

PRIEDAS

Perdangos plokštės PP-250 projektavimas

Vadovaujantis galiojančiais standartais, reglamentais ir [6] suprojektuota mažmeninės prekybos pastato surenkamos perdangos kiaurymėtoji gelžbetoninė plokštė *PP-250*, gaminama nepertraukiamo formavimo būdu. Plokštė apskaičiuota kaip dviem galais laisvai remiama konstrukcija. Atrama – stačiakampio skerspjūvio gelžbetoninės sijos 250 mm pločio. Atrėmimo ilgis - 100 mm, likęs tarpas tarp plokščių užmonolitinamas betonu.

Projektuojamo pastato plotų panaudojimo kategorija – D1 (10.1 lent.[2]), todėl charakteristinė naudojimo apkrova ant perdangų $q_k = 4,0$ kPa, o apkrova nuo pertvarų $q_k = 0,8$ kPa. Apkrovų dalinis patikimumo koeficientas $\gamma_Q = 1,35$. Pastato aplinkos sąlygų klasė – X1 (1 lent. [4]), o patalpų santykinis oro drėgnis $RH = 50\%$.

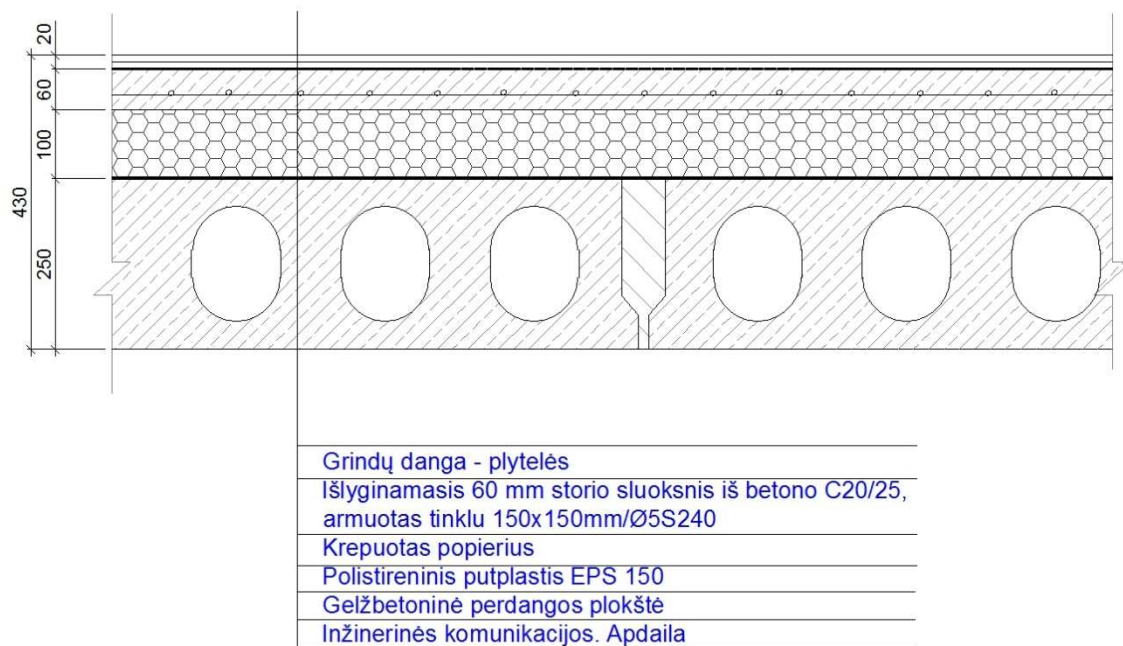
Pagal paskirtį pastatas atitinka RC2 patikimumo klasę (1 lent. [3]). Esant tiems patiems projektavimo (4 lent. [3]) ir tikrinimo (5 lent. [3]) lygiams – DSL2 ir IL2 – nuolatinių skaičiuotinių situacijų pagrindinių derinių apkrovų dalinius koeficientus galima padauginti iš poveikių koeficiento $K_{F1} = 1$ (3 lent. [3]).

Kiaurymėtosios perdangų plokštės nominalusis plotis $b_n = 1200$ mm, ilgis $l_n = 8500$ mm. Plokštė gaminama iš C30/37 klasės betono, tempiamoji zona armuojama įtemptąja lynine armatūra Y1770S, ją įtemptiant mechaniniu būdu į atsparas.

1.1. Plokštės naudojimo situacijos ribinių būvių skaičiavimas

Apkrovos ir poveikiai

Grindų konstrukcijos apkrova skaičiuojama atsižvelgiant į konstrukcijoje naudojamus medžiagas. Grindų konstrukcija pateikta 1.1. pav. Grindų konstrukcijos apkrovos parodytos 1 lentelėje.



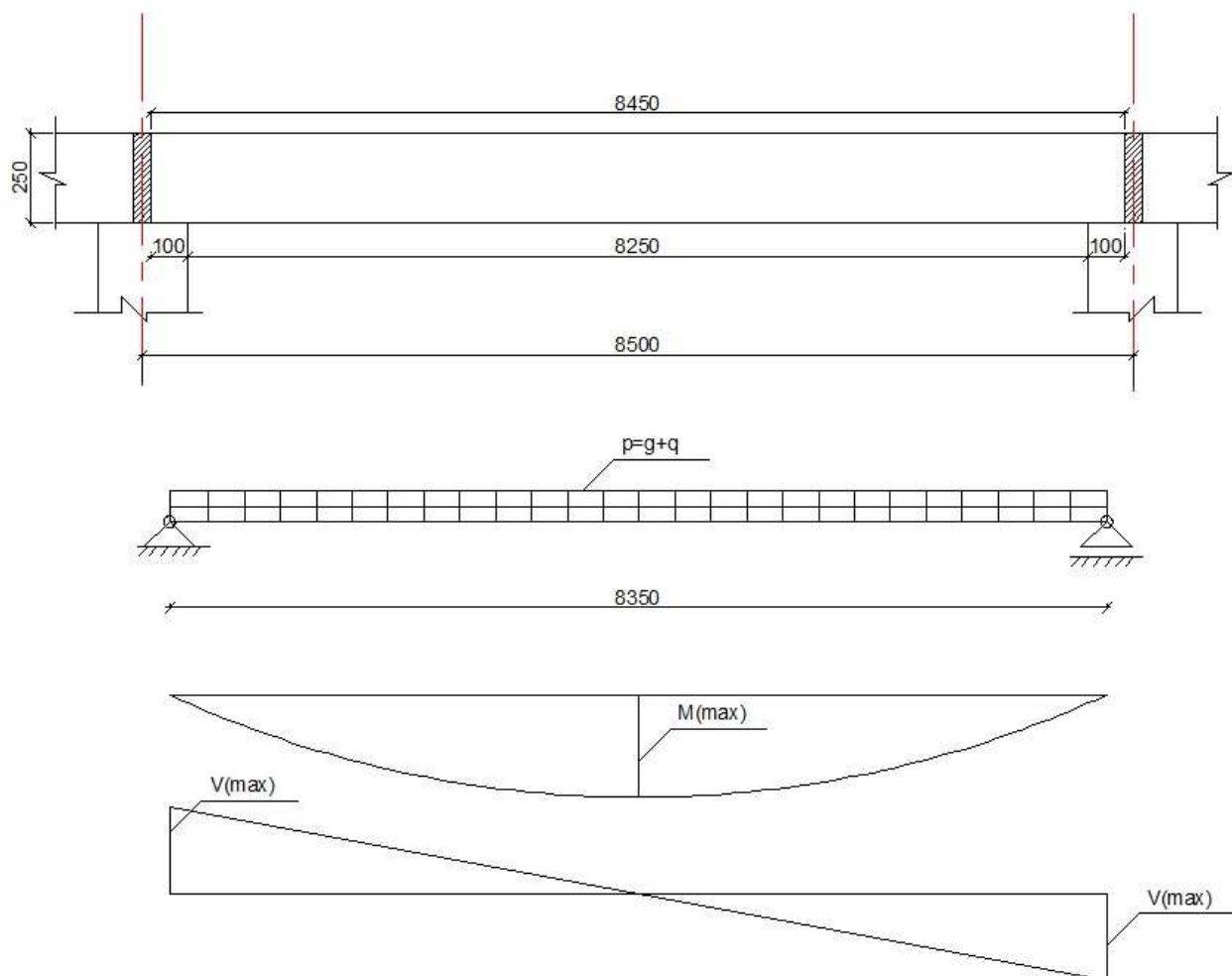
1.1. pav. Perdenginio konstrukcija.

Eil. Nr.	Perdenginio konstrukcijos elementai	Charakteristinė apkrova, g_k [kPa]	Apkrovos dalinis patikimumo koeficientas, γ	Skaičiuotinė apkrova, g_d [kPa]
Nuolatinės apkrovos				
	Grindų danga (20 kg/m²)	0,20	1,35	0,27
	Išlyginamasis betono sluoksnis (60 mm, 150 kg/m²)	1,50		2,025
	Polistireninis putplastis EPS 150 (100 mm, 2,45 kg/m²)	0,0245		0,033
	Gelžbetoninė plokštė	4,1		5,535
	Apdaila, inžinerinės komunikacijos (30 kg/m²)	0,3		0,405
	Visa nuolatinė apkrova Σ	6,125		8,27
Kintamoji apkrova				
	Naudojimo apkrova	4,8	1,2	5,76
	Visos apkrovos	10,925		14,03

1.1 lentelė. Skaičiuojamosios grindų konstrukcijos elementų apkrovos, kPa.

Įrašos

Plokštės skaičiuojamoji schema pateikta 1.2. pav.:



1.2. pav. Plokštės skaičiuojamoji schema.

Apkrovos ir poveikiai ($\text{kPa} = \text{kN/m}^2$) apskaičiuoti 1.1. lentelėje, atsižvelgiant į reglamento [2] nurodymus ir [1] 5.2.1 sk. duomenis.

Atsižvelgiant į [2] 2 sk. ir 1.2 pav. duomenis, plokštės tarpatramio skaičiuotinis ilgis:

$$l_{\text{eff}} = l_n - 2 \times t/2 - 2 (1/2) a = 8,50 - 2 \times 0,05/2 - 2 \cdot 0,10/2 = 8,35 \text{ m.}$$

Charakteristinės ir skaičiuotinės apkrovų poveikių reikšmės (tinkamumo ribiniams būviam), kai plokštės plotis $b_n = 1,2$ m:

– plokštės savojo svorio

$$g_{ds} = g_{ks} = g_{sd2} \cdot b_n = 4,1 \cdot 1,2 = 4,92 \text{ kN/m;}$$

– nuolatinių apkrovų

$$g_d = g_k = g_{sd2} \cdot b_n = 6,125 \times 1,2 = 7,35 \text{ kN/m;}$$

– naudojimo apkrovos

$$q_d = q_k = q_{d2} b_n = 4,8 \times 1,2 = 5,76 \text{ kN/m};$$

– naudojimo apkrovos tariamai nuolatinės dalies, kai $\psi_2 = 0,6$ (1 lent. [2]):

$$q_{d,lt} = q_{k,lt} = \psi_2 q_k b_n = 0,6 \times 4,8 \times 1,2 = 3,46 \text{ kN/m};$$

– visos apkrovos

$$p_d = p_k = g_k + q_k = 7,35 + 5,76 = 13,11 \text{ kN/m};$$

– nuolatinės ir tariamai nuolatinės

$$p_{gd} = p_{gk} = g_k + q_{k,lt} = 7,35 + 3,46 = 10,81 \text{ kN/m}.$$

Plokštės efektai (įrąžos), sukelti charakteristinių ir skaičiuotinių poveikių, tinkamumo ribiniams būviams :

$$M_{Ed} = p_d l_{eff} / 8 = 13,11 \times 8,35^2 / 8 = 114,3 \text{ kNm};$$

$$M_{Egd} = p_{gd} l_{eff} / 8 = 10,81 \times 8,35^2 / 8 = 94,2 \text{ kNm};$$

$$M_{Egd1} = g_{d1} l_{eff}^2 / 8 = 4,92 \times 8,35^2 / 8 = 42,9 \text{ kNm};$$

$$V_{Ed} = p_d l_{eff} / 2 = 13,11 \times 8,35 / 2 = 54,7 \text{ kN}.$$

Skaičiuotinės apkrovų poveikių reikšmės saugos ribiniams būviams:

– plokštės savojo svorio ir grindų konstrukcijos

$$g_d = g_{d2} b_n = 8,27 \times 1,2 = 9,92 \text{ kN/m};$$

– visos apkrovos

$$p_d = (g_{d2} + q_{d2}) b_n = 14,03 \times 1,2 = 16,84 \text{ kN/m}.$$

Skaičiuotiniai apkrovų poveikių efektai saugos ribiniams būviams (nuolatinei situacijai):

– didžiausias lenkimo momentas

$$M_{Ed} = p_d l_{eff}^2 / 8 = 16,84 \times 8,35^2 / 8 = 146,77 \text{ kNm};$$

– didžiausia skersinė jėga

$$V_{Ed} = p_d l_{eff} / 2 = 16,84 \times 8,35 / 2 = 70,31 \text{ kN}.$$

Plokštės skerspjūvio matmenų nustatymas

Nepertraukiamo formavimo įtemptojo gelžbetonio kiaurymėtosios perdangų plokštės skerspjūvio matmenys parodyti 1.3. a pav. Plokštės skerspjūvio aukštis $h \cong 0,250 \text{ m}$.

Skerspjūvio darbo aukštis $d = h - a_1 = 0,25 - 0,04 = 0,21 \text{ m}$. Kiti skerspjūvio matmenys: kiaurymės plotis $b_1 = 0,130 \text{ m}$ (čia $R = 0,065 \text{ m}$ – kiaurymės apskritiminių dalių spindulys); viršutinės lentynos storis $h_{eff} = 0,04 \text{ m}$, apatinės – $h_{f1} = 0,04 \text{ m}$, briaunų pločiai: vidurinių – $0,088 \text{ m}$, kraštinių – $(1,140 - 4 \times 0,088 - 5 \times 0,13) / 2 = 0,069 \text{ m}$.

Skaičiuojant plokštės *saugos ribinius būvius*, skaičiuotinis tėjinio skerspjūvio (1.3. b pav.) gniuždomosios lentynos storis $h_{eff} = 0,04$ m; santykis $h_{eff}/h = 0,04/0,25 = 0,16 > 0,1$, todėl skaičiuojant imamas visas lentynos plotis $b_{eff} = 1,140$ m; skaičiuotinis briaunos plotis $b_w = b_{eff} - 5 \times 0,130 = 0,49$ m.

Skaičiuojant plokštės *tinkamumo ribinius būvius*, imamas dvitėjinis skaičiuotinis skerspjūvis (1.3. c pav.). Jo parametrai nustatomi redukuojant vertikalias ovalines kiaurymes į stačiakampes tokiu būdu:

1) apskaičiuojamas ovalinės kiaurymės plotas

$$A = b_1(h_1 - b_1) + \pi R^2 = 0,13(0,170 - 0,13) + 3,14 \times 0,065^2 = 0,01847 \text{ m}^2;$$

2) kiaurymės inercijos momentas apie jos vertikaliąją ašį

$$I = (h_1 - 2R) b_1^3/12 + \pi R^4/4 = (0,170 - 2 \times 0,065)0,130^3/12 + 3,14 \times 0,065^4/4 = 0,00002132 \text{ m}^4;$$

3) apskaičiuojamas ekvivalentiškos kiaurymės plotis ir aukštis:

$$b_e = 12I / A = 12 \times 0,00002132 / 0,018467 = 0,1177 \text{ m};$$

$$h_e = A / b_e = 0,018467 / 0,1177 = 0,157 \text{ m}.$$

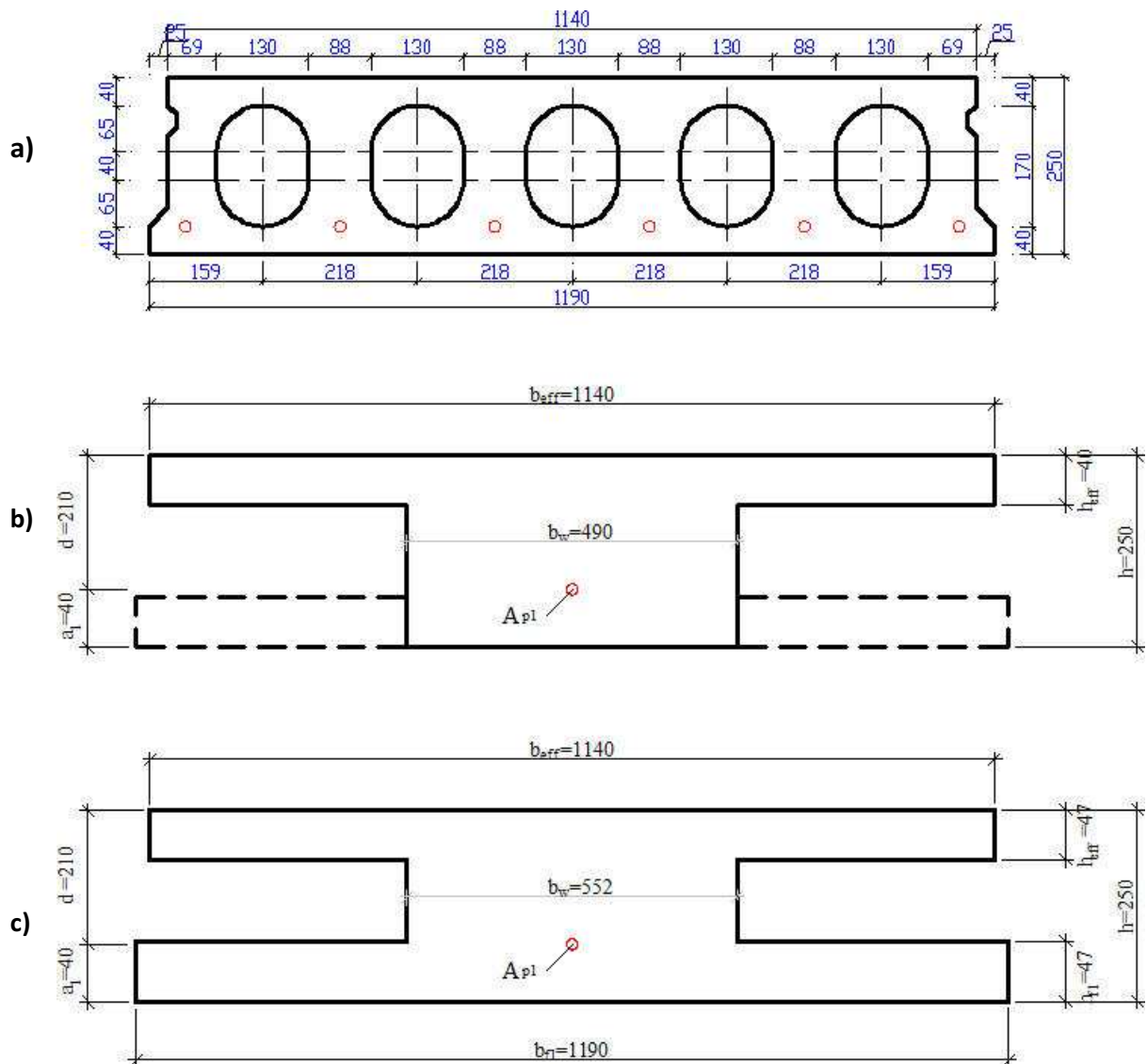
Tokiu būdu ekvivalentiško plokštės skerspjūvio matmenys bus tokie:

$$h = 0,25 \text{ m}; b_{eff} = 1,140 \text{ m};$$

$$h_{eff} = (0,170 - 0,157) / 2 + 0,04 = 0,047 \text{ m};$$

$$h_{f1} = (0,170 - 0,157) / 2 + 0,04 = 0,047 \text{ m};$$

$$b_w = b_{eff} - 5 b_e = 1,140 - 5 \times 0,1177 = 0,552 \text{ m}.$$



1.3. pav. Plokštės skerspjūviai: a – tikrasis, b – skaičiuotinis saugos ribiniams būviams; c – skaičiuotinis tinkamumo ribiniams būviams.

Betono ir armatūros savybių rodikliai

Normaliojo C30/37 stiprio gniuždant klasės betono mechaninių savybių rodikliai (žr. 1 sk.

[4]):

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}; f_{ctk,0,05} = 2,0 \text{ MPa}; E_{cm} = 32 \times 10^3 \text{ MPa}.$$

$$\text{Betono apspaudimo stipris } f_{cp} = 0,8 f_{ck} = 0,8 \times 30 = 24 \text{ MPa}.$$

Skaičiuotiniai betono stipriai saugos ribiniams būviams:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \alpha_{sk} f / \gamma = 0,9 \times 1 \times 30 / 1,5 = 18 \text{ MPa};$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk,0,05} / \gamma = 0,9 \times 1 \times 2,0 / 1,5 = 1,2 \text{ MPa}.$$

Skaičiuotiniai betono stipriai tinkamumo ribiniams būviams: $f_{cd} = 0,9 \times 1 \times 30 / 1 = 27 \text{ MPa};$

$$f_{ctd} = 0,9 \times 1 \times 2,0 / 1 = 1,8 \text{ MPa}.$$

Plokštė armuojama iš anksto įtemptąja lynine armatūra Y1770C klasės, kurios mechaninių savybių rodikliai:

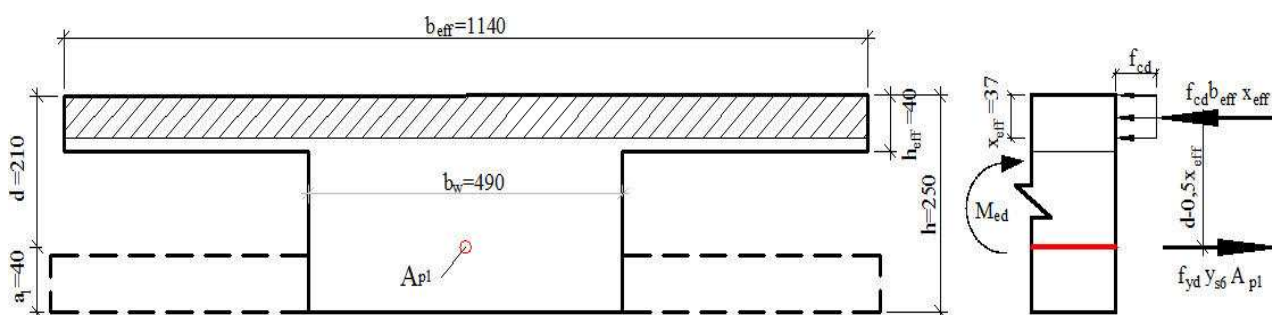
$$f_{pk} = 1770 \text{ MPa}; f_{yd} = f_{p0,1d} = 1250 \text{ MPa};$$

$$f_{yk} = f_{p0,1k} = 1520 \text{ MPa}; E_{sm} = 205 \times 10^3 \text{ MPa}.$$

Lynų skersmuo ϕ 12,5 mm (vieno lyno skerspjūvio plotas $1,40 \times 10^{-4} \text{ m} = 140 \text{ mm}^2$).

Preliminarus iš anksto įtemptosios armatūros skaičiavimas

Skaičiuojama pagal 1.4. pav. pateiktą skaičiuotinę schemą, vadovaujantis 1.3. b pav. ir kitais duomenimis.



1.4. pav. Plokštės normalinio pjūvio stiprumo skaičiuotinė schema

Pagal [4] 139 p. pradiniai armatūros išankstiniai įtempiai

$$\sigma_p = 0,75 f_{yk} = 0,75 \times 1520 = 1140 \text{ MPa}.$$

Tikrinama [4] (12.1) sąlyga: mechaninio armatūros įtempimo atveju įtempių nuokrypis

$$p = 0,05 \sigma_p = 0,05 \times 1140 = 57 \text{ MPa};$$

$$\sigma_p + p = 1140 + 57 = 1197 < f_{yk} = 1520 \text{ MPa} - \text{sąlyga įvykdyta}.$$

Armatūros įtempimo tikslumo koeficientas pagal 143 p. [4]:

$$\gamma_{sp} = 1 \pm \sigma_p \Delta \gamma = 1 \pm 0,1; \text{ čia } \Delta \gamma_{sp} = 0,1, \text{ kai armatūra įtempiama mechaniniu būdu}.$$

Skaičiuojant stiprį imama $\gamma_{sp} = 1 - 0,1 = 0,9$; todėl armatūros išankstiniai įtempiai

$$\sigma_p = 0,9 \times 1140 = 1026 \text{ MPa}.$$

Iš anksto įtemptosios armatūros skerspjūvio plotas apskaičiuojamas pagal $M_{Ed} = 146,77$ kNm. Laikant, kad neutralioji ašis yra gniuždomojoje lentynoje, koeficientas (iš $\Sigma M = 0$):

$$\mu_{Ed} = M_{Ed} / f_{cd} b_{eff} d^2 = 0,14677 / 18 \times 1,140 \times 0,21^2 = 0,162;$$

tada santykinis gniuždomosios zonos aukštis iš 6 priedo arba formulės:

$$\xi_{eff} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{eff}} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,162} = 0,178$$

Kadangi $x = \xi_{eff} d = 0,178 \times 0,21 = 0,037 < h_{eff} = 0,04 \text{ m}$, neutralioji ašis yra lentynoje.

Gniuždomosios zonos charakteristika (žr. 72 p. [4]):

$$\omega = \alpha - 0,008 f_{cd} = 0,85 - 0,008 \times 18 = 0,706.$$

Ribinis santykinis gniuždomosios zonos aukštis

$$\xi_{lim} = \omega / (1 + (\sigma_{s,lim} / \sigma_{sc,lim})(1 - \omega / 1,1)) = 0,706 / (1 + (510/500)(1 - 0,706 / 1,1)) = 0,517;$$

čia, kai naudojami lynai, $\sigma_{s,lim} = f_{yd} + 400 - \sigma_p = 1250 + 400 - 1140 = 510$ MPa; $\sigma_{sc,lim} = 500$ MPa.

Armatūros darbo sąlygų koeficientas γ_{s6} (žr. 73 p. [4]):

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) \cdot \left(2 \cdot \frac{\xi_{eff}}{\xi_{lim}} - 1 \right) = 1,15 - (1,15 - 1) \cdot \left(2 \cdot \frac{0,178}{0,517} - 1 \right) = 1,197 > \eta = 1,15$$

Imama $\gamma_{s6} = 1,15$; čia $\eta = 1,15$ – armatūros lynamas.

Iš anksto įtemptosios armatūros skerspjuvio plotas pagal [5] (4.18) formulę, kai

$A_{p2} = 0$ ir $b = b_{eff} = 1,140$ m (iš $\Sigma N = 0$):

$$A_{p1} = f_{cd} b_{eff} \xi_{eff} d / f_{yd} \gamma_{s6} = 18 \times 1,140 \times 0,178 \times 0,21 / 1250 \times 1,15 = 5,336 \times 10^{-4} \text{ m}^2.$$

Priimama 6Ø12,5Y1770S su $A_{p1} = 5,58 \times 10^{-4} \text{ m}^2$.

Plokštės ekvivalentiško skerspjuvio geometriniai rodikliai

Šie rodikliai apskaičiuojami pagal schemą 1.3. pav., atsižvelgiant į anksčiau gautus duomenis.

Skerspjuvio plotas

$$A_{eff} = b_w h + (b_{eff} - b_w) h_{eff} + (b_{f1} - b_w) h_{f1} + \alpha_e A_{p1} = 0,552 \cdot 0,25 + (1,140 - 0,552) \cdot 0,047 + (1,190 - 0,552) \cdot 0,047 + 6,41 \cdot 5,58 \cdot 10^{-4} = 0,138 + 0,02352 + 0,029986 + 0,00357678 = 0,1951 \text{ m}^2;$$

čia $\alpha_e = E_{sm} / E_{cm} = 205 \times 10^3 / 32 \times 10^3 = 6,41$.

Statinis skerspjuvio momentas plokštės apatinio sluoksnio atžvilgiu

$$S_{eff} = 0,5 b_w h^2 + (b_{eff} - b_w) h_{eff} (h - 0,5 h_{eff}) + 0,5 (b_{f1} - b_w) h_{f1}^2 + \alpha_e A_{p1} a_1 = \\ = 0,5 \cdot 0,552 \cdot 0,25^2 + (1,140 - 0,552) \cdot 0,047 \cdot (0,25 - 0,5 \cdot 0,047) + 0,5 (1,19 - 0,552) \cdot 0,047^2 + \\ + 6,41 \cdot 5,58 \cdot 10^{-4} \cdot 0,04 = 0,02351 \text{ m}^3.$$

Atstumas nuo ekvivalentiško skerspjuvio svorio centro iki plokštės apatinio sluoksnio

$$y_{sc} = S_{eff} / A_{eff} = 0,121 \text{ m}.$$

Ekvivalentiško skerspjuvio inercijos momentas 0 – 0 ašies atžvilgiu

$$I_{eff} = (b_{eff} \cdot h^3) / 12 - (b_{eff} - b_w) \cdot h_b^3 / 12 + \alpha_e A_{p1} (y_{sc} - a_1)^2 = 1,14 \cdot 0,25^3 / 12 - (1,14 - 0,552) \cdot 0,156^3 / 12 + \\ + 6,41 \cdot 5,58 \cdot 10^{-4} (0,121 - 0,04)^2 = 0,00127 \text{ m}^4.$$

čia $h_b = h - h_{eff} - h_{f1} = 0,25 - 0,047 - 0,047 = 0,156 \text{ m}$.

Skerspjuvio atsparumo momentai atitinkamai plokštės apatinio ir viršutinio sluoksnio atžvilgiu:

$$W_{eff1} = I_{eff} / y_{sc} = 0,00127 / 0,1205 = 0,0105 \text{ m}^3;$$

$$W_{eff2} = I_{eff} / (h - y_{sc}) = 0,00127 / (0,25 - 0,1205) = 0,0098 \text{ m}^3.$$

Skerspjūvio atsparumo momentai, įvertinant betono plastines deformacijas:

$$W_{pl1} = \gamma W_{eff1} = 1,5 \times 0,0105 = 0,01575 \text{ m}^3;$$

$$W_{pl2} = \gamma W_{eff2} = 1,5 \times 0,0098 = 0,0147 \text{ m}^3;$$

čia $\gamma = 1,5$, kadangi $b_{eff}/b_w = 1,14 / 0,552 = 2,07 < 6$ (žr. 1 lent. [5]).

Armatūros išankstinių įtempių nuostoliai

Pradiniai armatūros įtempiai, kai $\gamma_{sp} = 1$,

$$\sigma_p = \gamma_{sp} \sigma_p = 1 \times 1140 = 1140 \text{ MPa}.$$

Apspaudimo jėgos P ekscentricitetas $e_p = y_{sc} - a_1 = 0,1205 - 0,04 = 0,0805 \text{ m}$.

Pirmieji įtempių nuostoliai, apskaičiuojami pagal [4] 9 lent. 1...6 pvz. nurodymus:

– lynų armatūros įtempių nuostoliai dėl relaksacijos, kai armatūra įtempiama mechaniniu būdu,

$$\Delta\sigma_{pr} = (0,22\sigma_p / f_{p0,1k} - 0,1) \sigma_p = (0,22 \times 1140 / 1520 - 0,1) 1140 = 74,1 \text{ MPa};$$

– įtempių nuostoliai dėl temperatūrų atsparose ir betone skirtumo

$$\Delta\sigma_T = 1,0 \Delta t = 1,0 \times 65 = 65 \text{ MPa};$$

– įtempių nuostoliai dėl inkarų deformacijų

$$\Delta\sigma_l = (\Delta l / l) E_p = (3,125 / 115500) 205 \times 10^3 = 5,5 \text{ MPa};$$

čia $\Delta l = 1,25 + 0,15\phi = 1,25 + 0,15 \times 12,5 = 3,125 \text{ mm}$; $l = 115500 \text{ mm}$ – įtempiamo lino ilgis.

Betono apspaudimo jėga atleidus armatūrą iš atsparų

$$P_{m0} = (\sigma_p - \Delta\sigma_{pr} - \Delta\sigma_T - \Delta\sigma_l) A_{p1} = (1140 - 74,1 - 65 - 5,5) 5,58 \times 10^{-4} = 0,555 \text{ MN}.$$

Betono gniuždymo įtempiai ties armatūros svorio centru nuo apspaudimo jėgos P_{m0} ir plokštės savojo svorio sukeliama lenkimo momento M_{Egd} :

$$\begin{aligned} \sigma_{cp1} &= P_{m0} / A_{eff} + P_{m0} e_p (y_{sc} - a_1) / I_{eff} - M_{Egd} (y_{sc} - a_1) / I_{eff} = \\ &= 0,555 / 0,1951 + 0,555 \times 0,0805 (0,1205 - 0,04) / 0,00127 - 0,0429 (0,1205 - 0,04) / 0,00127 = \\ &= 3,0 \text{ MPa}; \end{aligned}$$

– įtempių nuostoliai dėl greitai pasireiškiančio betono valkšnumo

$$\Delta\sigma_{pc1,1} = 0,85 \times 40 (\sigma_{cp1} / f_{cp}) = 0,85 \times 40 \times 0,125 = 4,25 \text{ MPa}.$$

Kadangi koeficientas $\alpha = 0,25 + 0,025 f_{cp} = 0,25 + 0,025 \times 24 = 0,85 > 0,8$;

todėl imama $\alpha = 0,8$; čia $\sigma_{cp1} / f_{cp} = 3 / 24 = 0,125 < \alpha = 0,8$.

Betono įtempiai kraštiniame gniuždomosios zonos sluoksnyje

$$\begin{aligned} \sigma_{cp2} &= P_{m0} / A_{eff} - P_{m0} e_p (h - y_{sc}) / I_{eff} + M_{Egd} (h - y_{sc}) / I_{eff} = 0,555 / 0,1951 - 0,555 \times 0,0805 (0,25 - \\ &- 0,121) / 0,00127 + 0,0429 (0,25 - 0,121) / 0,00127 = 2,66 \text{ MPa}. \end{aligned}$$

Įtempių nuostoliai tariamai esančioje gniuždomosios zonos armatūroje dėl greitai pasireiškiančio betono valkšnumo $\Delta\sigma_{pc1,2} = 0,85 \times 40 \sigma_{cp2} / f_{cp} = 0,85 \times 40 \times 0,11 = 3,74 \text{ MPa}$;

kadangi $\alpha = 0,25 + 0,025 f_{cp} = 0,25 + 0,025 \times 24 = 0,85 > 0,8$; todėl imama $\alpha = 0,8$;

čia $\sigma_{cp2} / f_{cp} = 2,66 / 24 = 0,11$.

Taigi *pirmieji* armatūros išankstinių įtempių nuostoliai

$$\Sigma \Delta \sigma_{p1} = \Delta \sigma_{pr} + \Delta \sigma_T + \Delta \sigma_l + \Delta \sigma_{pc1,1} = 74,1 + 65 + 5,5 + 4,25 = 148,9 \text{ MPa.}$$

Antrieji armatūros išankstinių įtempių nuostoliai. Kadangi betonas C30/37 klasės, gaminiai kietinami šildant, tai įtempių nuostoliai dėl betono susitraukimo $\Delta \sigma_{pc} = 50 \text{ MPa}$. Betono apspaudimo jėga, įvertinus pirmuosius įtempių nuostolius,

$$P_{m1} = (\sigma_p - \Sigma \Delta \sigma_{p1}) / A_{p1} = (1140 - 148,9) / 5,58 \times 10^{-4} = 0,553 \text{ MN.}$$

Betono gniuždymo įtempiai ties S_p armatūros svorio centru, kuriuos sukelia jėga P_{m1} ,

$$\sigma_{cp1} = P_{m1} / A_{eff} + P_{m1} e_p (y_{sc} - a_1) / I_{eff} =$$

$$= 0,553 / 0,1951 + 0,553 \times 0,0805 (0,121 - 0,04) / 0,00127 = 5,67 \text{ MPa.}$$

Armatūros įtempių nuostoliai dėl ilgalaikio betono valkšnumo

$$\Delta \sigma_{pc2,1} = 0,85 \times 150 (\sigma_{cp1} / f_{cp}), \text{ kai } \sigma_{cp1} / f_{cp} \leq 0,75; \text{ čia } \sigma_{cp1} / f_{cp} = 5,67 / 24 = 0,24 < 0,75;$$

$$\text{todėl } \Delta \sigma_{pc2,1} = 0,85 \times 150 \times 0,24 = 30,6 \text{ MPa.}$$

Betono įtempiai kraštutiniame tariamai gniuždomosios zonos sluoksnyje

$$\sigma_{cp2} = P_{m1} / A_{eff} - P_{m1} e_p (h - y_{sc}) / I_{eff} = 0,553 / 0,1951 - 0,553 \times 0,0805 (0,25 - 0,121) / 0,00127 =$$

$$= -1,69 \text{ MPa; todėl } \Delta \sigma_{cp2,2} = 0.$$

Antrieji armatūros įtempių nuostoliai $\Sigma \Delta \sigma_{p2} = \Delta \sigma_{ps} + \Delta \sigma_{pc2,1} = 50 + 30,6 = 80,6 \text{ MPa}$.

Visi (suminiai) armatūros išankstinių įtempių nuostoliai

$$\Delta \sigma_{p,com} = \Sigma \Delta \sigma_{p1} + \Sigma \Delta \sigma_{p2} = 148,9 + 80,6 = 230 > 100 \text{ MPa.}$$

Armatūros išankstiniai įtempiai, atmetus visus jų nuostolius,

$$\sigma_{pm} = \sigma_p - \Delta \sigma_{p,com} = 1140 - 230 = 910 \text{ MPa.}$$

Vidutinė betono apspaudimo jėga, įvertinus visus įtempių nuostolius,

$$P_m = \sigma_{pm} A_{p1} = 910 \times 5,58 \times 10^{-4} = 0,508 \text{ MN.}$$

Betono apspaudimo jėgos reikšmės *tinkamumo ribiniams būviams*

$$P_{d,sup} = \gamma_{sp} P_m = 1,10 \times 0,508 = 0,560 \text{ MN;}$$

$$P_{d,inf} = \gamma_{sp} P_m = 0,90 \times 0,508 = 0,457 \text{ MN.}$$

Plokštės normalinio pjūvio stiprumo įvertinimas

Skaičiuojant atsižvelgiama į faktiškus armatūros išankstinius įtempius pagal skaičiuotinę schemą 1.4. pav. Šiuo atveju

$$\xi_{lim} = \omega / (1 + (\sigma_{s,lim} / \sigma_{sc,lim}) (1 - \omega / 1,1)) = 0,706 / (1 + (740/500) (1 - 0,706/1,1)) = 0,461;$$

čia ω ir $\sigma_{sc,lim}$ – kaip ir anksčiau ;

$$\sigma_{s,lim} = f_{pd} + 400 - (\sigma_p - \Delta\sigma_{p,com}) = 1250 + 400 - (1140 - 230) = 740 \text{ MPa.}$$

Armatūros darbo sąlygų koeficientas γ_{s6} nepasikeičia, todėl imama $\gamma_{s6} = 1,15$.

Gniuždomosios zonos aukštis iš $\Sigma N = 0$:

$$x_{eff} = \gamma_{s6} f_{pd} A_{p1} / b_{eff} f_{cd} = 1,15 \times 1250 \times 5,58 \times 10^{-4} / 1,140 \times 18 = 0,039 < h_{eff} = 0,04 \text{ m};$$

$$\xi_{eff} = 0,039 / 0,21 = 0,186 < \xi_{lim} = 0,517.$$

Tikrinama sąlyga $M_{Ed} \leq M_{Rd}$:

$$M_{Rd} = \gamma_{s6} f_{pd} A_{p1} (d - 0,5 x_{eff}) = 1,15 \times 1250 \times 5,58 \times 10^{-4} (0,21 - 0,5 \times 0,039) = 0,153 > M_{Ed} = 0,147 \text{ MNm.}$$

Išvada. Plokštės normalinio pjūvio stiprumas yra pakankamas.

Plokštės įstrižųjų pjūvių stiprumo skersinių jėgų atžvilgiu skaičiavimas

Plokštės įstrižųjų pjūvių stipriui apskaičiuoti imamas jos ekvivalentiško skerspjūvio fragmentas, kurio plotis 218 mm (1.4. pav.). Jo charakteristikos: $A_{eff} = 0,0360 \text{ m}^2$; $y_{sc} = 0,121 \text{ m}$; $I_{eff} = 0,00027 \text{ m}^4$; kiekvieno išilginio lyno išankstinio įtempimo jėga, įvertinus visus įtempių nuostolius,

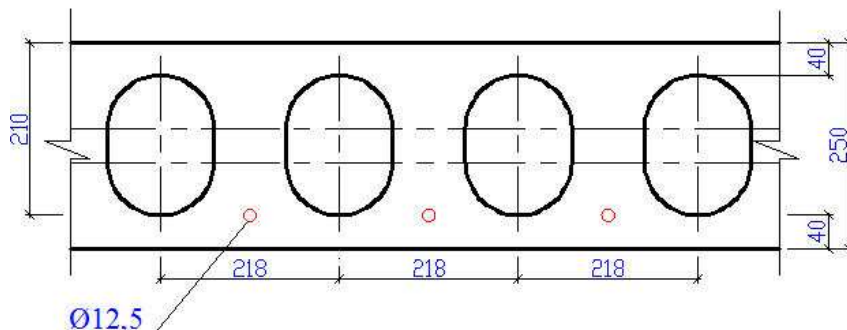
$$P_{m\infty} = 910 \times 5,58 \times 10^{-4} / 6 = 0,085 \text{ MN.}$$

Skaičiuojant plokštės saugos ribinius būvius, skaičiuotinis tęjinio skerspjūvio fragmento gniuždomosios lentynos storis $h_{eff} = 0,04 \text{ m}$; santykis $h_{eff} / h = 0,04 / 0,25 = 0,16 > 0,1$, todėl skaičiuojant imamas visas lentynos plotis $b_{eff} = 0,218 \text{ m}$; skaičiuotinis briaunos plotis $b_w = b_{eff} - 0,130 = 0,088 \text{ m}$.

$$I_{eff} = (b_{eff} \cdot h^3) / 12 - (b_{eff} - b_w) \cdot h_b^3 / 12 + \alpha_e A_{p1} (y_{sc} - a_1)^2 = 0,218 \cdot 0,25^3 / 12 - (0,218 - 0,088) \cdot 0,156^3 / 12 + 6,41 \cdot 5,58 \cdot 10^{-4} (0,121 - 0,04)^2 = 0,00027 \text{ m}^4.$$

$$\text{čia } h_b = h - h_{eff} - h_{f1} = 0,25 - 0,047 - 0,047 = 0,156 \text{ m.}$$

Skaičiuotinė nuolatinė apkrova $g_d = 8,27 \text{ kN/m}^2$, laikinoji apkrova $q_d = 5,76 \text{ kN/m}^2$.



1.4. pav. Plokštės skerspjūvio fragmentas įstrižųjų pjūvių stipriui apskaičiuoti.

Apkrovų poveikiai $b_{eff} = 0,218 \text{ m}$ plokštės ruožui:

– visų apkrovų

$$p_d = (g_d + q_d) b_{eff} = (8,27 + 5,76) 0,218 = 3,06 \text{ kN/m};$$

– nuolatinių ir tariamai nuolatinių apkrovų

$$p_{effd} = (g_d + q_d/2) b_{eff} = (8,27 + 5,76/2) 0,218 = 2,43 \text{ kN/m}.$$

Didžiausia skersinė jėga prie atramos krašto

$$V_{Ed,max} = p_d l_{eff}/2 = 3,06 \times 8,35/2 = 12,78 \text{ kN} = 0,013 \text{ MN}.$$

Tikrinama, ar plokštė atitinka elemento be skersinės armatūros stiprumo sąlygą ((6.4)[5]):

$$2,5 f_{ctd} b_w d = 2,5 \times 1,2 \times 0,1 \times 0,21 = 0,055 > V_{Ed,max} = 0,013 \text{ MN}.$$

Tikrinama (6.12) [5] sąlyga. Pagal (6.23) formulę apskaičiuojami normaliniai betono įtempiai ties elemento skerspjūvio svorio centru:

$$\sigma_x = \sigma_c = N_{Ed}/A_{eff} = P_m \infty / A_{eff} = 0,085/0,0360 = 2,36 \text{ MPa} < 0,5 f_{cd} = 0,5 \times 18 = 9 \text{ MPa}.$$

Vadinasi, (6.2) sąlygos tikrinti nereikia. Apskaičiuojamas plokštės ruožo ilgis nuo atramos krašto l_1 , kuriame saugos ribiniame būvyje neatsiranda normalinių plyšių, pagal (6.16) sąlygą. Šiuo atveju ji atrodo taip:

$$M_{Ed} = 0,5 ((g_d + q_d) l_{eff} l_1 - (g_d + q_d) l_1^2) = M_{cr,d}.$$

Skaičiavimui supaprastinti imama $W_{pl} = 1,5 W_{eff}$ ir $\alpha = 0,9$. Tuomet

$$W_{eff} = l_{eff}^3 / y_{sc} = 0,00027/0,121 = 0,00223 \text{ m}^3;$$

$$W_{pl} = 1,5 \times 0,00223 = 0,00335 \text{ m}^3.$$

Pagal reglamento [4] (14,10) formulę

$$r = W_{eff}/A_{eff} = 0,9 \times 0,00223 / 0,0360 = 0,056 \text{ m}; e_p = y_{sc} - a_1 = 0,121 - 0,040 = 0,081 \text{ m};$$

$$M_{cr,d} = f_{ctd} W_{pl} + P_m \infty (e_p + r) = 1,2 \times 0,00335 + 0,085 (0,081 + 0,056) = 0,0157 \text{ MNm}.$$

Iš aukščiau pateiktos lygties apskaičiuojamas atstumas l_1 :

$$l_1 = \frac{l_{eff}}{2} - \sqrt{\left(\frac{l_{eff}}{2}\right)^2 - 2M_{cr,d}/(g_d + q_d)} = \frac{8,35}{2} - \sqrt{\left(\frac{8,35}{2}\right)^2 - 2 \cdot 0,0157 / 3,06 \cdot 10^{-3}} = 1,50 \text{ m}$$

$$1,50 \text{ m} > c_{max} = 2d = 2 \times 0,21 = 0,41 \text{ m}.$$

Normaliniai plyšiai neatsiranda gana ilgame elemento ruože. Plokštės įstrižojo pjūvio stiprumas tikrinamas pagal (6.5) sąlygą, imant $c = l_1 = 1,50 \text{ m}$, kai $c = 1,50 > c_{max} = 0,35 \text{ m}$, taip pat c , apskaičiuotą pagal reglamento [4] 3 priedo (6.27) formulę. Tuo tikslu apskaičiuojami dydžiai M_{c4} , $V_{Rd,c,min}$ ir $V_{cr,d}$ pagal [5] (6.7), (6.8) ir (6.18) formules. Pagal (6.9) formulę, imant $N_{Ed} = P_m \infty$, koeficientas

$$\phi_n = 0,1 P_m \infty / f_{ctd} b_w d = 0,1 \times 0,085 / 1,2 \times 0,088 \times 0,21 = 0,38 < 0,5.$$

Iš reglamento [4] 15 lentelės $\phi_{c4} = 1,5$ ir $\phi_{c3} = 0,6$. Iš [5] (6.5) sąlygos:

$$M_{c4} = \phi_{c4} (1 + \phi_n) f_{ctd} b_w d^2 = 1,5 (1 + 0,38) 1,2 \times 0,088 \times 0,21^2 = 0,0096 \text{ MNm}.$$

$$V_{Rd,c,min} = \phi_{c3}(1 + \phi_n) f_{ctd} b_w d = 0,6(1+0,38) \times 1,2 \times 0,088 \times 0,21 = 0,0184 \text{ MN}.$$

Ekvivalentiško skerspjuvio dalies, esančios virš neutraliosios ašies, statinis momentas apie šią ašį:

$$S_{eff} = 0,5 b_{eff} (h - y_{sc})^2 - \phi h^3 / 12 = 0,5 \times 0,218 (0,25 - 0,121)^2 - 0,130^3 / 12 = 0,00163 \text{ m}^3;$$

čia ϕh – kiaurymės skersmuo.

Dydis $V_{cr,d}$ apskaičiuojamas pagal [5] (6.18) formulę, nepaisant svarbiausių gniuždymo įtempių σ_y .

Laikant, kad svarbiausieji gniuždymo įtempiai σ_y neturi įtakos betono tempiamajam stipriui, pagal (6.19 a) formulę kerpamasis stipris

$$\tau_{xy,Rd} = f_{ctd} \sqrt{1 + \sigma_x / f_{ctd}} = 1,2 \sqrt{1 + 2,36 / 1,2} = 2,067 \text{ MPa}$$

Tikrinama, ar galima taikyti [5] (6.19 a) formulę.

Pagal (6.25) formulę

$\gamma_{mc,lim} = 1 - 0,2 - \alpha f_{ck,cube} = 1 - 0,2 - 0,01 \times 37 = 0,43$ (čia $\alpha = 0,01$ – normaliajam betonui), o pagal (6.26) formulę – ribinė kerpamojo įtempio reikšmė

$$\tau_{xy,lim} = f_{cd} \sqrt{\gamma_{mc,lim} (\gamma_{mc,lim} - \sigma_x / f_{cd})} = 18 \sqrt{0,5(0,5 - 2,36/18)} = 7,73 \text{ MPa} > \tau_{xy,Rd} = 2,067 \text{ MPa}$$

Vadinasi, įtempiai $\tau_{xy,Rd}$ pagal (6.19 a) formulę yra apskaičiuoti teisingai. Pagal (6.18) formulę apskaičiuojama įstrižuosius plyšius sukelianti kerpamoji jėga:

$$V_{cr,d} = b_w (l_{eff} / S_{eff}) \tau_{xy,Rd} = 0,088 (0,00027 / 0,00163) \times 2,067 = 0,03 \text{ MN}.$$

Pagal [5] (6.27) formulę apskaičiuojamas įstrižojo pjūvio projekcijos ilgis

$$c = M_{c4} / V_{cr,d} = 0,0096 / 0,03 = 0,32 < c_{max} = 0,525 \text{ m};$$

čia $c_{max} = (\phi_{c4} / \phi_{c3}) \cdot d = (1,5/0,6)0,21 = 0,525 \text{ m}$ – pagal [5] (6.6) formulę.

Be to, $c = 0,32 < l_1 = 1,50 \text{ m}$; todėl ruože $c = 0,32 \text{ m}$ normalinių plyšių neatsiras.

Tokiu būdu tikrinamos dvi minėtos įstrižųjų pjūvių stiprumo sąlygos pjūviui, kurio projekcijos ilgis $c = 0,32 \text{ m}$:

$$V_{Ed} = V_{Ed,max} - c p_{eff,d} = 13 - 0,32 \times 2,43 = 12,22 < V_{cr,d} = 30 \text{ kN}$$

ir ruožo be normalinių plyšių ilgio gale $l_1 = 1,50 \text{ m} > c_{max} = 0,41 \text{ m}$

$$V_{Ed} = V_{Ed,max} - l_1 p_{eff,d} = 13 - 1,50 \times 2,43 = 9,36 < V_{Rd,c,min} = 18,4 \text{ kN}.$$

Abi sąlygos tenkinamos, todėl plokštės nereikia armuoti skersine armatūra. Įsitikinama, ar reikia plokštę armuoti skersine armatūra, ignoruojant normalinių plyšių nebuvimą ruože prie atramų. Tikrinama (6.13) sąlyga:

$$V_{Ed,max} \leq \sqrt{M_{c4} p_{eff,d}} = \sqrt{9,6 \cdot 2,43} = 4,83 \text{ kN} < V_{Rd,c,min} = 18,4 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,max} = 13 \text{ kN} < V_{Rd,min} = 18,4 \text{ kN}.$$

Išvada. Sąlyga tenkinama. Plokštė konstruojama be skersinės armatūros, nes pagal [4] 253 p. kiauřymėtųjų plokščių, kurių skerspjūvio aukštis $h < 300$ mm, leidžiama nearmuoti skersine armatūra.

1.2. Plokštės gamybos, transportavimo ir montavimo situacijos ribinių būvių skaičiavimas

Plokštės saugos ir tinkamumo ribiniai būviai tikrinami pavojingose laikinose situacijose: gamybos, transportavimo ir montavimo. Plokštė keliama specialia kėlimo priemone – sija (traversa) su griebtais. Atstumas nuo kabinimo griebto galo iki plokštės galo $l_c = 0,8$ m.

Viršutinio krašto pleišėtumas apspaudžiant plokštę

Apskaičiuojamas apspaudimo jėgos ir plokštės savojo svorio sukeltas lenkimo momentas atleidžiant armatūrą nuo atsparų:

$$M_{Egd} = P_{d,sup} (e_p - r_{inf}) - M_{Egd} = 0,560 (0,081 - 0,050) - 0,0499 = -0,285 \text{ MNm};$$

čia M_{Egd} – lenkimo momentas, sukeltas plokštės savojo svorio, tarpatramio viduryje

$$M_{egs} = g_{ds} l_k^2 / 8 = 0,00492 \times 8,45^2 / 8 = 0,044 \text{ MNm} \text{ (čia } l_k = 8,45 \text{ m – plokštės konstrukcinis ilgis);}$$

$$r_{inf} = \phi W_{eff2} / A_{eff} = 1 \times 0,0098 / 0,1951 = 0,050 \text{ m}; \phi = 1.$$

Išvada. Kadangi momentas M_{Egd} yra su neigiamu ženklu, tai gamybos metu plokštės viršuje tempimo nebus ir plyšių neatsiras.

Viršutinio krašto pleišėtumas transportuojant

Skaičiuojama pagal skaičiuotinę schemą, kaip ir 1.4 pav. Plokštės savojo svorio sukeltas lenkimo momentas gembėje, imant dinamiškumo koeficientą $\gamma_d = 1,6$, skaičiuotinis lenkimo momentas gembėje

$$M_{Egd} = g_{ds} l_c^2 / 2 = 0,00492 \times 0,8^2 / 2 = 1,6 \text{ kNm}.$$

Didžiausi betono gniuždymo įtempiai

$$\sigma_{c,max} = P_{d,sup} / A_{eff} + (P_{d,sup} e_p + M_{Egd}) / W_{eff1} = 0,560 / 0,1951 + (0,560 \times 0,081 + 0,0016) / 0,0105 = 7,34 \text{ MPa}.$$

$$\text{Koeficientas } \phi = 1,6 - \sigma_{c,max} / f_{cp} = 1,6 - 7,34 / 24 = 1,29 > 1,0; \text{ imama } \phi = 1,0 > 0,7;$$

Atstumas nuo skerspjūvio svorio centro iki branduolio viršūnės, labiausiai nutolusios nuo tempiamo krašto,

$$r_{inf} = \phi W_{eff2} / A_{eff} = 1 \times 0,0098 / 0,1951 = 0,050 \text{ m}.$$

Tikrinama [5] (2.26) sąlyga, imant $M_r = M_{Egd} = 1,6 \text{ kNm}$,

$$P_{d,sup} (e_p - r_{inf}) + M_r = 0,560(0,081 - 0,050) + 0,0016 = 0,019 < f_{cptk} W_{pl2} = 1,6 \times 0,0147 =$$

= 0,023 MNm; čia $f_{cptk} = 0,8 f_{ctk} = 0,8 \times 2,0 = 1,6$ MPa.

Išvada. Transportuojant plokštės viršuje vertikaliųjų (gamybinių) plyšių neatsiras.

Plokštės stiprumas. Plokštės stiprumas tikrinamas pavojingoms *laikinosioms situacijoms*: gamybos, transportavimo ir montavimo. Kadangi nepertraukiamo formavimo kiauřymėtosios gelžbetoninės perdangų plokštės viršuje nėra jokios armatūros, tai ji dirba kaip betoninio elemento zona. Todėl normalinio pjūvio stiprumą (skaičiuotinė schema – kaip ir 1.4. pav.) galima būtų tikrinti pagal necentriškai gniuždomų betoninių elementų skaičiavimo metodiką (VIII.I sk. [4]). Apie tai, kad plokštė gamybos metu nesuirs, galima spręsti ir pagal ankščiau gautus skaičiavimo rezultatus: transportuojant didžiausi betono įtempiai $\sigma_{c,max} = 8,71 < f_{cpd} = 24$ MPa; viršutinėje plokštės zonoje nei atleidžiant armatūrą nuo atsparų, nei plokštę transportuojant plyšių neatsiras.

Išvada. Plokštė tenkina visus trumpalaikės situacijos saugos ir tinkamumo ribinių būvių reikalavimus.

1.3. Plokštės naudojimo situacijos tinkamumo ribinių būvių skaičiavimas

Normalinių plyšių atsiradimas

Skaičiuojama pagal įtempių būvio schemą, analogišką parodytai 1.4. pav. Kadangi plokštės viršuje gamybos metu plyšių neatsiras, tai koeficientas $\lambda = 0$ (164 p. [4]). Didžiausi betono gniuždymo įtempiai dėl išorinės apkrovos ir betono apspaudimo jėgos poveikio:

$$\sigma_{c,max} = P_{d,inf} / A_{eff} - P_{d,inf} e_p (h - y_{sc}) / I_{eff} + M_{Ed} (h - y_{sc}) / I_{eff} = \\ = 0,457 / 0,1951 - 0,457 \times 0,081 (0,25 - 0,121) / 0,00127 + 0,1143 (0,25 - 0,121) / 0,00127 = 10,19 \text{ MPa.}$$

$$\text{Koeficientas } \phi = 1,6 - \sigma_{c,max} / f_{ck} = 1,6 - 10,19 / 30 = 1,26 > 1,0; \text{ imama } \phi = 1,0 > 0,7.$$

Atstumas nuo ekvivalentiško skerspjūvio svorio centro iki branduolio viršūnės, labiausiai nutolusios nuo tempiamosios zonos krašto,

$$r_{sup} = \phi W_{eff1} / A_{eff} = 1 \times 0,0105 / 0,1951 = 0,054 \text{ m.}$$

Normalinių plyšių atsiradimo momentas plokštės naudojimo metu

$$M_{cr} = f_{ctk} W_{pl1} + P_{d,inf} (e_p + r_{sup}) = 2,0 \times 0,01951 + 0,457 (0,081 + 0,054) = \\ = 0,1190 \text{ MNm} > M_{Ed} = 0,1143 \text{ MNm.}$$

Išvada. Naudojimo metu kiauřymėtoje plokštėje normalinių plyšių neatsiras.

Plokštės įlinkis

Kadangi plokštėje naudojimo metu neatsiras normalinių plyšių ($M_{Ed} < M_{cr}$), tai jos suminis kreivis apskaičiuojamas pagal reglamento [4] 182 p. (14.33) formulę:

$$1/r = (1/r)_1 + (1/r)_2 - (1/r)_3 - (1/r)_4;$$

čia $(1/r)_1$ – kreivis nuo kintamųjų poveikių (trumpalaikės dalies), apskaičiuojamas pagal kintamąją apkrovą, padaugintą iš 0,3;

$(1/r)_2$ – kreivis nuo nuolatinių ir tariamai nuolatinių poveikių pagal reglamento [2] 90.3 p. 6.10b derinį, neįvertinant išankstinio apspaudimo poveikio P_{m0} ;

$(1/r)_3$ – kreivis dėl elemento išlinkio nuo išankstinio apspaudimo poveikio P_{m0} esant trumpalaikiai skaičiuotinė) situacijai;

$(1/r)_4$ – kreivis dėl elemento išlinkio, kurį sukelia betono susitraukimas ir valkšnumas nuo išankstinio apspaudimo poveikio P_{m0} .

Apkrovų poveikių efektai (įrąžos), reikalingi plokštės kreviams apskaičiuoti:

– lenkimo momentas nuo kintamojo poveikio (trumpalaikės dalies)

$$M_{Egd} = 0,3 q_d l_{eff}^2 / 8 = 0,3 \times 4,8 \times 8,35^2 / 8 = 12,55 \text{ kNm};$$

– lenkimo momentas nuo nuolatinio ir tariamai nuolatinio poveikio (žr. 1 sk.)

$$M_{Egd} = 94,2 \text{ kNm} = 0,0942 \text{ MNm};$$

– išankstinio apspaudimo poveikis $P_{m,0} = 0,508 \text{ MN}$.

Plokštės kreiviai apskaičiuojami pagal reglamento [4] (14.34) formulę:

$$(1/r)_1 = M_{Egd} / c_1 E_{cm} l_{eff} = 0,0126 / 0,85 \times 32 \times 10^3 \times 0,00127 = 3,65 \times 10^{-4} \text{ m}^{-1};$$

čia $c_1 = 0,85$ – normaliajam betonui;

$$(1/r)_2 = M_{Egd} c_2 / c_1 E_{cm} l_{eff} = 0,0942 \times 2,0 / 0,85 \times 32 \times 10^3 \times 0,00127 = 54,54 \times 10^{-4} \text{ m}^{-1};$$

čia $c_2 = 2,0$ – iš 25 lent.[4], kai betonas normalusis, aplinkos drėgmė 50%.

Plokštės kreivis dėl elemento išlinkio nuo $P_{m,0}$ poveikio:

$$(1/r)_3 = P_{m0} e_p / c_1 E_{eff} l_{eff} = 0,508 \times 0,081 / 0,85 \times 32 \times 10^3 \times 0,00127 = 11,91 \times 10^{-4} \text{ m}^{-1}.$$

Plokštės kreivis dėl išlinkio, kurį sukelia betono susitraukimas ir valkšnumas veikiant poveikiui $P_{m,0}$:

$$(1/r)_4 = (\epsilon_{c1} - \epsilon_{c2}) / d = (3,95 - 2,57) \times 10^{-4} / 0,26 = 5,31 \times 10^{-4} \text{ m}^{-1};$$

$$\text{čia } \epsilon_{c1} = \sigma_{c1} / E_s = (\Delta \sigma_{pc1,1} + \Delta \sigma_{pc2,1} + \Delta \sigma_{ps}) / E_s = (4,25 + 30,6 + 50) / 205 \times 10^3 = 4,14 \times 10^{-4};$$

$$\epsilon_{c2} = \sigma_{c2} / E_s = (\Delta \sigma_{pc1,2} + \Delta \sigma_{pc2,2} + \Delta \sigma_{ps}) / E_s = (3,74 + 0 + 50) / 205 \times 10^3 = 2,62 \times 10^{-4}.$$

$$\begin{aligned} \text{Kadangi } (1/r)_3 + (1/r)_4 &= (11,91 + 5,31) \times 10^{-4} = 17,22 \times 10^{-4} < P_d e_p \phi_{c2} / \phi_{c1} E_{cm} l_{eff} = \\ &= 0,508 \times 0,081 \times 2,0 / 0,85 \times 32 \times 10^3 \times 0,00127 = 23,82 \times 10^{-4} \text{ m}^{-1}, \text{ todėl imama } (1/r)_3 + (1/r)_4 = \\ &= 23,82 \times 10^{-4} \text{ m}^{-1}. \end{aligned}$$

Suminis plokštės kreivis

$$(1/r) = (3,65 + 54,54 - 23,82) \times 10^{-4} = 34,37 \times 10^{-4} \text{ m}^{-1}.$$

Kiaurymėtosios perdangos plokštės įlinkis

$$d = (l/r) (5/48) l_{eff}^2 = 34,37 \times 10^{-4} (5/48) 8,35^2 = 0,025 \text{ m} = 25 \text{ mm}.$$

Plokštės ribinis įlinkis, kai $l_{eff} = 8350 \text{ mm}$, $d_{lim} = l_{eff} / 225 = 8350 / 225 = 37,1 \text{ mm}$ (žr. 17.1 lent. [2]).

Apskaičiuotasis plokštės įlinkis neviršija ribinio įlinkio: $d = 25 < d_{lim} = 39 \text{ mm}$.

Kadangi $l_{eff} / h = 8,35 / 0,25 = 33,4 > 10$, įlinkio padidėjimo dėl šlyties deformacijų nepaisoma.

Išvada. Nepertraukiamo formavimo kiaurymėtoji gelžbetoninė plokštė atitinka tinkamumo ribinių būvių reikalavimus.

1.4. Techniniai ekonominiai rodikliai

Perdangos plokštės žymuo pagal standartą LST 1328: PKO 85.12.2.5-5.8 (P – plokštė, K – kiaurymėta, O – ovalinės kiaurymės; 90 – ilgis, 12 – plotis ir 3 – aukštis (dm), 5.8 – skaičiuotinė naudojimo apkrova kN/m^2). Naudojamas betonas C30/37.

Techninės charakteristikos:

1. Betono kiekis plokštei – $1,644 \text{ m}^3$; armatūros – $51,4 \text{ kg}$;
2. Viso gaminio masė – $4,16 \text{ t}$.
3. Masė su užpildytomis siūlėmis – 495 kg/m .