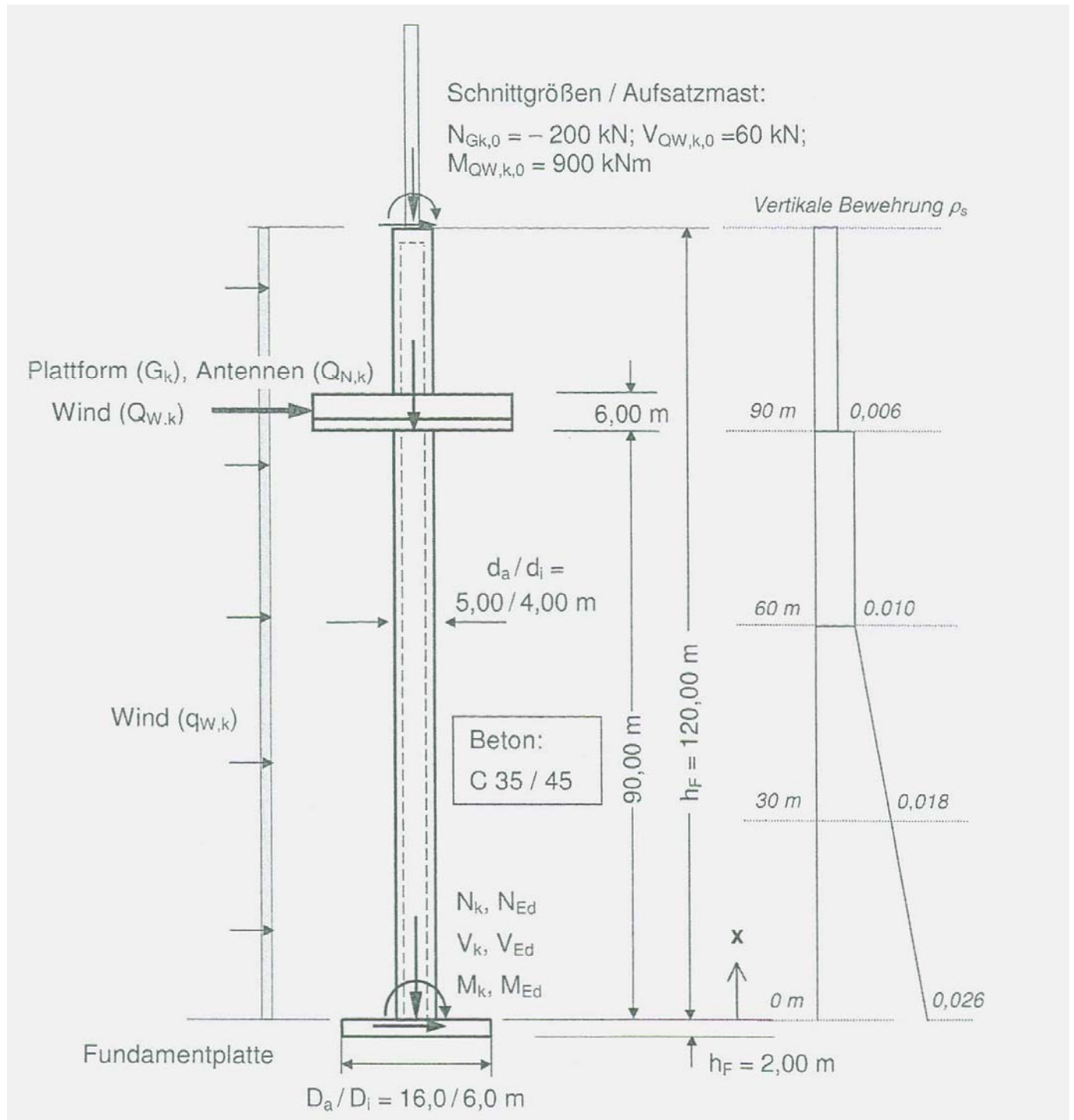


TORANJ: Program:



Djelovanja:

1.) Težina tornja po metru dužine:

$$G_{k,1} = 25 \cdot \pi \cdot (5,0^2 - 4,0^2) / 4 = 176,71 = 180 \text{ kN/m}$$

2.) Platforma:

$$G_{k,2} = 0,50 \cdot 25 \cdot \pi \cdot (24,0^2 - 5,0^2) / 4 = 5409 \text{ kN}$$

$$G_{k,3} = 2,5 \cdot \pi \cdot (24,0^2 - 5,0^2) / 4 = 1081 \text{ kN (dodatno stalno } 2,50 \text{ kN/m}^2)$$

$$\text{Ukupno} = 5409 + 1081 = 6490 \text{ kN}$$

$$Q_k = 3,0 \cdot \pi \cdot (24,0^2 - 5,0^2) / 4 = 1292 \text{ kN (korisno } 3,00 \text{ kN/m}^2)$$

3.) Težina temelja:

$$G_{k,3} = 25 \cdot 2,0 \cdot \pi \cdot 16,0^2 / 4 = 10053 \text{ kN}$$

4.) Opterećenje vjetrom:

$$q_{w,k} = 6,50 \text{ kN/m}$$

$$Q_{w,k} = (6,50 / 5,00) \cdot 24 \cdot 6 = 187,2 \text{ kN}$$

Dokaz naprezanja na temelje:

Površina temelja:

(u promjeru 6,00 m ispod centralnog dijela tornja stavljeno 10 cm mekog materijala)

$$A_{\text{tem}} = \pi \cdot (16,0^2 - 6,0^2) / 4 = 172,8 \text{ m}^2$$

Moment otpora poprečnog presjeka:

$$W_{\text{tem}} = I_p / r$$

$$W_{\text{tem}} = \frac{I_p}{r} = \frac{\frac{1}{64} \cdot (16^4 - 4^4)}{8} = 394,2 \text{ m}^3$$

Jezgra poprečnog presjeka:

$$K = W_{\text{tem}} / A_{\text{tem}} = 394,2 / 172,8 = 2,28 \text{ m}$$

Ekscentricitet:

$$e_k = M_k / N_k = 75,58 / 38,30 = 1,97 < 2,28 \text{ m} - \text{ZADOVOLJAVA}$$

Naprezanje na tlo pod karakterističnim opterećenjem:

$$\sigma_k = \frac{N_k}{A_{\text{tem}}} \pm \frac{M_k}{W_{\text{tem}}} = \frac{38,30}{172,8} \pm \frac{75,58}{394,2} = 0,22 \pm 0,19 = 0,03 / 0,41 \text{ MPa}$$

Tabelle 2. Charakteristische Werte der Schnittgrößen

Kote [m]	Last	N_{Gk} [MN]	$N_{QN,k}$ [MN]	$V_{QW,k}$ [kN]	$M_{QW,k}$ [MNm]	ΣA_s [cm ²]
120	$N_{Gk,0}; V_{QW,k,0}; M_{QW,k,0}$	- 0,20	0	60	0,900	424
	$G_{k,1} = 0,18 \cdot 30 = 5,40$ $Q_{W,k} = 6,5 \cdot 30 = 195$					
90	$G_{k,2} = 6,50; Q_{N,k} = 1,30$ $Q_{W,k} = 200$	- 5,60	0	255	5,625	424
		- 12,10	- 1,30	455	6,225	707
	$G_{k,1} = 0,18 \cdot 30 = 5,40$ $Q_{W,k} = 6,5 \cdot 30 = 195$					
60		- 17,50	- 1,30	650	22,800	707
	$G_{k,1} = 0,18 \cdot 30 = 5,40$ $Q_{W,k} = 6,5 \cdot 30 = 195$					
30		- 22,90	- 1,30	845	45,225	1.272
	$G_{k,1} = 0,18 \cdot 30 = 5,40$ $Q_{W,k} = 6,5 \cdot 30 = 195$					
0		- 28,30	- 1,30	1040	73,500	1.838
	$G_{k,3} = 10,00$					
- 2,0		- 38,30	- 1,30	1040	75,580	-

Tabelle 3. Bemessungswerte der Schnittgrößen (nach Theorie 1. Ordnung)

Lastfall	min $ N_{Ed} $	max $ N_{Ed} $	$Q_{W,d}$	
Kote [m]	$1,0 \cdot N_{Gk}$ [MN]	$1,35 \cdot N_{Gk} + 1,50 \cdot N_{QN,k}$ [MN]	$1,50 \cdot V_{QW,k}$ [MN]	$1,50 \cdot M_{QW,k}$ [MNm]
120	- 0,2	- 0,3	0,09	1,35
90	- 5,6/- 12,1	- 7,6/- 18,3	0,38/0,68	8,44/9,34
60	- 17,5	- 25,6	0,98	34,20
30	- 22,9	- 32,9	1,27	67,84
0	- 28,3	- 40,2	1,56	110,25

Dimenzioniranje prema teoriji 2. reda:

Prvo se vrši proračun po teoriji I. reda. Zatim se približnim postupkom odredi povećanje sila zbog teorije 2. reda:

$$\alpha_E = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200000}{29900} = 6,7$$

$$I_i = \frac{\pi}{64} \cdot (d_a^4 - d_i^4) + \pi \cdot \alpha_E \cdot (r_a^3 \cdot \rho_a + r_i^3 \cdot \rho_i) \cdot t$$

$$I_i = \frac{\pi}{64} \cdot (5,00^4 - 4,00^4) + \pi \cdot 6,7 \cdot (2,43^3 + 2,07^3) \cdot 0,013 \cdot 0,50 = 18,11 + 3,18 = 21,29 \text{ m}^4$$

$$\alpha_E = \frac{N \cdot h_F^2}{E_{cm} \cdot I_c} = \frac{28,3 \cdot 120^2}{29900 \cdot 21,29} = 0,64$$

$$M_{Ed}^{II} = M_{Ed}^I \cdot (1 + 0,90 \cdot \alpha^2) = 110,25 \cdot (1 + 0,90 \cdot 0,64) = 110,25 \cdot 1,58 = 174 \text{ MNm}$$

Modeliranje tornja FEM metodom:

Za granično stanje nosivosti tornja potrebno je obuhvatiti geometrijsku nelinearnost (teoriju 2. reda) i materijalnu nelinearnost.

Numerički model:

- 1.) Štapni model tornja sa razmakom čvorova od ($a \approx 1 \cdot \emptyset$ do $2 \cdot \emptyset$ gdje je $\emptyset$ promjer tornja)
- 2.) Štapni elementi sa linearno promjenjivim poprečnim presjekom kruga
- 3.) Popustljivost tla ispod temelja na zakretanje modelirano je oprugom

Zakretanje temelja:

Zakretanje temelja trajnog karaktera uslijed stalnog opterećenja zadaje se kao imperfekcija tornja (toranj je kos). To spada u problem temeljenja i ne promatra se u ovom proračunu jer se temelj nalazi na stijeni.

Posebnu pažnju na zakretanje temelja uslijed nejednolikog opterećenja potrebno je posvetiti kod nevezanih tla.

Kratkotrajno zakretanje temelja φ uslijed djelovanja vjetra:

$$\varphi = \frac{M_{Gr}}{c_s \cdot I_{Gr}}$$

gdje je:

M_{Gr} - moment savijanja na kontaktu temelja sa tlom

I_{Gr} - moment tromosti poprečnog presjeka temelja na spoju sa tlom

c_s - krutost tla na zakretanje

Za proračun vibracija i proračun deformacija za granično stanje uporabljivosti potrebno je poznavati otpora tla na kratkotrajno djelovanje sila.

$$c_{s,dyn} = \frac{E_{s,dyn}}{f' \cdot \sqrt{A_{GR}}} = \frac{E_{s,dyn}}{t_{GR}}$$

gdje je :

$E_{s,dyn}$ – dinamički modul elastičnosti

A_{GR} – površina temelja

$f' = 0,25$ – faktor oblika vibracija

$t_{GR} = 0,25 \cdot \sqrt{A_{GR}}$ - djelotvorna dubina antimetričnog djelovanja

Za proračun deformacija po teoriji 2. reda za granično stanje nosivosti potrebno je uzeti u obzir i zakretanje temelja. Navedeni efekt može se uzeti u obzir preko statičkog modula elastičnosti $E_{s,stat}$, umjesto dinamičkog modula.

Ovisno o vrsti tla:

Nevezana tla: $\approx 2 < E_{s,dyn} / E_{s,stat} < \approx 4$

Vezana tla: $\approx 6 < E_{s,dyn} / E_{s,stat} < \approx 20$

$$c_{s,dyn} = \frac{E_{s,stat}}{f' \cdot \sqrt{A_{GR}}} = \frac{E_{s,stat}}{t_{GR}}$$

Krutost temelja na rotaciju modelira se sa oprugom sljedećih karakteristika:

$$c_{\varphi} = \frac{\partial M_{GR}}{\partial \varphi} = c_s \cdot I_{GR} = \frac{E_s \cdot I_{GR}}{t_{GR}} = \frac{4 \cdot E_s \cdot I_{GR}}{\sqrt{A_{GR}}}$$

Vrijednost krutosti opruge za različite oblike temelja:

a) Kvadratni temelj (duljina stranice a_{GR})

$$t_{GR} = 0,25 \cdot a_{GR}$$

$$c_{\varphi} = 0,333 \cdot E_s \cdot a_{GR}^3$$

b) Kružni temelj (promjer d_{GR})

$$t_{GR} = 0,25 \cdot \sqrt{A_{GR}} = 0,125 \cdot \sqrt{\pi} \cdot d_{GR} = 0,222 \cdot d_{GR}$$

$$c_{\varphi} = \frac{E_S \cdot I_{GR}}{t_{GR}} = 0,125 \cdot E_S \cdot \sqrt{\pi} \cdot d_{GR}^3 = 0,222 \cdot E_S \cdot d_{GR}^3$$

c) Prstenasti temelj (unutarnji promjer d_i , vanjski promjer d_a)

Djelotvorna dubina temelja t_{GR} procijenjena je na:

$$t_{GR} < 0,222 \cdot d_a$$

$$c_{\varphi} = \frac{E_S \cdot I_{GR}}{t_{GR}} > 0,222 \cdot E_S \cdot \frac{d_a^4 - d_i^4}{d_a}$$

PRIMJER: FMT Toranj

Temeljno tlo je prekonsolidirana glina koja je vrlo mekana pod stalnim opterećenjem, dok je pod kratkotrajnim opterećenjem vrlo kruta.

Vrlo je kruta za djelovanje vibracija.

Stalno djelovanje (G_k , $Q_{N,k}$):

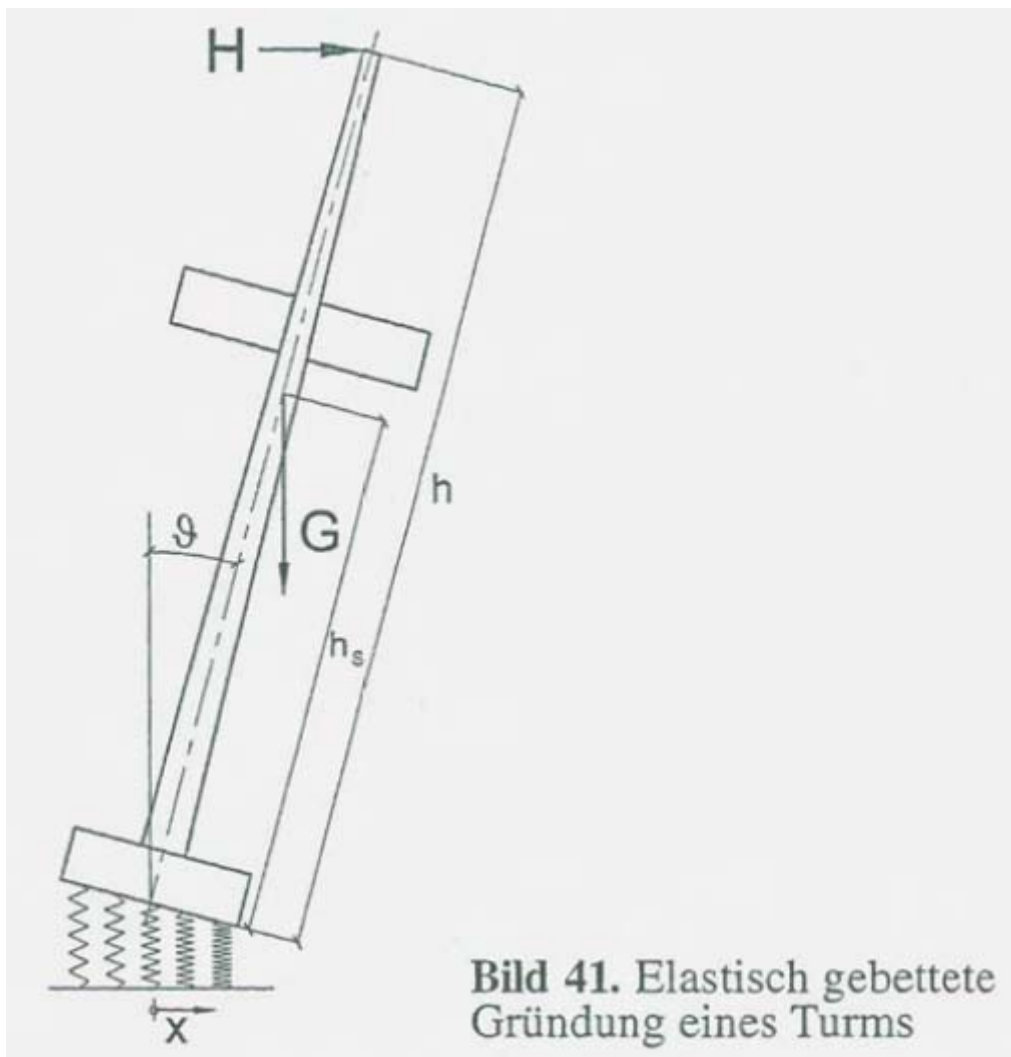
$$c_{\varphi,stat}^{-1} = 11,3 \text{ TNm}^{-1}$$

Kratkotrajno djelovanje ($Q_{w,k}$):

$$c_{\varphi,din}^{-1} = 0,34 \text{ TNm}^{-1}$$

Djelovanje vibracija: $c^{-1} = 0$

Stabilnost tornjeva na mekom tlu:



Slika: Elastično oslonjen toranj

Na deformiranom statičkom sustavu (prema teoriji 2. reda !!) nastaje dodatni moment zakretanja: $M_1 = G \cdot h_s \cdot \sin \vartheta \cong G \cdot h_s \cdot \vartheta$

koji djeluje istodobno sa momentom savijanja od horizontalnog djelovanja: $M_2 = H \cdot h$.

Oba momenta djeluju na temelj kontaktne površine A , momentom tromosti I i modulom k_s uzrokujući naprezanja na tlo:

$$\Delta \sigma = \pm (M_1 + M_2) \cdot \frac{x}{I} = \pm k_s \cdot x \cdot \operatorname{tg} \vartheta \cong \pm k_s \cdot x \cdot \vartheta$$

Uvrštavanjem M_1 i M_2 dobivamo:

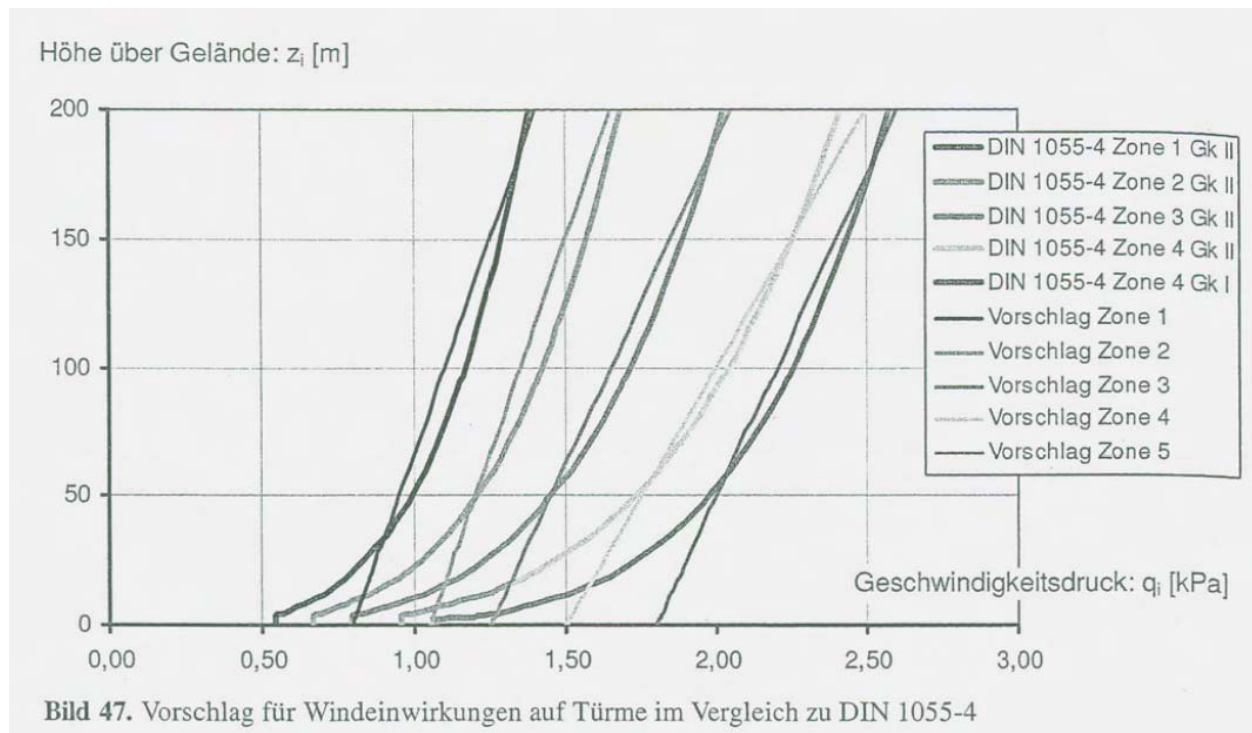
$$H \cdot h = (k_s \cdot I - G \cdot h_s) \cdot g$$

U ovoj jednadžbi sa lijeve strane je djelovanje, a s desne otpor. Stabilnost tornja je postignuta za slučaj: $h_s < k_s \cdot \frac{I}{G}$

Modul tla k_s odnosno slijeganje je potrebno prethodno procijeniti i to kao donju vrijednost za dugotrajno centrično opterećenje temelja.

U slučaju sumnje, potrebno je izvršiti duboko temeljenje tornja.

DJELOVANJE VJETRA:



Prijedlog pritiska vjetra na tornjeve do visine 200 m:

$$q_i = q_0 + q' \cdot z_i$$

Vjetrovna zona 1: $q_i = 0,80 + 0,003 \cdot z_i$ [kPa]

Vjetrovna zona 2: $q_i = 1,05 + 0,003 \cdot z_i$ [kPa]

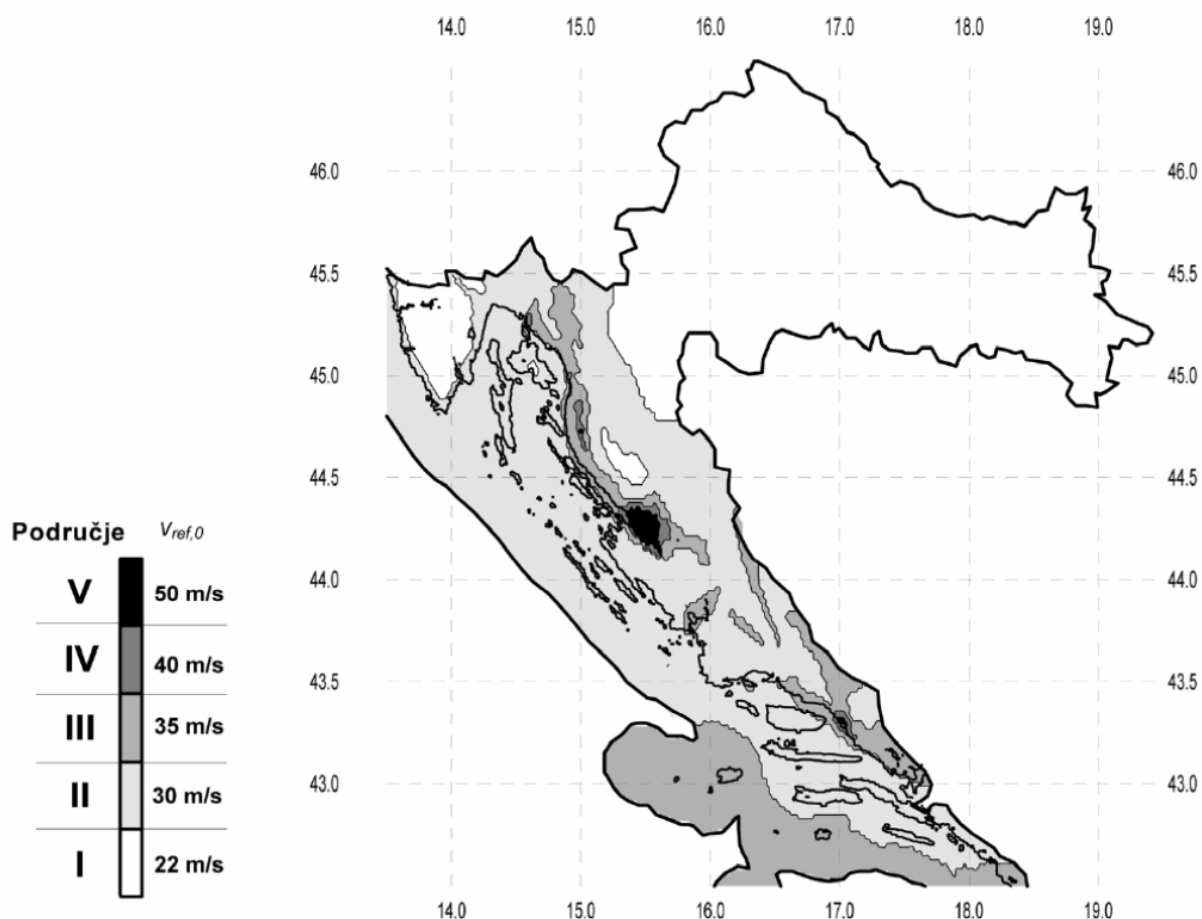
Vjetrovna zona 3: $q_i = 1,25 + 0,004 \cdot z_i$ [kPa]

Vjetrovna zona 4: $q_i = 1,50 + 0,005 \cdot z_i$ [kPa]

Vjetrovna zona 5: $q_i = 1,80 + 0,004 \cdot z_i$ [kPa]

WZ	I	II	III	IV	V
vref [m/s]	22,5	25,0	27,5	30,0	32,5

Za Hrvatsku odrediti vjetrovnu zonu i odabrati odgovarajuću zonu u Njemačkoj sa približno jednakom brzinom vjetra.



Preporuka: Za brzinu vjetra od 35 m/s uzeti

$$q_i = 1,20 \cdot 1,80 + 0,004 \cdot h = 2,16 + 0,004 \cdot z_i$$

Rezultirajuće opterećenje vjetrom na poprečni presjek tornja:

$$W_i = \varphi_B \cdot c_{fi} \cdot q_i \cdot A_i$$

gdje je φ_B - faktor udara vjetra

Povećanje pritiska vjetra prema DIN 1056, A.1.2:

$$q_i = q_0 + q' \cdot z_i \text{ [kPa]}$$

q_0 - pritisak vjetra na površini terena [kPa]

z_i - visina poprečnog presjeka tornja iznad površine tla [m]

q_0 - 98 % kvantil srednja vrijednost pet sekundne brzine vjetra

Primjena na tornjeve :

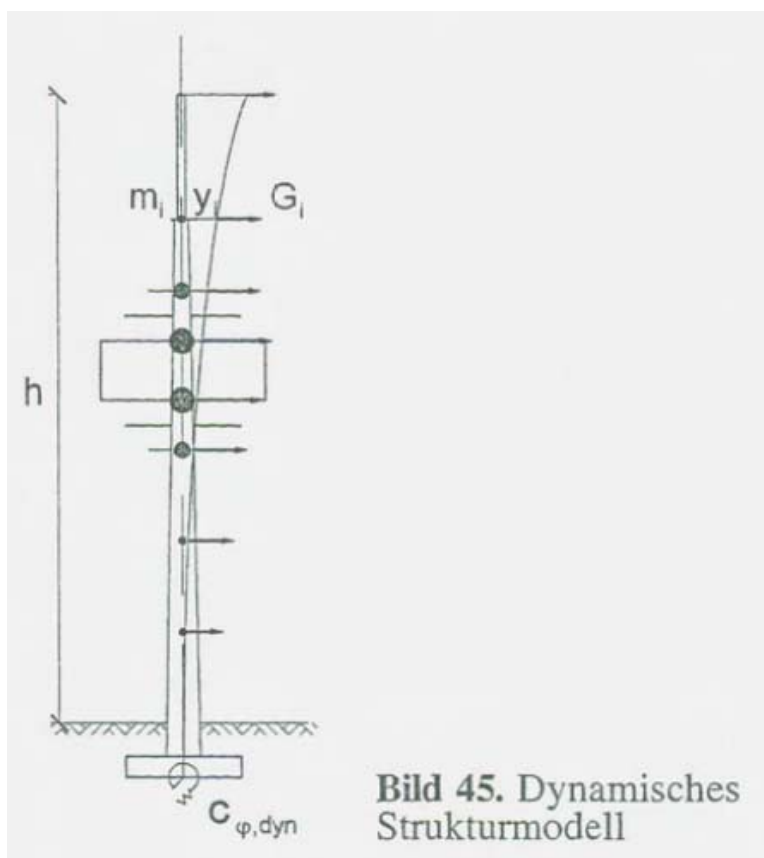
Statički pritisak je određen kao srednja vrijednost deset minutne brzine vjetra

$$q_{i,stat} = \left[0,4 + 0,2 \cdot \frac{(z_i - 15)}{185} \right] \cdot q_i \geq 0,40 \cdot q_i$$

Statički dio sile vjetra nije potrebno množiti sa faktorom udara vjetra

Dinamički dio pritiska vjetra:

$$q_{i,dyn} = \varphi_B \cdot (q_i - q_{i,stat})$$



Slika: Dinamički model konstrukcije

Osnovni period oscilacija prema DIN 4131:

$$T = \frac{2 \cdot \pi}{\omega} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{\sum_i G_i \cdot y_i^2}{g \cdot \sum_i G_i \cdot y_i}}$$

G_i - težina materijalne točke na tornju

y_i - horizontalni pomak na mjestu sile G_i

Procedura proračuna:

- 1.) Određivanjem osnovnog perioda oscilacija modela sa jednim stupnjem slobode pri čemu je sva masa smještena na visini radne platforme
- 2.) Prethodno dimenzioniranje na temelju izračunatog φ_B - faktor udara vjetra
- 3.) Točnije određivanje osnovnog perioda vibracija na temelju energetske metode
- 4.) Konačno određivanje φ_B - faktor udara vjetra
- 5.) Provjera osjetljivosti na vibracije

Analiza vibracija televizijskog tornja:

- 1.) Statički model sa dinamičkim modulom elastičnosti $c_{\varphi, stat}$
- 2.) U modelu je potrebno uzeti vlastitu težinu tornja i nazovi-stalni dio korisnog opterećenja. Opterećenje se nanosi kao **horizontalne koncentrirane sile** G_i na štapnom modelu tornja.
- 3.) Određivanje linije savijanja sa ordinatama y_i na štapnom modelu
- 4.) Određivanje osnovnog perioda oscilacija prema DIN 4131:

$$T = \frac{2 \cdot \pi}{\omega} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{\sum_i G_i \cdot y_i^2}{g \cdot \sum_i G_i \cdot y_i}}$$

- 5.) Faktor udara vjetra φ_B prema DIN 1056:

$$\varphi_B = \varphi_{B0} \cdot \eta$$

Osnovna vrijednost:

$$\varphi_{B0} = 1 + (0,042 \cdot T - 0,0018 \cdot T^2) \cdot \delta^{-0,63}$$

δ - logaritamski dekrement prigušenja ($\delta=0,04$ za armirani beton za granično stanje uporabljivosti)

$$\eta = 1,05 - \frac{\eta}{1000} \geq 1,0$$

Dinamičko djelovanje vjetra je obuhvaćeno statičkim djelovanjem vjetra koje je pomnoženo sa faktorom udara vjetra. Kod masivnih tornjeva vibracije uzrokovane odvajanjem vrtloga nisu mjerodavne.

Provjera osjetljivosti na vibracije:

Prije detaljnije provjere prema DIN 4131, dodatak A, potrebno je provesti jednostavni proračun za određivanje osjetljivosti na odvajanje vrtloga (vortex shedding).

Kritična brzina vjetra:

$$v_{crit} = \frac{d \cdot f}{S}$$

gdje je:

f – vlastita frekvencija konstrukcija

S – Strouhalov broj (= 0,2 za kružni cilindar)

d – vanjski promjer tornja u području odvajanja vrtloga (= 5/6 visine tornja kod stožastog oblika tornja)

Reynoldsov broj:

$$Re = \frac{d \cdot v_{crit}}{\nu}$$

kinematička viskoznost zraka $\nu = 1,5 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$

Sila pobude:

$$p_{lat} = c_{lat} \cdot \frac{\rho}{2} \cdot v_{crit}^2 \cdot d \cdot \sin(\omega \cdot t)$$

djeluje na duljini $L_j \leq 12 \cdot d$, mjereno od vrha tornja, sa koeficijentom pobude c_{lat} ($0,20 \leq c_{lat} \leq 0,70$).

Gustoća zraka $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$

Kružna frekvencija : $\omega = 2 \cdot \pi \cdot f$

Povećanje zbog rezonancije: $C = \frac{\pi}{\delta}$

δ - logaritamski dekrement prigušenja

Moment savijanja na spoju sa temeljem: $M_{\omega} = C \cdot p_{lat} \cdot L_j \cdot \left(h_F - \frac{L_j}{2} \right)$

Primjer televizijskog tornja Sülfeld:

$$T = 3,5 \text{ s}$$

$$D = 2,10 \text{ m}$$

$$h_f = 176 \text{ m}$$

$$\delta = 0,04$$

Rezultati:

$$v_{crit} = \frac{2,10}{3,5 \cdot 0,20} = 3,0 \text{ m/s}$$

$$Re = \frac{2,10 \cdot 3,0}{1,5 \cdot 10^{-5}} = 4,2 \cdot 10^5 \text{ m/s}$$

Slijedi:

$$c_{lat} = 0,44$$

$$p_{lat} = c_{lat} \cdot \frac{\rho}{2} \cdot v_{crit}^2 \cdot d \cdot \sin(\omega \cdot t) = 0,44 \cdot \frac{1,25}{2} \cdot 3,0^2 \cdot 2,10 \cdot \sin(\omega \cdot t) = 5,2 \text{ N/m} \cdot \sin(\omega \cdot t)$$

$$C = \frac{\pi}{\delta} = \frac{\pi}{0,44} = 78,5$$

$$L_j \leq 12 \cdot d = 12 \cdot 2,10 = 25,2 \text{ m}$$

$$M_{\omega} = \pm C \cdot p_{lat} \cdot L_j \cdot \left(h_F - \frac{L_j}{2} \right) = \pm 78,5 \cdot 5,2 \cdot 10^{-3} \cdot 25,2 \cdot \left(176 - \frac{25,2}{2} \right) = \pm 1681 \text{ kNm}$$

Dokaz promjene naprezanja na spoju tornja sa temeljem:

Promjer poprečnog presjeka $d_{\text{vanjski}} = 9,00 \text{ m}$, $d_{\text{unjski}} = 7,90 \text{ m}$

Moment otpora:

Nachweis der Schwingbreiten in Oberkante
Fundament:

Schaftquerschnitt:

$$d_{\text{au\ss er}} = 9,00 \text{ m}; \quad d_{\text{innen}} = 7,90 \text{ m}$$

Widerstandsmoment:

$$W = \frac{\pi}{64} \cdot (9,00^4 - 7,90^4) / (9,00/2) = 29,1 \text{ m}^3$$

Schwingbreite Beton:

$$\Delta\sigma_{c,\omega} = \pm 1,681 / 29,1 = \pm 0,06 \text{ MPa}$$

Schwingbreite Stahl:

$$\Delta\sigma_{s,\omega} \cong \pm 0,058 \cdot 210 / 34 = \pm 0,36 \text{ MPa}$$

Diese Schwingbreiten sind offensichtlich vernachlässigbar.

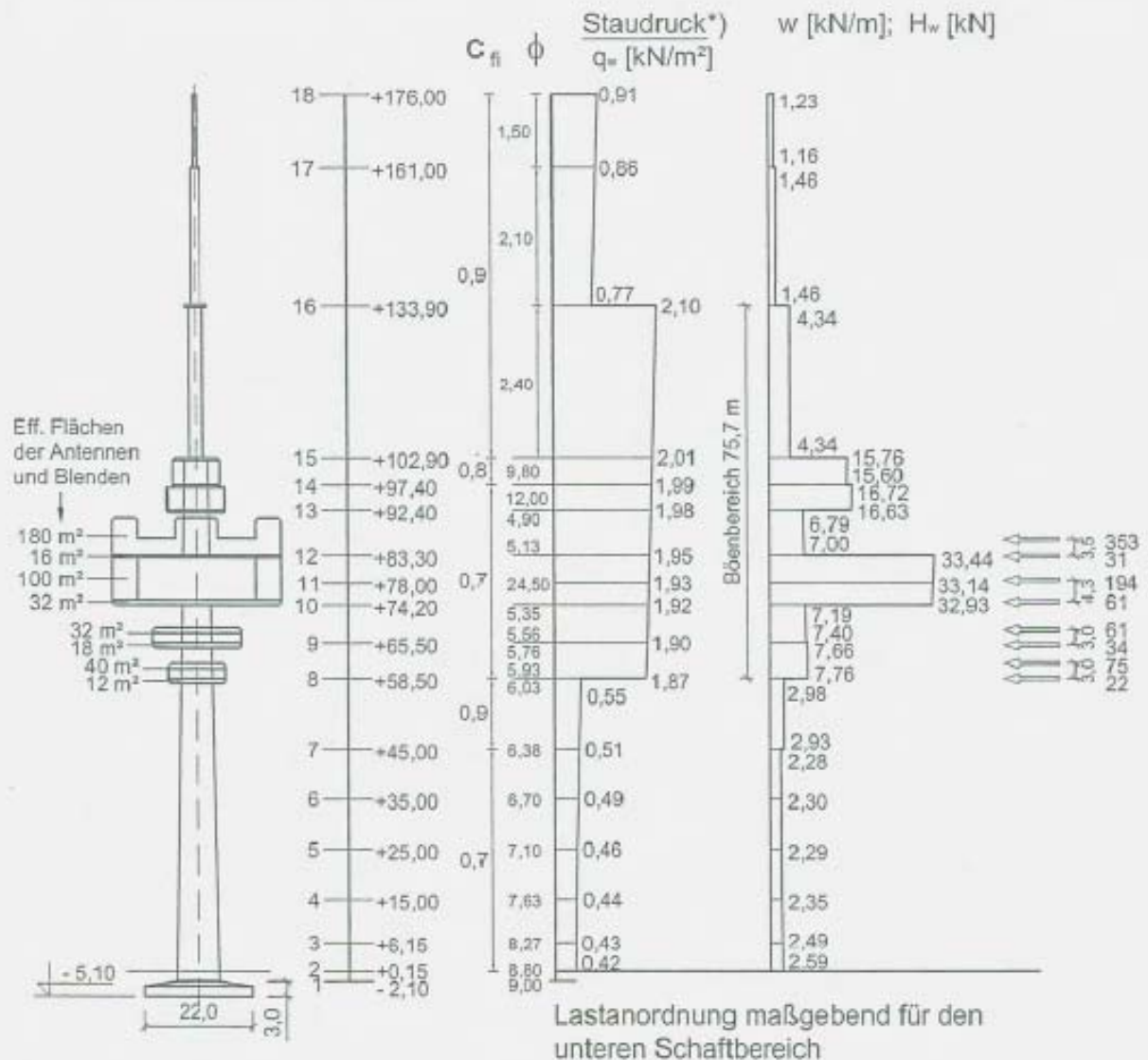


Bild 48. FTM Sülfeld – Windlasten

*) $\varphi_B = 1,95$

Die Wirkung von Windböen bleibt aufgrund langjähriger Beobachtungen auf ein Band von maximal 70m Höhe begrenzt. Dieses Böenband ($= q_{i,dyn}$) ist in verschiedenen Höhen anzuordnen (siehe z. B. Bild 48).

Turmschaft

Aerodynamischer Kraftbeiwert nach DIN 1056, A:1.3:

$$c_{fi} = \psi \cdot c_{f0,i}$$

Grundkraftbeiwert für kreiszylindrische Stahlbetonquerschnitte:

$$c_{f0,i} = 0,95$$

Abminderungsfaktor:

$$\psi = 0,65 + 0,0035 \cdot h/d$$

(h = Höhe des Schaftes, d = Außendurchmesser d_A in halber Höhe)

Bezugsfläche im Abschnitt i:

$$A_i = d_{A,i} \cdot \Delta h_i$$

Große Einzelantennen (Nenn-Windlast $W_{nom,i}$, Nenn-Windgeschwindigkeit $v_{nom,i}$)

$$W_i = \varphi_B \cdot q_i \cdot A_{eff,i}$$

mit

$$A_{eff,i} = 1600 \cdot W_{nom,i} / v_{nom,i}^2$$

Alternative:

$$W_i = \varphi_B \cdot c_{f,eff,i} \cdot q_i \cdot A_i$$

mit

$c_{f,eff,i}$ = Formbeiwert der Plattform-Umhüllenden

Berücksichtigung von Antennenbelegungen an der Schaftwand

$$\Delta W_i = \varphi_B \cdot q_i \cdot \Delta d_{eff,i} \cdot \Delta h_i$$

$\Delta d_{eff,i}$ nach Angabe des Bauherrn

Am Beispiel des Fernmeldeturms Sülfeld sind die einzelnen Elemente des Windlastansatzes gut erkennbar (Bild 48).

4.4 Weitere veränderliche Einwirkungen

4.4.1 Nutzlasten

a) Nutzlasten innerhalb des Schaftes:

Hierbei handelt es sich entweder um veränderliche Ausbaulasten oder um Verkehrslasten auf den Treppen.

Diese Lasten werden als Streckenlasten pro steigende Höheneinheit $q_{N,k}$ angesetzt, gegebenenfalls mit einer Exzentrizität e_N .

b) Nutzlasten auf den Plattformen:

Hierbei handelt es sich um die einzelnen Antennen sowie um Verkehrslasten.

Diese Nutzlasten werden in der Regel alternativ wie in Bild 49 angesetzt:

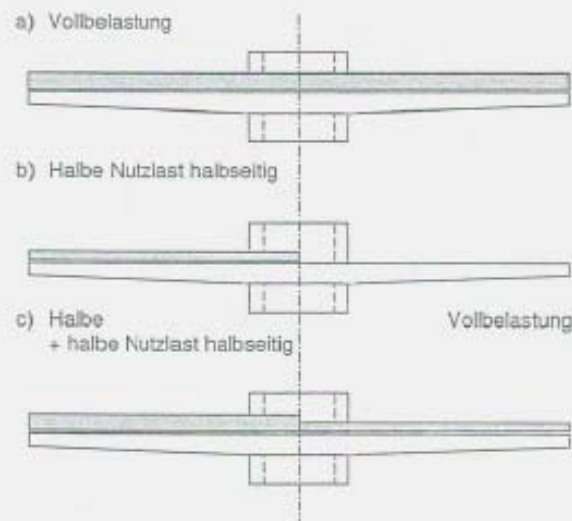


Bild 49. Anordnung von Nutzlasten auf Antennenplattformen

4.4.2 Temperatureinwirkungen

1) Verformungen aus einseitiger Sonneneinstrahlung brauchen nach DIN 1056, 7.6.1 nicht berücksichtigt zu werden (Kombinationsbeiwert $\psi_{0,T} \rightarrow 0$ bei Kombination mit Windlasten im Grenzzustand der Tragfähigkeit).

2) Temperaturgradient in der Schaftwand infolge unterschiedlicher klimatischer Verhältnisse nach DIN 1056, 7.6.1:

$$\Delta T = \pm 15 \text{ K}$$

Daraus ergibt sich ein thermischer Dehnungsgradient:

$$\epsilon_T = \pm \alpha_T \cdot \Delta T / 2 = \pm 15 \cdot 10^{-5} / 2 = \pm 0,075 \text{ ‰}$$

4.5 Verformungsberechnung

4.5.1 Elemente der Verformungsberechnung nach Theorie 2. Ordnung

- 1) Strukturmodell nach Abschnitt 4.1 mit Imperfektionen.
- 2) Spannungsdehnungslinien des Betons und des Betonstahls, einschließlich Zugversteifung (siehe Abschnitt 2.2) bzw. Biegemoment-Verkrümmungsbeziehungen (siehe Abschnitt 2.3).
- 3) Kritische Einwirkungskombinationen aus den ständigen Einwirkungen (Eigengewicht des Tragwerks und der ständigen Ausbaulasten) sowie den veränderlichen Einwirkungen nach den Abschnitten 4.3 und 4.4.1.

Imperfektionen

- a) Schiefstellung infolge von Ungenauigkeiten bei der Bauausführung:
 $\varphi_B = 1/500$ bzw. 0,002 DIN 1056, 8.2.1.2.
- b) Mögliche ungleichförmige Baugrundverformung (Fundamentverdrehung unter Dauerlast) abhängig vom Baugrund nach Angabe des Baugrundsachverständigen.
- c) Verformungen aus einseitiger Sonneneinstrahlung brauchen nicht berücksichtigt zu werden (siehe Abschnitt 4.5.2).

4.5.2 Einwirkungskombinationen im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Nach DIN 1055-100, 9.4 [36] gilt das folgende Format für die Grundkombination:

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} \oplus \gamma_P \cdot P_k \oplus \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right\}$$