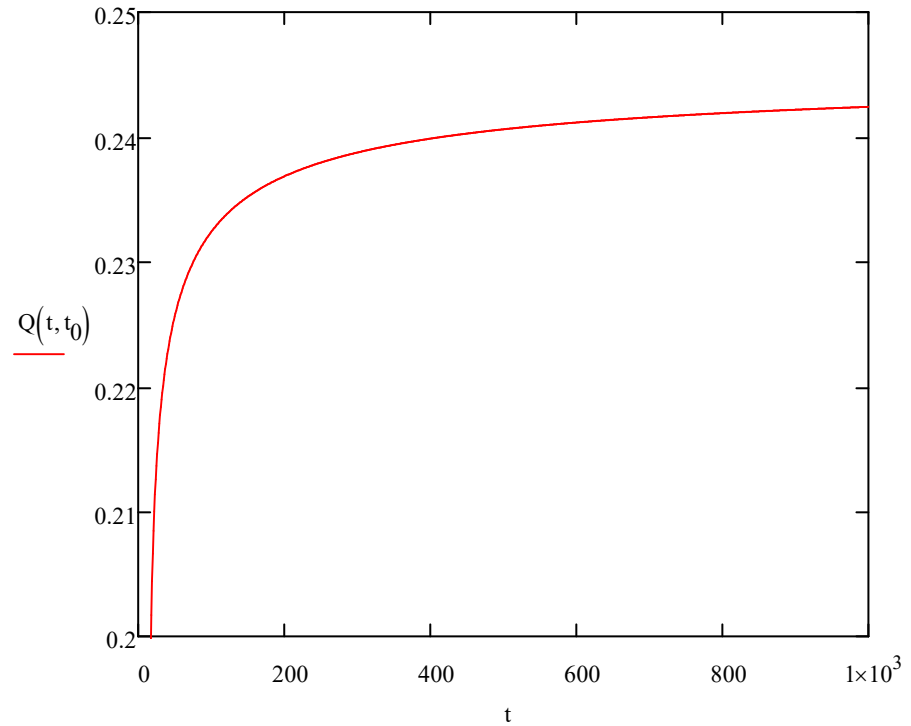
$$Q(15, t_0) = 0.184$$

$$Q(365, t_0) = 0.24$$

$$Q(1000, t_0) = 0.242$$

$$Q(3650, t_0) = 0.244$$

$$Q(\infty, t_0) = 0.246$$



$$2) \quad q_3 := 0.29 \cdot \left(\frac{w}{c_0} \right)^4 \cdot q_2$$

$$q_3 = 2.052 \times 10^{-6}$$

$$3) \quad q_4 := 20.3 \cdot 10^{-6} \cdot \left(\frac{a}{c_0} \right)^{-0.7}$$

$$q_4 = 4.928 \times 10^{-6}$$

Nustatę visas komponentes galime užrašyti bazinio valkšnumo funkciją:

$$C_0(t, t_0) := q_2 \cdot Q(t, t_0) + q_3 \cdot \ln \left[1 + (t - t_0)^{n_0} \right] + q_4 \cdot \ln \left(\frac{t}{t_0} \right)$$

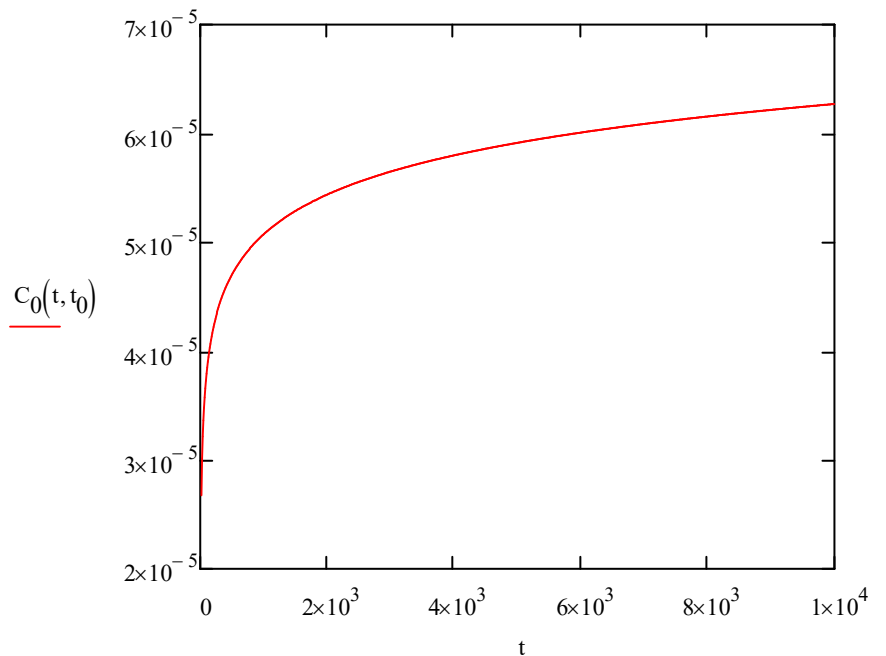
$$C_0(90, t_0) = 3.731 \times 10^{-5}$$

$$C_0(365, t_0) = 4.531 \times 10^{-5}$$

$$C_0(1000, t_0) = 5.074 \times 10^{-5}$$

$$C_0(3650, t_0) = 5.752 \times 10^{-5}$$

$$C_0(\infty, t_0) = 3.644 \times 10^{-3}$$



3) DŽIŪVIMO VALKŠNUMO FUNKCIJOS NUSTATYMAS

Dydis q_5 yra džiūvimo valkšnumo funkcijos parametras. Šis parametras yra funkcija, priklausanti nuo 28 parų betono tikrojo stiprumo f_{cm28} ir maksimalios traukumo deformacijos $\varepsilon_{sh\infty}$.

$$q_5(t, t_c) := 0.757 \cdot f_{cm28}^{(-1)} \cdot \left(\left| \varepsilon_{sh\infty}(t, t_c) \cdot 10^6 \right| \right)^{(-0.6)}$$

Dydžiai $H_0(t)$ ir $H_0(t_0)$ yra santykinio betono porų drėgnio erdviniai vidurkiai, apskaičiuojami pagal formules:

$$H_0(t, t_c) := 1 - (1 - h) \cdot S_{sh}(t, t_c)$$

$$H_0(28, 7) = 0.989$$

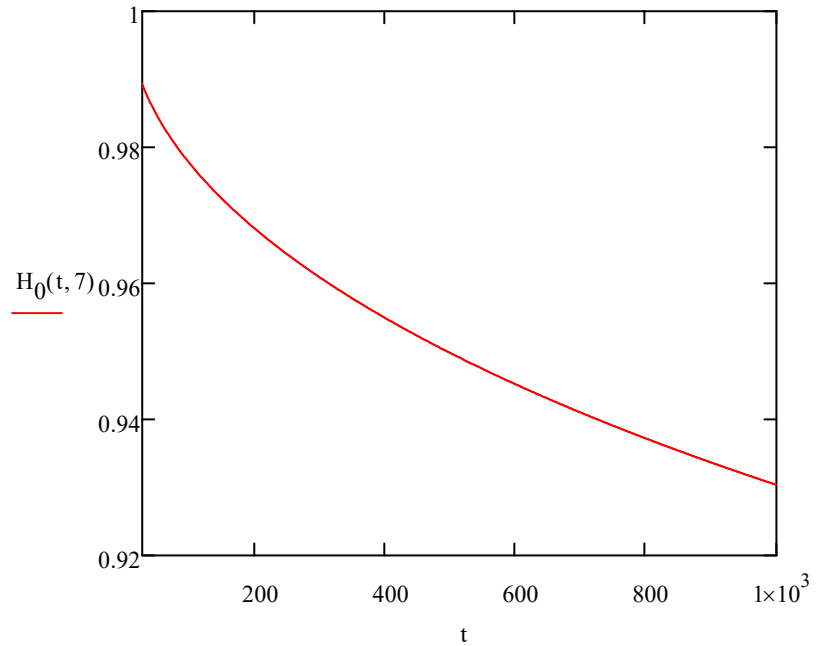
$$H_0(90, 7) = 0.979$$

$$H_0(365, 7) = 0.957$$

$$H_0(1000, 7) = 0.93$$

$$H_0(3650, 7) = 0.881$$

$$H_0(36500, 7) = 0.814$$



Džiūvimo valkšnumo funkcija užrašoma sekančiai:

$$C_d(t, t_0, t_c) := q_5(t, t_c) \cdot \left[e^{(-8 \cdot H_0(t, t_c))} - e^{(-8 \cdot H_0(t_0, t_c))} \right]^{\frac{1}{2}}$$

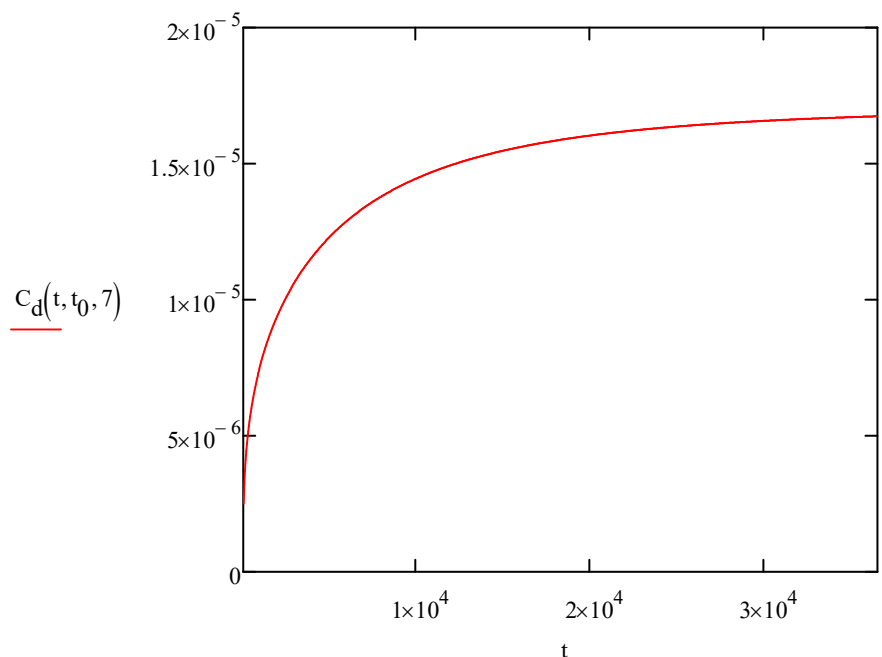
$$C_d(15, t_0, 7) = 6.384 \times 10^{-7}$$

$$C_d(90, t_0, 7) = 3.415 \times 10^{-6}$$

$$C_d(365, t_0, 7) = 5.503 \times 10^{-6}$$

$$C_d(3650, t_0, 7) = 1.129 \times 10^{-5}$$

$$C_d(36500, t_0, 7) = 1.674 \times 10^{-5}$$



Suminė valkšumo funkcija, įvertinanti visas tris dedamąsias:

$$J_c(t, t_0, t_c) := q_1 + C_0(t, t_0) + C_d(t, t_0, t_c)$$

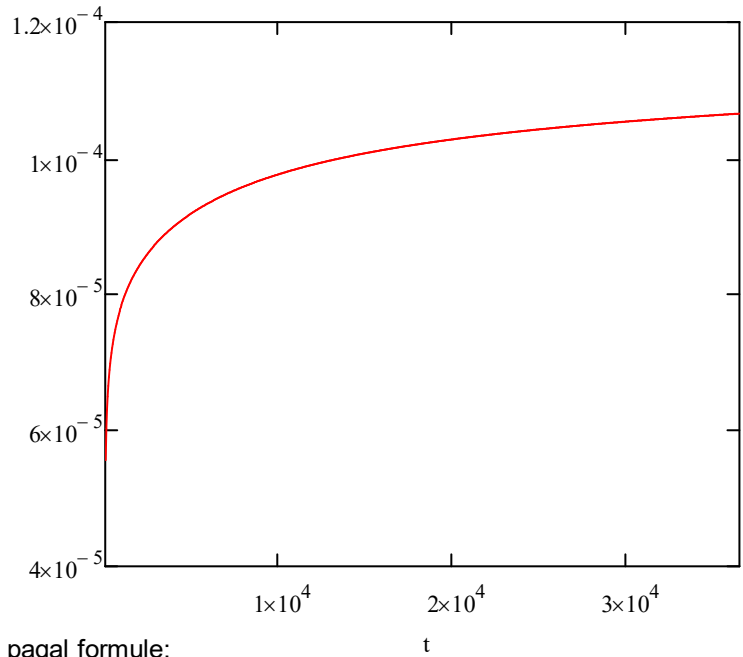
$$J_c(15, t_0, 7) = 4.376 \times 10^{-5}$$

$$J_c(90, t_0, 7) = 6.12 \times 10^{-5}$$

$$J_c(365, t_0, 7) = 7.129 \times 10^{-5} \quad \underline{J_c(t, t_0, 7)}$$

$$J_c(3650, t_0, 7) = 8.929 \times 10^{-5}$$

$$J_c(36500, t_0, 7) = 1.066 \times 10^{-4}$$



Valkšumo koeficientas apskaičiuojamas pagal formulę:

$$\varphi(t, t_0) := E_{cm}(t_0) \cdot J_c(t, t_0, 7) - 1$$

$$\varphi(15, t_0) = 0.129$$

$$\varphi(90, t_0) = 0.579$$

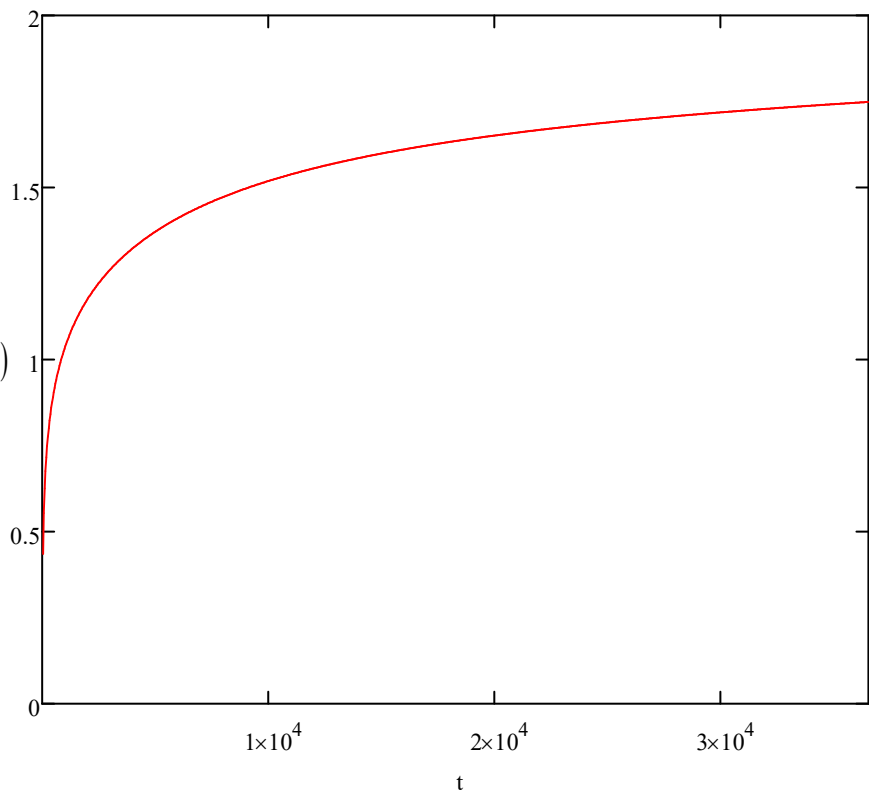
$$\varphi(365, t_0) = 0.839$$

$$\varphi(1000, t_0) = 1.033 \quad \underline{\varphi(t, t_0)}$$

$$\varphi(3650, t_0) = 1.303$$

$$\varphi(18250, t_0) = 1.635$$

$$\varphi(36500, t_0) = 1.749$$



Efektyvusis betono tamprumo modulis apskaičiuojamas pagal formulę:

$$E_c(t) := \frac{E_{cm}(t)}{1 + \varphi(t, t_0)}$$

$$E_c(90) = 2.075 \times 10^4$$

$$E_c(365) = 1.85 \times 10^4$$

$$E_c(3650) = 1.494 \times 10^4$$

$$E_c(18250) = 1.308 \times 10^4$$

$$E_c(36500) = 1.254 \times 10^4$$

PRIEDAS NR. 3

(Sijos skerspjūvio geometrinių parametrų skaičiavimas)

NESUPLEIŠĒJĒS SKERSPJŪVIS

$$h_w := 700 \quad h_f := 150 \quad b_{wb} := 340 \quad b_f := 1050 \quad b_{wt} := 480$$

$$y_{s1} := 70 \quad y_{s2} := 145 \quad y_{s3} := 827 \quad d_1 := 36 \quad d_2 := 36 \quad d_3 := 17.52$$

$$E_{cm} := 33000 \quad E_s := 205000 \quad f_{ctk} := 2$$

Figūru skerspjūvio plotai ir jų svorio centri:

$$A_1 := b_{wb} \cdot h_w = 2.38 \times 10^5$$

$$sc_1 := \frac{h_w}{2} = 350$$

$$A_2 := b_f \cdot h_f = 1.575 \times 10^5$$

$$sc_2 := h_w + \frac{h_f}{2} = 775$$

$$A_3 := 0.25 \cdot h_w \cdot (b_{wt} - b_{wb}) = 2.45 \times 10^4$$

$$sc_3 := \frac{2 \cdot h_w}{3} = 466.667$$

Armatus skerspjūviu plotai:

$$A_{arm}(d) := \frac{\pi \cdot d^2}{4}$$

$$A_{s1}(d_1) := A_{arm}(d_1) \cdot 3 \quad A_{s2}(d_2) := A_{arm}(d_2) \cdot 3 \quad A_{s3}(d_3) := A_{arm}(d_3) \cdot 7$$

Redukotieji sijos skerspjūvio parametri:

$$\alpha := \frac{E_s}{E_{cm}} = 6.212$$

Redukotasis sijos skerspjūvio plotas:

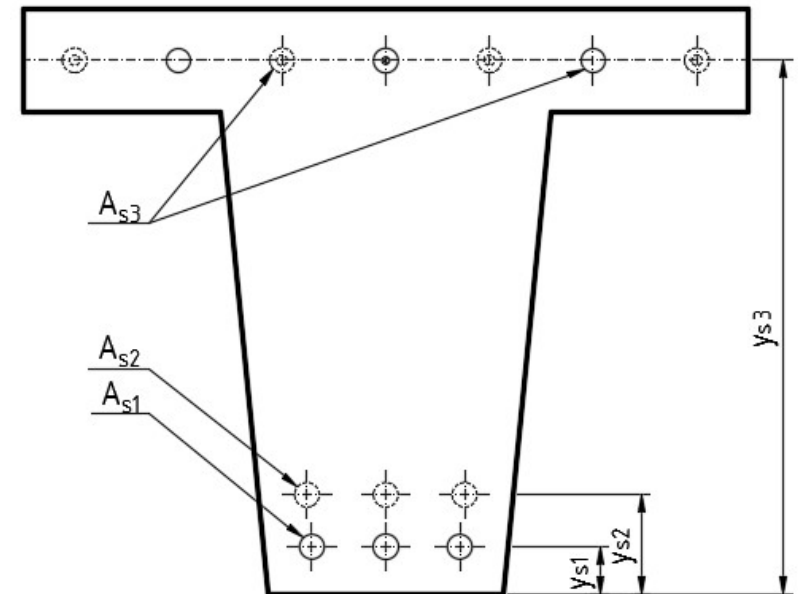
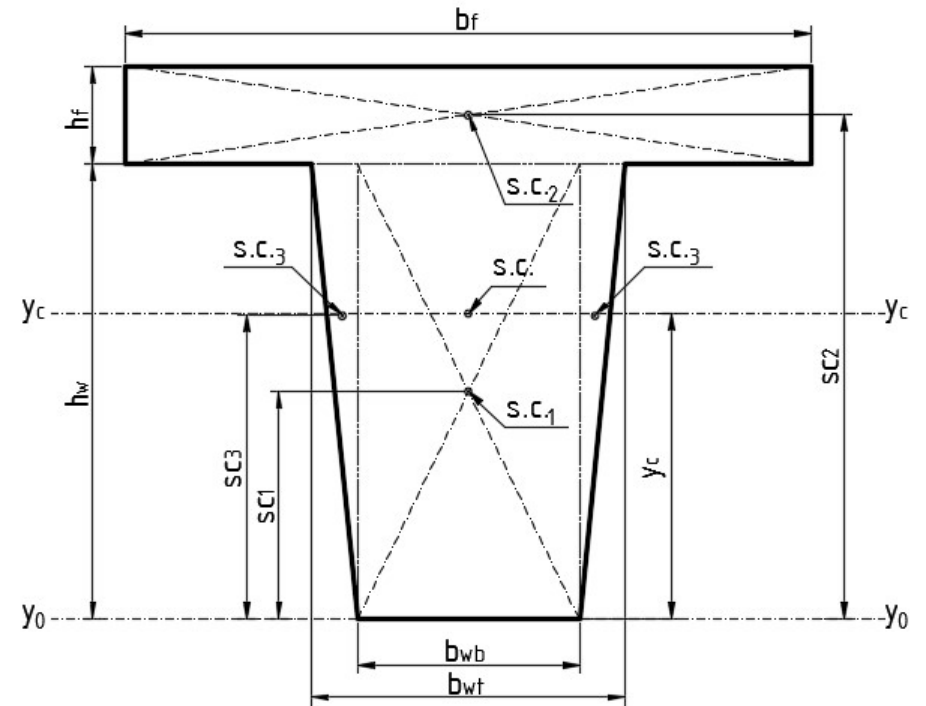
$$A_{red} := A_1 + A_2 + 2 \cdot A_3 + (\alpha - 1) \cdot (A_{s1}(d_1) + A_{s2}(d_2) + A_{s3}(d_3))$$

$$A_{red} = 4.851 \times 10^5$$

Redukotasis statinis momentas sijos skerspjūvio apatinio krašto atžvilgiu:

$$S_{yred} := A_1 \cdot sc_1 + A_2 \cdot sc_2 + 2 \cdot A_3 \cdot sc_3 + (\alpha - 1) \cdot (A_{s1}(d_1) \cdot y_{s1} + A_{s2}(d_2) \cdot y_{s2} + A_{s3}(d_3) \cdot y_{s3})$$

$$S_{yred} = 2.317 \times 10^8$$



Skerspjūvio svorio centro atstumas nuo skerspjūvio apačios:

$$y_c := \frac{S_{yred}}{A_{red}} = 477.524$$

Redukuotasis sijos inercijos momentas:

$$I_1 := \frac{b_{wb} \cdot h_w^3}{12} = 9.718 \times 10^9 \quad I_2 := \frac{b_f \cdot h_f^3}{12} = 2.953 \times 10^8$$

$$I_3 := \frac{0.5(b_{wt} - b_{wb}) \cdot h_w^3}{36} = 6.669 \times 10^8 \quad I_s(d) := \frac{\pi \cdot d^4}{64} \quad I_s(36) = 8.245 \times 10^4$$

$$I_{yred} := I_1 + A_1 \cdot (y_c - sc_1)^2 + I_2 + A_2 \cdot (y_c - sc_2)^2 + 2 \left[I_3 + A_3 \cdot (y_c - sc_3)^2 \right] + \left[3 \cdot I_s(d_1) + A_{s1}(36) \cdot (y_c - y_{s1})^2 + 3 \cdot I_s(d_2) + A_{s2}(36) \cdot (y_c - y_{s2})^2 + 7 \cdot I_s(d_3) + A_{s3}(36) \cdot (y_c - y_{s3})^2 \right] \cdot (\alpha - 1)$$

$$I_{yred} = 3.81 \times 10^{10}$$

Redukuotasis apatinio ir viršutinio kraštų atsparumo momentai:

$$W_{yrb} := \frac{I_{yred}}{y_c} = 7.979 \times 10^7 \quad M_{crcb} := f_{ctk} \cdot W_{yrb} \cdot 10^{-6} = 159.585 \quad \text{kNm}$$

$$W_{yrt} := \frac{I_{yred}}{h_w + h_f - y_c} = 1.023 \times 10^8 \quad M_{crt} := f_{ctk} \cdot W_{yrt} \cdot 10^{-6} = 204.592 \quad \text{kNm}$$

SUPLEIŠĖJĘS SKERSPJŪVIS

$$A_{s1R} := \alpha \cdot A_{s1}(d_1) = 1.897 \times 10^4 \quad A_{s2R} := \alpha \cdot A_{s2}(d_2) = 1.897 \times 10^4 \quad A_{s3R} := (\alpha - 1) \cdot A_{s3}(d_3) = 8.796 \times 10^3$$

Sijos sienutės plotis kinta priklausomai nuo dydžio x:

$$b(x) := 480 - \frac{x}{5}$$

Sienutės plotas kinta priklausomai nuo dydžio x:

$$A_{134}(x) := x \cdot b\left(\frac{x}{2}\right)$$

Redukuoto supleišėjusio skerspjuvio statinis momentas apie NA:

$$S_{y_{crc}}(x) := A_2 \cdot \left(x + \frac{h_f}{2} \right) + \left(480 \cdot x - \frac{x^2}{10} \right) \cdot \left(\frac{x}{2} \right) + A_{s3R} \cdot (y_{s3} - h_w + x) - [A_{s2R} \cdot (h_w - x - y_{s2}) + A_{s1R} \cdot (h_w - x - y_{s1})]$$

$$S_{y_{crc}}(x) \text{ solve} \rightarrow \begin{pmatrix} 5532.1192882636233981 \\ 44.455670403948526904 \\ -776.57495866757192505 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 5.532 \times 10^3 \\ 44.456 \\ -776.575 \end{pmatrix}$$

$$x1 := 44.456$$

$$S_{y_{crc}}(x1) = 74.25$$

$$b(x1) = 471.109$$

$$I_{x1} := \frac{b(x1) \cdot x1^3}{12} = 3.449 \times 10^6 \quad I_{x34} := 2 \cdot \frac{0.5 \cdot (b_{wt} - b(x1)) \cdot x1^3}{36} = 2.17 \times 10^4$$

$$A_{x1} := b(x1) \cdot x1 = 2.094 \times 10^4 \quad A_{x34} := (b_{wt} - b(x1)) \cdot x1 \cdot 0.5 = 197.634$$

Redukuoto supleišėjusio skerspjuvio inercijos momentas:

$$I_{y_{redcrc}} := I_2 + A_2 \cdot \left(x1 + \frac{h_f}{2} \right)^2 + I_{x1} + A_{x1} \cdot \left(\frac{x1}{2} \right)^2 + I_{x34} + A_{x34} \cdot \left(\frac{2x1}{3} \right)^2 + 7 \cdot (\alpha - 1) \cdot I_s(d_3) + 3 \cdot \alpha \cdot I_s(d_2) + 3 \cdot \alpha \cdot I_s(d_1) + A_{s3R} \cdot (y_{s3} - h_w + x1)^2 + A_{s2R} \cdot (h_w - x1 - y_{s2})^2 + A_{s1R} \cdot (h_w - x1 - y_{s1})^2$$

$$I_{y_{redcrc}} = 1.427 \times 10^{10} \quad \frac{I_{y_{redcrc}}}{I_{y_{red}}} = 0.374 \quad \frac{I_{y_{red}}}{I_{y_{redcrc}}} = 2.671$$

Tamprumo modulio sumažinimo koeficientas:

$$E_{ceff} := 12.36 \quad M_{QPt} := 549 \quad M_{QPb} := 331$$

$$\zeta_t := 1 - 0.5 \cdot \left(\frac{M_{crt}}{M_{QPt}} \right)^2 = 0.931$$

$$I_{efft} := \zeta_t \cdot I_{y_{redcrc}} + (1 - \zeta_t) \cdot I_{y_{red}} = 1.592 \times 10^{10}$$

$$k_t := \frac{I_{efft}}{I_{y_{red}}} = 0.418$$

$$E_{ccrt} := k_t \cdot E_{ceff} = 5.165$$

$$\zeta_b := 1 - 0.5 \cdot \left(\frac{M_{crb}}{M_{QPb}} \right)^2 = 0.884$$

$$I_{effb} := \zeta_b \cdot I_{y_{redcrc}} + (1 - \zeta_b) \cdot I_{y_{red}} = 1.704 \times 10^{10}$$

$$k_b := \frac{I_{effb}}{I_{y_{red}}} = 0.447$$

$$E_{ccrb} := k_b \cdot E_{ceff} = 5.527$$

PRIEDAS NR. 4

(Tilto per Pyvesą sijos skerspjūvis)