

STAHLBETON II – KOLLOQUIUM 1

(101-0126-01L)

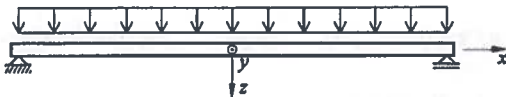
Name:

Assistent:

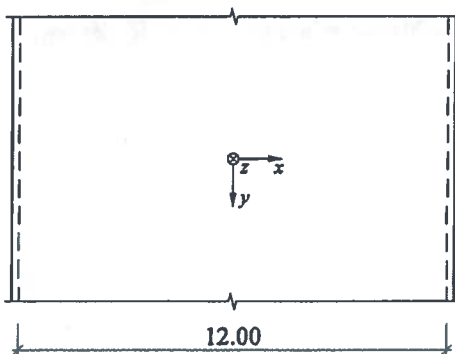
Aufgabenstellung

Gegeben: Eine in y -Richtung sehr lange, in x -Richtung als einfacher Balken über 12 m gespannte Betonkonstruktion hat sich selbst, eine Auflast von $g_k = 2 \text{ kN/m}^2$ und eine Nutzlast von $q_k = 3 \text{ kN/m}^2$ zu tragen.

Aufriss, 1:200



Grundriss, 1:200



Randbedingungen:

- Spannweite $l_x = 12 \text{ m}$
- Expositionsklasse XC1
- Feuerwiderstandsklasse R60
- Auflastlast $g_k = 2 \text{ kN/m}^2$
- Nutzlast $q_k = 3 \text{ kN/m}^2$

Gesucht: Entwerfen und bemessen Sie eine vorgespannte Betonkonstruktion gemäss Norm SIA 262 für diese Anforderungen

- a) als Platte konstanter Dicke
- b) als Plattenbalken mit einer maximalen Höhe von 0.60 m.
- c) Vergleichen Sie den Baustoffaufwand von a) und b).

Hinweise: - Beachten Sie den Platzbedarf der Verankerungen je nach gewähltem Spannsystem.
- Erbringen Sie die erforderlichen Nachweise der Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit.

Stahlbeton II - Übung 1

Aufgabenstellung

Eine in y -Richtung sehr lange, in x -Richtung als einfacher Balken über 12 m gespannte Betonkonstruktion hat sich selbst, eine Auflast von 2 kN/m^2 und eine Nutzlast von 3 kN/m^2 zu tragen. Die Konstruktion hat den Anforderungen der Expositionsklasse XC1 sowie der Feuerwiderstandsklasse R60 zu entsprechen.

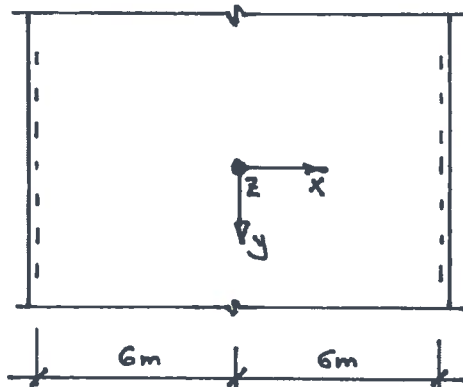
Entwerfe und bemesse eine vorgespannte Betonkonstruktion gemäss Norm SIA 262 für diese Anforderungen

- als Platte konstanter Dicke;
- als Plattenbalken mit einer maximalen Höhe von 0.6 m.

Aufriß:



Grundriß:



Hinweise

- Beachte den Platzbedarf der Verankerungen je nach gewähltem Spannsystem.
- Vergleiche den Baustoffaufwand von a) und b).
- Erbringe die erforderlichen Nachweise der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit.

a) Platte $h = 0.32 \text{ m}$

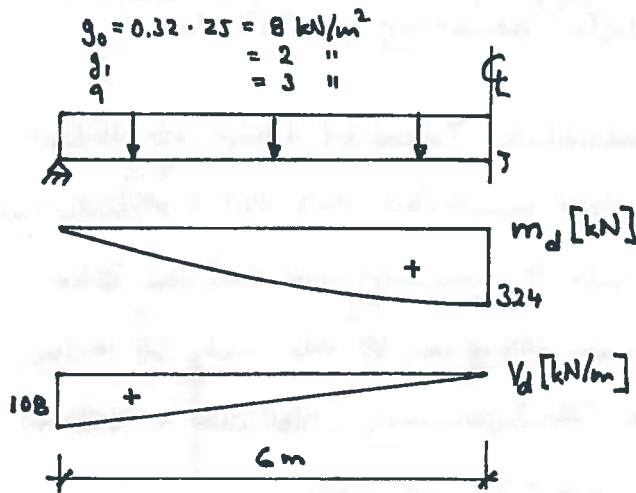
Grundlagen

Wahl $h = 0.32 \text{ m} = l/37.5$

Beton C 30/37 ... $f_{cd} = 20 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_{cd} = 1.1 \text{ N/mm}^2$

Spannstahl Y1860S7 ~~12.5~~ ^{15.7} ... $f_{pd} = 1390 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_{p0} = 0.7 \cdot 1860 = 1302 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{p00} \approx 0.85 \cdot \sigma_{p0} = 1107 \text{ N/mm}^2$

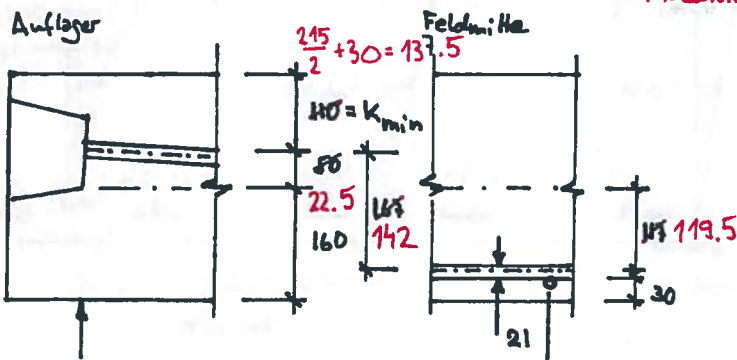


$g_d = 1.35(8 + 2) = 13.5 \text{ kN/m}^2$
 $q_d = 1.5 \cdot 3 = 4.5 \text{ kN/m}^2$
 $m_{d,max} = (13.5 + 4.5) \cdot \frac{12^2}{8} = \underline{\underline{324 \text{ kN}}}$

Konstruktive Durchbildung

Vorspannsystem YSL S0 5-4 mit Stahlhüllrohren, $c_{nom} = 30 \text{ mm}$ (GIA 262, Tab.17)

↳ Flachhüllrohr 75/21 mm, Verankerung E_c/P



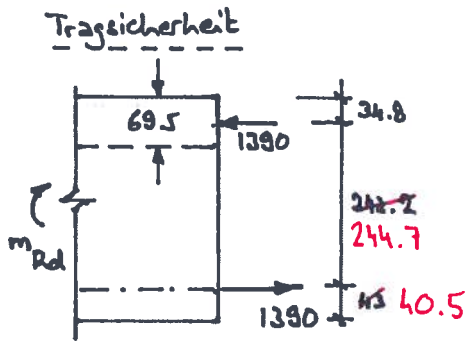
Wandstärke Hüllrohr 2.5 mm
 halbe Litze 8.0 mm
 $160 - 30 - 21 + (15 + 6 \cdot 2) = 117 \text{ mm}$
 $2.5 \cdot 8 = 119.5$
 Pfeilhöhe $f = 50 + 117 = 167 \text{ mm}$
 $22.5 \cdot 119.5 = 142$

Verteilbewehrung in y-Richtung $\phi 10 @ 200$ ($\rho = 0.13\%$)

Umlenkkräfte

$\frac{u \cdot l^2}{8} = P \cdot f$, $u \approx 0.75(g_0 + g_1 + q) = 9.75 \text{ kN/m}^2 \rightarrow P_{erf} \approx \frac{9.75 \cdot 12^2}{8 \cdot 0.167} = 1051 \text{ kN/m}$
 $0.142 \quad 1236$

Wahl S0 5-4 @ 400 ... $A_p = 1000 \text{ mm}^2/\text{m}$, $P_{00} \approx 1107 \text{ kN/m} \approx P_{erf}$



$$A_p \cdot f_{pd} = 1390 \text{ kN/m}$$

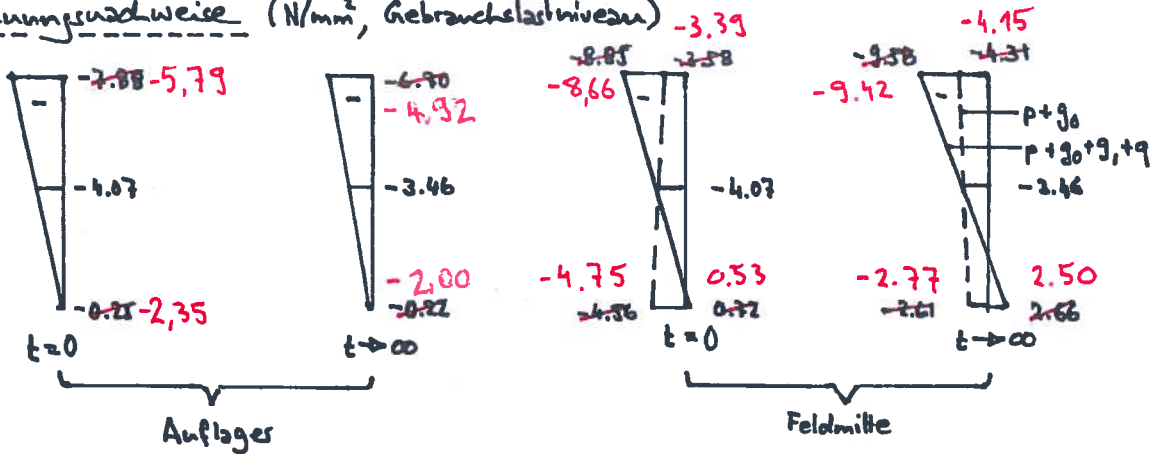
$$A_p \cdot f_{pd} / f_{cd} = 69.5 \text{ mm}$$

$$m_{Rd} = 1390 \cdot \frac{244.7}{244.7} = 337 \text{ kNm/m} > m_{d,max}$$

Die Biegetragsicherheit ist ohne zusätzliche schlaffe Bewehrung gewährleistet.

Die Querkrafttragsicherheit ist unbedenklich. Tatsächlich beträgt die Vertikal-¹⁴²komponente der Spannkraft beim Auflager mindestens etwa $1107 \cdot \frac{2 \cdot 167}{6000} = 62$ ⁵² kN/m, wobei gemäss SIA 262 (4) mit P_{00} gerechnet wird. Auf den Beton entfällt von $v_{d,max} = 108$ kN/m nach Abzug von ⁵² kN/m noch ⁵⁶ kN/m, was einer sehr kleinen nominellen Schubspannung (mittel über $h = 0.32$ m) von $0.046 / 0.32 = 0.145$ ⁵⁶ N/mm² ≈ 0.13 ^{0.175} σ_{cd} ^{0.16} entspricht.

Spannungszustände (N/mm², Gebrauchslastniveau)



- Die obigen Spannungen sind mit reinen Betonquerschnittswerten gerechnet.
- Die zentrale Vorspannung liegt für eine Hochbaukonstruktion wegen der grossen Schlankheit ($l/h = 37.5$) hoch ($3.5 \div 4.1$ N/mm²).
- Unter ständigen Einwirkungen ($p+g_0+g_1$) ergibt sich keine Dekompression...
 Feldmitte unten, $t \rightarrow \infty$: $\frac{-1.107}{0.32} + \frac{-1.107 \cdot 0.1195 + (0.008 + 0.002) \cdot 12^2/8}{(0.32)^2/6} = -0.66$ N/mm²
- Die extreme Zugspannung von ^{2.50} N/mm² unter Vollast liegt unter $f_{ctm} = 2.9$ N/mm².

Durchbiegungen

Annahme $E_{cm} = 10 \cdot \sqrt[3]{30+8} = 33.6 \text{ kN/mm}^2$, Kriechen mit $\varphi = 2$ berücksichtigt.

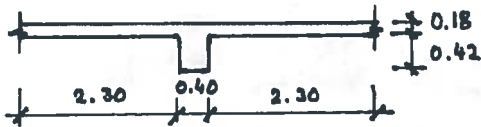
$$u_0 = \frac{1.302 \cdot 0.142}{12^2/8} = \frac{12.08}{10.27} \text{ kN/m}^2 \rightarrow w_m(u_0 + g_0) = \frac{5 \cdot (12.08 - 8.0) \cdot 12^4}{384 \cdot 33.6 \cdot (0.32)^3/12} = \frac{6.7}{12} \text{ mm}$$

$$u_{\infty} = \frac{1.107 \cdot 0.142}{12^2/8} = \frac{10.27}{8.73} \text{ kN/m}^2 \rightarrow w_m(u_{\infty} + g_0 + g_1) = \frac{5 \cdot (10.27 - 8 - 2) \cdot 12^4}{384 \cdot \frac{33.6}{1+2} \cdot (0.32)^3/12} = \frac{-11.2}{0.5} \text{ mm}$$

Unter der initialen Vorspannung P_0 und g_0 biegt sich die Platte um 12 mm nach oben. Unter der zusätzlichen Wirkung von g_1 und wegen des Kriechens verringert sich dieser Wert langfristig praktisch auf null (0.5 mm). Eine Nutzlast (kurzfristig, deshalb mit E_{cm} zu berücksichtigen) verursacht $\Delta w_m \approx 5 \cdot 3 \cdot 12^4 / [384 \cdot 33.6 \cdot (0.32)^3/12] = 8.8 \text{ mm}$ nach unten ($\Delta w_m \approx 1/1359$); die Platte bleibt wahrscheinlich ungerissen und verhält sich sehr steif.

b) Plattenbalken $h = 0.6 \text{ m}$

Grundlagen

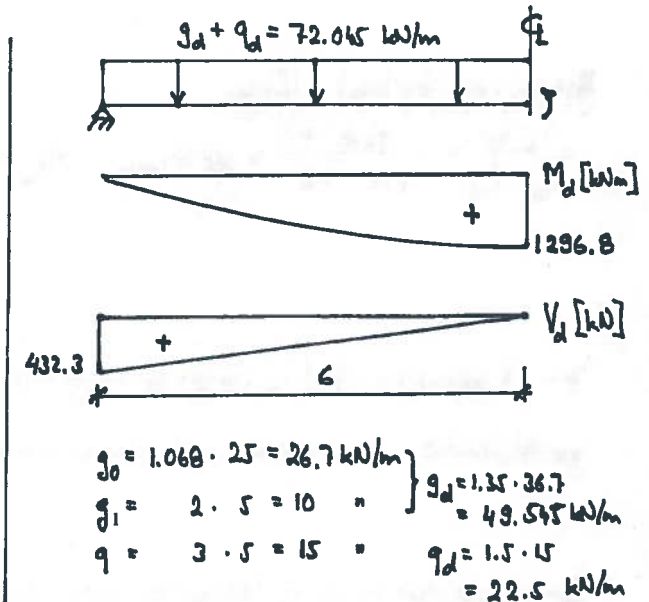


$$A_c = 5 \cdot 0.18 + 0.4 \cdot 0.42 = 1.068 \text{ m}^2$$

$$y_c = \frac{0.9 \cdot 0.09 + 0.168 \cdot 0.39}{1.068} = 0.1372 \text{ m}$$

$$I_c = \frac{5 \cdot (0.18)^3}{12} + 0.9 \cdot (0.0472)^2 + \frac{0.4 \cdot (0.42)^3}{12} + 0.168 \cdot (0.2828)^2 = 0.017642 \text{ m}^4$$

$$b_{\text{eff}} = 2 \cdot (0.2 \cdot 2.3 + 0.1 \cdot 12) + 0.4 = 3.72 \text{ m}$$



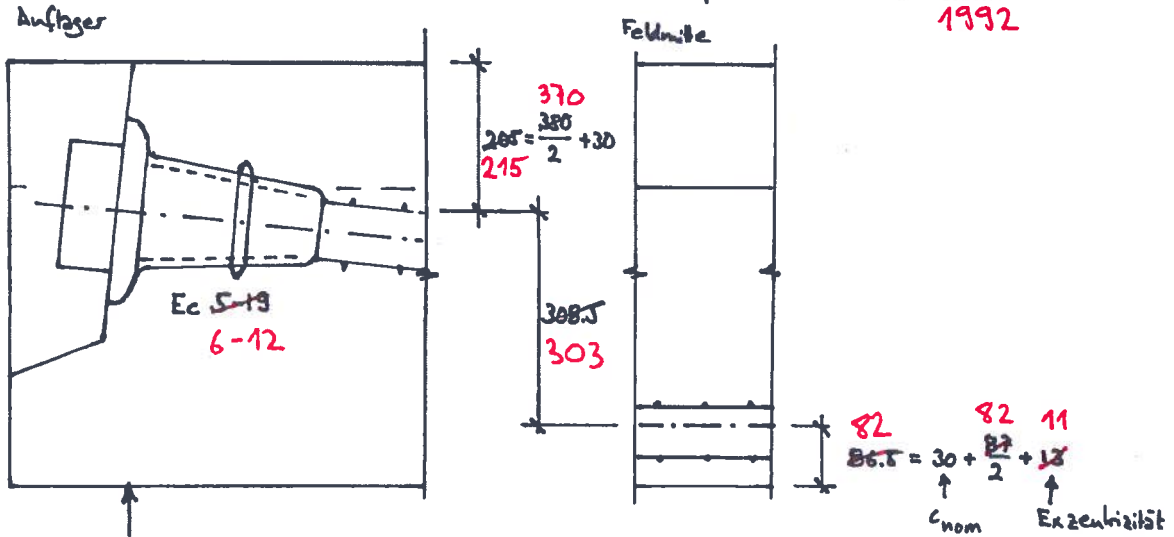
Beton und Spannstahl wie bei Aufgabe a).

Betonstahl B500B ... $f_{sd} = 435 \text{ N/mm}^2$

Konstruktive Durchbildung

Wahl Spannkabel VSL 5-19 mit Stahlhüllrohr ϕ 80/87, Verankerungen Ec/P

$A_p = 1800 \text{ mm}^2$, $A_p \cdot f_{pd} = 1800 \cdot 1390 = 2502 \text{ kN}$; $A_p \cdot \sigma_{p0} = 1800 \cdot 1302 = 2344 \text{ kN}$
 $A_p \cdot \sigma_{p\infty} \approx 0.85 \cdot 2344 = 1992 \text{ kN}$



Umlenkräfte

$u_{\infty} = \frac{P_{\infty} \cdot f}{e^2/B} = \frac{1992 \cdot 0.303}{12^2/8} = 33.5 \text{ kN/m} \approx g_0 + g_1 = 36.7 \text{ kN/m}$, o.k.

Biegetragsicherheit längs

$b_{\text{eff, Feld}} = \frac{A_p \cdot f_{pd}}{3 \cdot \gamma_2 \cdot 20} = \frac{2502}{3 \cdot 1.068 \cdot 20} = 39.5 \text{ mm}$, $M_{\text{Rd}} = A_p \cdot f_{pd} \cdot (h - 86.5 \text{ mm} - \frac{39.5 \text{ mm}}{2})$
 $= 1308.3 \text{ kNm} > M_{d, \text{max}} = 1236.8 \text{ kNm}$

Die Biegetragsicherheit in Längsrichtung ist ohne zusätzliche schräge Bewehrung ca. gewährleistet. Eine solche wird rein konstruktiv angeordnet.

Spannungsnachweis in Feldmitte unter Vollast und P_{∞}

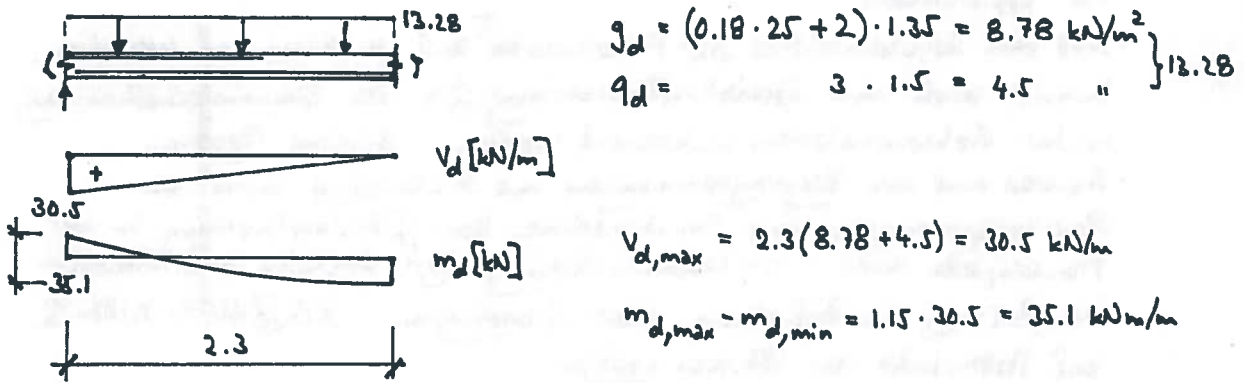
$P_{\infty} = 1992 \text{ kN}$, $e = 600 - 137.2 - 86.5 = 376.3 \text{ mm}$; $(g_0 + g_1 + g_2) \cdot \frac{l^2}{8} = 930.6 \text{ kNm}$
 $\sigma_{c, \text{sup}} = \frac{-2103}{1.068} - \frac{930.6 - 1992 \cdot 0.3763}{0.017642 \cdot 1000} \cdot 0.1372 = -1.97 - 1.33 = -3.20 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{c, \text{inf}} = \frac{-2103}{1.068} + \frac{930.6 - 1992 \cdot 0.3763}{0.017642 \cdot 1000} \cdot 0.4628 = -1.97 + 2.65 = 0.68 \text{ N/mm}^2$

Spannungsnachweis in Feldmitte unter P_0 und g_0

$P_0 = 2474 \text{ kN}$, $e = 376.3 \text{ mm}$, $g_0 \ell^2/B = 480.6 \text{ kNm}$
 $\sigma_{c,sup} = \frac{2.344}{1.068} - \frac{480.6 - 2474 \cdot 0.3763}{0.017642 \cdot 1000} \cdot 0.1372 = -2.32 + 3.50 = 1.18 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{c,inf} = \frac{2.344}{1.068} + \frac{480.6 - 2474 \cdot 0.3763}{0.017642 \cdot 1000} \cdot 0.4628 = -2.32 - 11.81 = -14.13 \text{ N/mm}^2$

Die Zugspannungen am oberen Querschnittsrand (unter $P_0 + g_0$) bzw. am unteren Querschnittsrand (unter $P_0 + g_0 + g_1 + q$) sind gering. Evtl. Ergänzung mit Spannungsnachweis zum gerissenen Querschnitt.

Tragsicherheit der Platte in Querrichtung

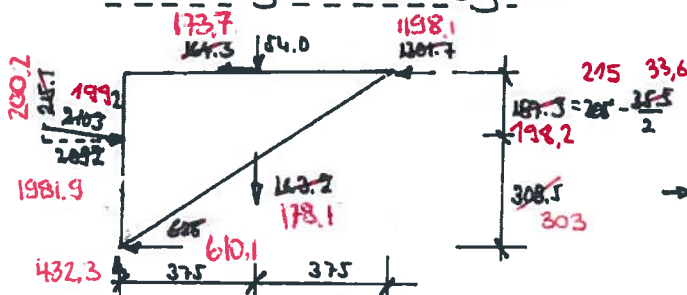


Mindestbewehrung $\approx \phi 8 @ 150 \dots 4^2 \cdot \pi \cdot 435 / 150 = 145.8 \text{ kN/m}$

$m_{rd} \approx 145.8 \cdot (180 - 20 - \frac{8}{2} - \frac{145.8}{20 \cdot 2}) = 22.2 \text{ kN}$

Zur Sicherstellung der Biegetragsicherheit der Platte würde eine Querbewehrung $\phi 8 @ 150$ (unten und oben) ausreichen. Für den Schubanschluss der Flanchplatte ist jedoch zusätzliche Bewehrung erforderlich, siehe unten ($\phi 10 @ 150$).

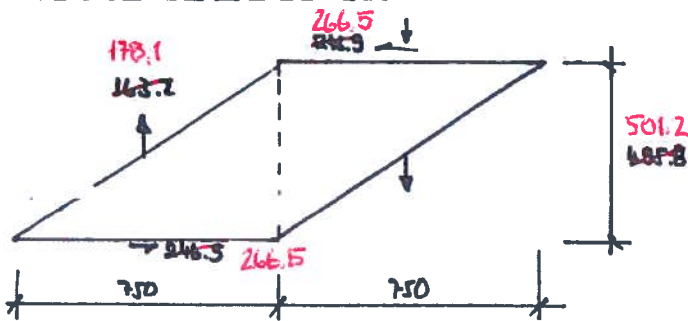
Querkrafttragfähigkeit längs



Fischer bei Anflager:

Verankerungskraft $P_0 = 2103 \text{ kN}$
 Umlenkkräfte in ersten 0.75m vernachlässigt
 $72.045 \cdot 0.75 = 54.0 \text{ kN}$ oben eingeleitet
 \rightarrow Bügel in ersten 0.75m müssen 162.2 kN aufnehmen
 $\phi 8 @ 150 : 2 \cdot 4^2 \cdot \pi \cdot 435 \cdot 5 = 218.7 \text{ kN}$, o.k.

Schubanschluss Flanschplatte



Beispiel dreieckfeld neben Auflagerfächer:

$$178.1 \cdot 750 / 501.2 = 266.5$$

$$178.1 \cdot 750 / 425.8 = 246.5$$

$$266.5 \cdot \frac{3.72 - 0.4}{2 \cdot 3.72} = 118.9$$

$$246.5 \cdot \frac{3.72 - 0.4}{2 \cdot 3.72} = 118.2 \text{ kN}$$

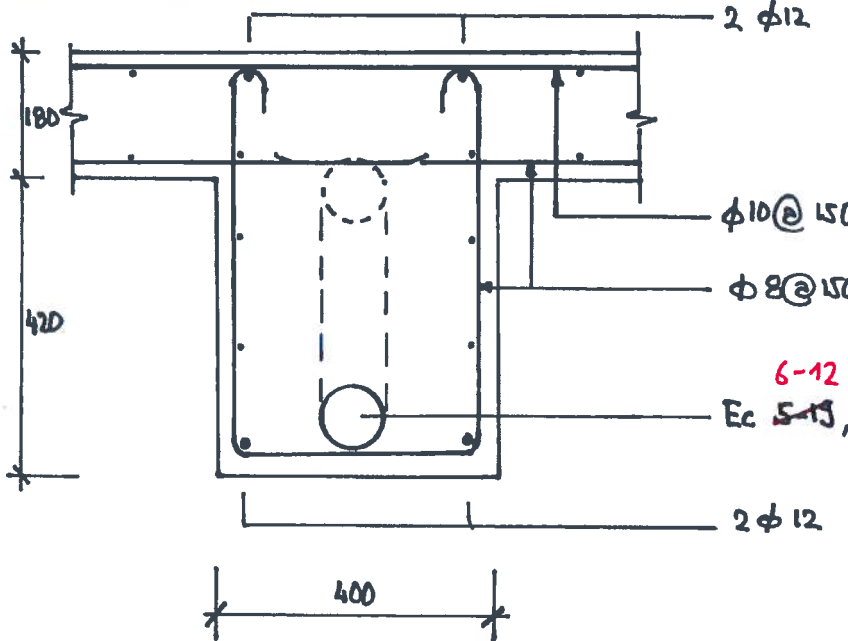
Annahme $\tan \alpha_f = 0.5$
 \rightarrow Querkraft $118.9 \cdot 0.5 = 59.5$
 auf 750 mm Länge

Oberer Biegebewehrung der Platte ($\phi 8 @ 150$) nur zu $(35.1 - 22.2) / 22.2 = 58\%$
 ausgenutzt ... $0.42 \cdot 4^2 \cdot \pi \cdot 425 \cdot 5 = 45.8 \text{ kN} < 59.5 \text{ kN}$... reicht nicht
 \rightarrow verstärke obere Biegebewehrung auf $\phi 10 @ 150$.

N.B. - Die obigen Betrachtungen sind wegen der Vernachlässigung der Umlenkkräfte nur approximativ.

- Statt den Schubanschluss der Flanschplatte auf d. Niveau zu betrachten, könnte auch die Spreizkraftbewehrung für die Spannungsverbreitung unter Gebrauchslasten untersucht werden ... ähnliches Ergebnis.
- Generell sind die Biegezugspannungen aus Querbiegung sowie die Querkzugspannungen aus Schubanschluss bzw. Spreizkraftwirkung in der Flanschplatte klein ... im Wesentlichen genügt deshalb eine Mindestbewehrung zur Aufnahme dieser Spannungen ... $\phi 8 @ 150 \hat{=} 0.186\%$ auf Plattendicke von 180 mm bezogen.

Bewehrungsskizze



Beton C 30/37
 XC1
 $d_{max} 16$
 Verteilbewehrung längs
 $\phi 8 @ 150$ bzw. 300
 $c_{nom} = 20$... Betonstahl
 30 ... Spannglied

6-12 75/82
 $E_c 5-13, 80/87$

Vergleich Platte - Plattenbalken

Der Vergleich wird für einen m² Deckenfläche geführt. Lokale Bewehrungen bei den Kräfteinleitungsbereichen der Spännglieder werden vernachlässigt, und das Gewicht der schlaffen Bewehrung des Plattenbalkens wird lediglich geschätzt. Grobe Annahmen für Einheitspreise als Vergleichsbasis (\approx Selbstkosten).

a) Platte

Schalung ...	1 m ²	@ 50.-/m ² ...	50.-	
Beton ...	0.32 m ³	@ 200.-/m ³ ...	64.-	
Betonstahl ...	3.92 cm ² · 100 cm $\hat{=}$ 3.08	@ 2.-/kg ...	6.16	
Spannstahl ...	10 cm ² · 100 cm $\hat{=}$ 7.85 kg	@ 6.-/kg ...	47.10	
			<u>167.26</u>	120 (100%)

b) Plattenbalken

Schalung ...	(5 + 2 · 0.42) / 5 = 1.168 m ²	...	58.40	
Beton ...	1.068 / 5 = 0.2136 m ³	...	42.72	
Betonstahl ...	ca. 4 · 3.35 cm ² · 100 cm $\hat{=}$ 10.5 kg	...	21.-	
Spannstahl ...	18 cm ² · 100 cm / 5 $\hat{=}$ 2.98 kg	...	17.88	
	18 2.83		139.1	110.- (100%)

Wegen des hohen Verankerungsanteils (kurze Kabel) ist der Kostenansatz für die Spännglieder tief. Wegen der kurzen Kabel sind nicht nur die Verankerungen relativ teuer; auch das Vorspannen und Injizieren ist relativ teuer \rightarrow Platte im Vergleich zu Plattenbalken eher noch unwirtschaftlicher ?

