

ZAVÁDĚNÍ EN 1992-1-1: „NAVRHOVÁNÍ BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ“ DO PRAXE - ZÁKLADY

INTRODUCTION OF EN 1992-1-1 „DESIGN OF CONCRETE STRUCTURES“ TO PRACTICE - FOUNDATIONS

SERIÁL
EN 1992

JAROSLAV PROCHÁZKA,
ALENA KOHOUTKOVÁ

Tento příspěvek, který je pokračováním částí uveřejněných v předchozích číslech časopisu, je věnován problematice navrhování základů.

This paper, following the introductory parts published in the previous numbers of this journal, is devoted to design of foundations.

Článek pojednává o betonových základových konstrukcích z hlediska doporučení uváděných v EN 1992-1-1 [1]. Uspořádání a rozměry základových konstrukcí musí být v prvé řadě navrženy z hlediska geotechnického s přihlédnutím k EN 1997-1, jak je uvedeno v [2]. Dále je třeba ověřit základové konstrukce z hlediska únosnosti a použitelnosti materiálu,

ze kterého budou základové konstrukce vyrobeny. Norma EN 1992-1-1 [1] uvádí základní informace týkající se doporučených postupů pro návrh některých typů betonových základů a interakce nadzákladové konstrukce, základu a podloží (zeminy), kterou musíme respektovat při návrhu některých základů. Výpočetní modely zemin používaných v současném softwaru jsou uvedeny v [3].

INTERAKCE KONSTRUKCE S PODLOŽÍM

Plošné základové konstrukce

Interakce základové půdy, základu a nadzákladové konstrukce

Při návrhu by měla být uvažována interakce základové půdy, základu a nadzákladové konstrukce vzhledem k tomu, že

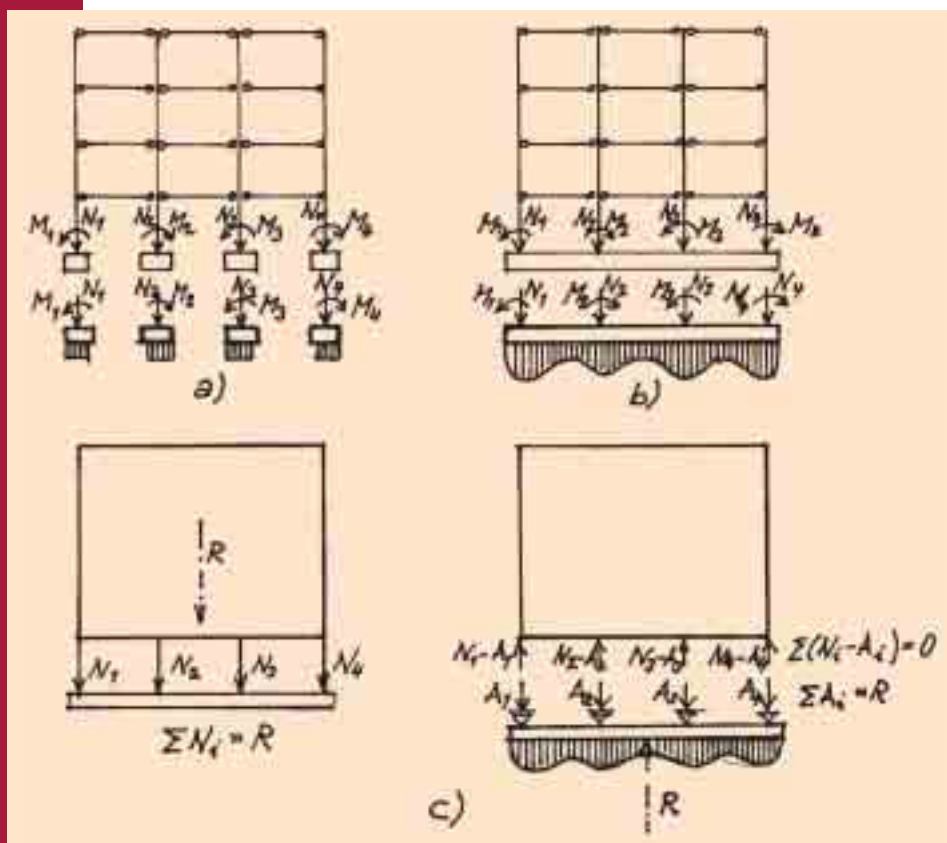
průběh kontaktních napětí pod základy a síly působící v nadzákladové konstrukci závisí na poměrných sednutích.

Při řešení tohoto problému lze vycházet z podmínky, aby posunutí a odpovídající reakce podloží a konstrukce byly kompatibilní. Při řešení vycházejícím z této podmínky se však vyskytuje mnoho nejistot daných historií zatížení, účinky dotvarování apod. Z tohoto důvodu se v praxi používají různé úrovně výpočtů v závislosti na stupni idealizace mechanických modelů.

Pokud lze nadzákladovou konstrukci považovat za poddajnou, pak přenášené zatížení nezávisí na poměrných sednutích, protože konstrukce nemá žádnou tuhost. V tomto případě zatížení od nadzákladové konstrukce je známé a problém se redukuje pouze na výpočet základu na deformovaném podloží (obr. 1a, b).

Pokud lze nadzákladovou konstrukci považovat za tuhou, lze neznámé zatížení základu stanovit z podmínky, že výsledné sednutí základů leží v rovině (obr. 1c). V tomto případě se však musí posoudit, zda tuhost nadzákladové konstrukce zůstane zachována až do dosažení mezního stavu únosnosti. Další zjednodušení lze uvažovat, pokud základový systém je možno považovat za tuhý nebo podloží za velmi tuhé. V obou uvedených případech lze zanedbat poměrná sednutí a uvažovat zatížení základu vyplývající z nadzákladové konstrukce.

Pro stanovení přibližné tuhosti konstrukčního systému lze porovnat sruženou tuhost základu, nadzákladových rámových prvků a ztužujících stěn s tuhostí podloží. Na základě poměrné tuhosti lze stanovit, zda základ nebo konstrukční systém lze považovat za tuhý nebo poddajný. U pozemních staveb lze poměrnou tuhost K_R stanovit ze vztahu



Obr. 1 Výpočet základů u poddajné a tuhé nadzákladové konstrukce

Fig. 1 Analysis of a foundation in case of flexible and rigid superstructure

$$K_R = \frac{(EJ)_s}{EI^3}, \quad (1)$$

kde $(EJ)_s$ je přibližná hodnota ohybové tuhosti vztažená na jednotku šířky uvažované budovy stanovená sumací ohybové tuhosti základu, rámových prvků a ztužujících stěn, E modul deformace podloží a l délka základu.

Pokud je poměrná tuhost K_R větší než 0,5, lze konstrukční systém považovat za tuhý.

Úrovně výpočtu

Pro účely návrhu lze uvažovat čtyři úrovně výpočtu:

Úroveň 0 – na této úrovni lze předpokládat lineární rozdělení kontaktního napětí v základové spáře. Při použití úrovně 0 musí být splněny následující podmínky:

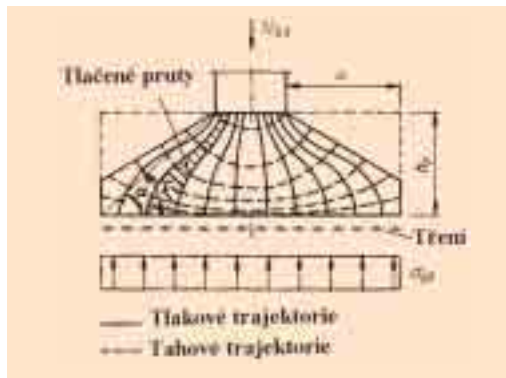
- kontaktní napětí nesmí přesáhnout návrhové hodnoty v mezních stavech únosnosti i použitelnosti;
- v mezním stavu použitelnosti nesmí být konstrukční systém ovlivněn sedáním, nebo rozdíly hodnot sedání nejsou významné;
- v mezním stavu únosnosti musí být konstrukční systém schopen plasticky se deformovat tak, aby rozdíly v sednutích neovlivnily návrh.

Úroveň 1 – kontaktní napětí v základové spáře lze stanovit s přihlédnutím k poměrné tuhosti základu a zeminy a zkontrolovat, zda výsledné deformace jsou v přijatelných mezích. Při použití této úrovně musí být splněny následující podmínky:

- na základě zkušeností prokázat, že použitelnost konstrukce není ovlivněna deformací zeminy;
- v mezním stavu únosnosti musí být konstrukční systém dostatečně duktilní.

Úroveň 2 – na této úrovni je třeba uvažovat vliv deformace základu a nadzákladovou konstrukci. Nadzákladovou konstrukci je třeba vyšetřit při uvažování vynucených deformací vyplývajících z přetvoření základu, aby se stanovila úprava sil působících na základu. Pokud výsledné úpravy jsou významné (tj. $> |10| \%$), pak by měla být použita úroveň 3.

Úroveň 3 – na této úrovni je třeba uvažovat kompletní interakční postup při uvažování nadzákladové konstrukce, základů a podloží.



Obr. 2 Model působení základu z prostého betonu

Fig. 2 Model of behaviour of unreinforced footing

Nerovnoměrné sedání

Nerovnoměrné sedání konstrukce, způsobené sednutím základové zeminy, lze považovat za stálé zatížení G_{set} . Obecně G_{set} se uvažuje jako vynucené přetvoření konstrukce, které je vyjádřeno rozdíly (vztaženými k referenční úrovni) v sedání mezi jednotlivými základy, nebo částmi základů $d_{set,i}$ (i označuje jednotlivý základ nebo část základu).

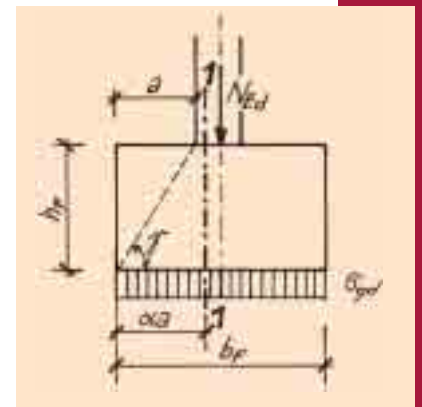
Účinky nerovnoměrného sedání by se měly uvažovat při ověřování mezních stavů použitelnosti. V mezních stavech únosnosti by se tyto účinky měly uvažovat pouze v případě, kde jsou významné, nemusí se uvažovat, pokud konstrukční prvky jsou duktilní s dostatečnou rotační kapacitou. Pokud se nerovnoměrné sedání zavádí do výpočtu, je třeba použít dílčí součinitel spolehlivosti zatížení uvedený v EN 1990.

Pilotové základy

Pokud je základová patka podepřená pilotami tuhá, lze předpokládat lineární průběh sedání jednotlivých pilot, který je závislý na pootočení základové patky. Pokud je pootočení rovno nule, může být zanedbáno a lze předpokládat stejné hodnoty sednutí pilot. Neznámé síly v pilotách a sednutí skupiny, lze stanovit z podmínek rovnováhy.

Pokud je základová deska podporována pilotami, pak vzniká interakce nejen mezi základovými deskami, ale též mezi deskou a pilotami; v tomto případě neexistuje jednoduchý způsob výpočtu.

U skupiny pilot zatížených vodorovným zatížením, je třeba uvažovat nejen vodorovnou tuhost obklopující zeminy a pilot, ale též jejich osovou tuhost (tj. vodorovné



Obr. 3 Nevztužené patkové základy

Fig. 3 Unreinforced pad footings

zatížení skupiny pilot vyvolá tah a tlak v krajních pilotách).

ZÁKLADOVÉ PATKY A PÁSY POD STĚNAMI

Patky a pásy pod stěnami z prostého betonu

Patkový základ z prostého betonu se chová jako tlustá deska, u které převládá stěnové, popř. prostorové namáhání a pro případný vznik trhlin a tudíž i dosažení meze únosnosti, jsou rozhodující hlavní napětí v betonu v tahu.

V mezním stavu únosnosti se přenáší tlaková síla N_{sd} (působící v dosedací ploše sloupu) tlakem pruty do spodní části základu. Únosnost těchto tlakem působících prutů závisí podstatně na tahovém napětí působícím kolmo k těmto prutům. Tahové napětí vzrůstá se zmenšujícím se úhlem sklonu α (obr. 2 – viz [4]). Toto napětí je částečně zmenšováno aktivací třecí síly působící v úrovni základové spáry.

Pro patkové základy z prostého betonu (obr. 3) je možno na základě zkoušek vyjádřit podmínku pro výšku základu

$$h_f = 1,176a \sqrt{\frac{3\sigma_{gd}}{f_{ctd}}}, \quad (2)$$

V normě je uveden vztah

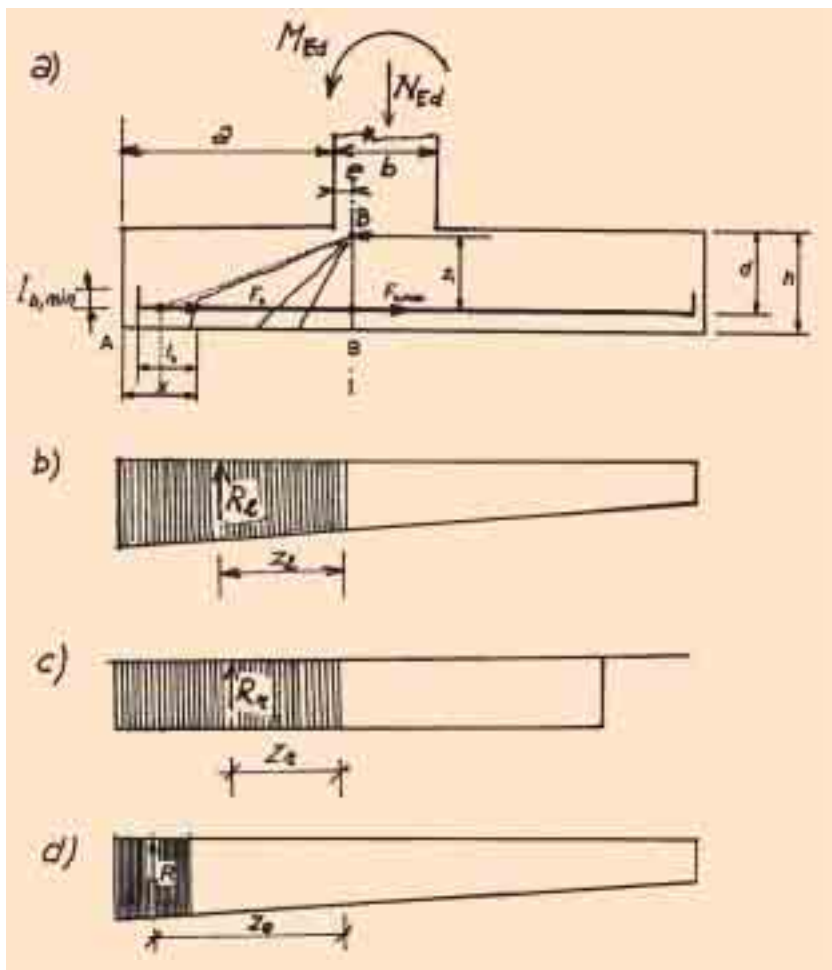
$$0,85 h_f / a = \sqrt{3 \sigma_{gd} / f_{ctd}}, \quad (3)$$

ktejž lze odvodit ze vztahu (2).

Norma dovoluje jako zjednodušení použít vztah

$$h_f = 2 a, \quad (4)$$

což odpovídá úhlu roznášení zatížení $\gamma \cong 63^\circ$.



Obr. 4 Model působení patkového základu ze železobetonu

Fig. 4 Model of behaviour of reinforced pad footing

vení výztuže lze určit z podmínek rovnováhy při současném uvážení účinků šikmých trhlin podle obr. 4a.

Tahová síla pro návrh výztuže tedy bude

$$F_{s,max} = R_l \cdot \frac{z_l}{z_i} \quad (\text{obr. 4b}), \text{ popř.}$$

$$F_{s,max} = R_r \cdot \frac{z_r}{z_i} \quad (\text{obr. 4c}), \quad (5a, b)$$

kde R_l (R_r) je výslednice kontaktních tlakových napětí v základové půdě na délce $(\sigma + e)$, z_l (z_r) je rameno vnějších sil, z_i rameno vnitřních sil, tj. vzdálenost mezi silou ve výztuži a vodorovnou silou F_c , a F_c tlaková síla odpovídající maximální tahové síle $F_{s,max}$.

Ramena z_e a z_i lze určit s ohledem na nutné tlakové oblasti pro síly R_l (R_r) a $F_{s,max}$. Zjednodušeně mohou být z_l (z_r) a z_i určeny za předpokladu, že $e = 0,15 b$ a $z_i = 0,9 d$. Navržená výztuž musí splňovat podmínku minimálního vyztužení.

Tahovou sílu F_s působící na délce x od okraje základu (obr. 4a, d), která musí být zakotvena v betonu u okraje patky, stanovíme obdobně jako v předchozím

$$F_s = R \cdot \frac{z_e}{z_i}, \quad (5c)$$

kde R je výslednice kontaktních tlakových napětí v základové půdě na délce x a z_e rameno vnějších sil.

Pro ukotvení síly F_s rovnými výztužnými pruty je potřebná kotevní délka l_b . Pokud od konce prutu až do vzdálenosti x od okraje základu je vzdálenost větší nebo rovna l_b , síla F_s je ukotvena (obr. 4a); doporučuje se však ještě odehnout prutu směrem vzhůru na délku $l_{b,min}$ (stanovení $l_{b,min}$ viz [6]). Pokud uvedená délka je menší než l_b , musí být pruty buď ohnuty vzhůru, nebo opatřeny koncovým kotevním zařízením. Pro přímé pruty bez koncového kotvení je minimální hodnota x nejkritičtější, zjednodušeně lze předpokládat, že $x_{min} = h/2$. Pro jiné typy kotvení mohou být kritičtější vyšší hodnoty x .

Obr. 5 Kontrolovaný průřez u patkových základů

Fig. 5 Control section in a pad footings

Zjednodušeně si lze představit, že odstupek základové patky působí jako konzola vetknutá v teoretickém řezu 1 – 1 (obr. 3), zatížená zespodu návrhovou hodnotou normálového napětí v základové spáře $\sigma_{gd} = N_{Ed} / (b_f l_f)$. Ve vetknutí konzoly vzniká ohybový moment $M_{Ed} = 0,5 \sigma_{gd} l_f (\alpha a)^2$; moment únosnosti v teoretickém řezu je $M_{Rd} = f_{ctd} l_f b_f h_f^2 / 6$. Z porovnání obou hodnot můžeme stanovit

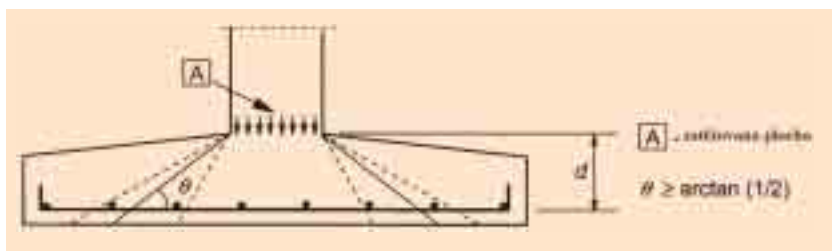
$$h_f = \alpha a \sqrt{3 \sigma_{gd} / f_{ctd}}; \quad (2a)$$

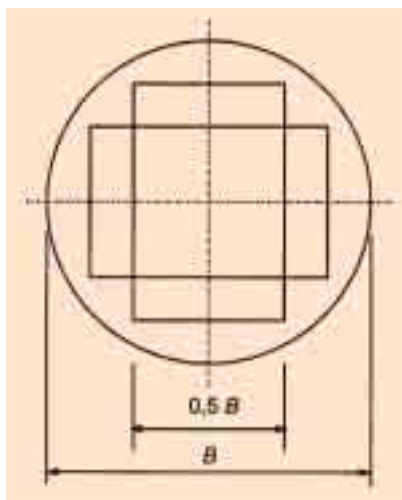
při porovnání ze vztahem (2) obdržíme $\alpha = 1,176$. Myšlený teoretický řez by ležel za lícem sloupu ve vzdálenosti $0,176 a$. Další podrobnosti jsou uvedeny v [5].

Patky a pásy pod stěnami ze železobetonu

U železobetonového patkového základu tahovou sílu přenáší výztuž. Zjednodušeně si můžeme představit, obdobně jako u patkových základů z prostého betonu, že odstupek základové patky působí jako konzola vetknutá v teoretickém řezu B–B (obr. 4a), zatížená ze spodu návrhovou hodnotou normálového napětí v základové spáře. Při namáhání základové patky normálovou silou N_{Ed} a ohybovým momentem M_{Ed} můžeme uvažovat rozdělení napětí v základové spáře buď lichoběžníkové (obr. 4b), nebo zjednodušeně rovnoměrné na části základové plochy (těžiště plochy je shodné s působištem síly N_{Ed} ; obr. 4c).

Tahovou sílu ve výztuži pro návrh a kot-





Obr.6 Ortogonální výztuž v plošném kruhovém základu

Fig. 6 Orthogonal reinforcement in circular spread footing

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} \quad (6)$$

Při stanovení hodnoty ΔV_{Ed} je třeba od reakce půdy odečíst vlastní tíhu deskové patky uvnitř kontrolovaného obvodu u_i kritického průřezu, který je zpravidla ve vzdálenosti a_i menší než $2d$ od líce sloupu. Dále je nutné hledat kritický průřez pro obvod u_i (obr. 2), ve kterém je rozdíl ($v_{Rdi} - v_{Edi}$) minimální, tj.

$$(v_{Rdi} - v_{Edi})_{min} \quad (7)$$

kde v_{Edi} je smykové napětí na zvoleném kontrolovaném obvodu u_i , dané vztahem

$$v_{Ed} = \beta V_{Ed,red} / (u_i d) \quad (8)$$

a v_{Rdi} je ekvivalentní smyková pevnost ve zvoleném kontrolovaném obvodu daná vztahem

$$v_{Rdi} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} (2 d / a_i) \geq v_{min} (2 d / a_i) \quad (9)$$

Další značky jsou vysvětleny v [7]. Příklad posouzení základové patky na protlačení lze nalézt v [8].

Hlavní výztuž by měla být zakotvena v souladu se základními zásadami pro kotvení podélné a příčné výztuže [6]. Norma předepisuje minimální průměr výztuže – měla by být použita výztuž o průměru větším než d_{min} , jehož hodnota bude určena v Národní příloze (NP); doporučená hodnota je 8 mm.

Hlavní výztuž kruhového základu může být ortogonální a soustředěna do středu patky na šířku 50 % \pm 10 % průměru patky (obr. 6). V tomto případě jsou ne-

vyztužené části základu pro účely návrhu považovány za prostý beton. Pokud účinek zatížení vyvolá tah při horním povrchu základu, mělo by být výsledné napětí posouzeno a podle potřeby zachyceno výztuží.

Patky na skalním podloží

Pokud kontaktní napětí q v základové spáře v mezním stavu únosnosti překročí hodnotu q_2 , má se v patce navrhout odpovídající příčná výztuž pro zachycení příčných tahových napětí. Tato výztuž má být rozmístěna pravidelně na výšce h (obr. 7). Použitá výztuž má mít průměr nejméně d_{min} . Hodnoty q_2 a d_{min} budou určeny v NP, doporučené hodnoty jsou 5 kN/m² a 8 mm. Tahová síla může být určena ze vztahu

$$F_s = 0,251 \left(1 - \frac{c}{h}\right) N_{Ed} \quad (10)$$

kde h je menší z hodnot b a H .

Patky s prohlubněmi

Zvláštní doporučení pro patky s prohlubněmi (kalichové patky) jsou uvedeny v pokynech pro prefabrikáty. Betonové prohlubně (kalichy) musí přenést svíslé síly, ohybové momenty a vodorovné posouvající síly ze sloupů do základové půdy. Musí být dostatečně velké, aby bylo možno dobře vyplnit spáru kolem sloupu a pod ním. Jsou rozlišovány prohlubně s hladkými a profilovanými povrchy.

Profilované povrchy

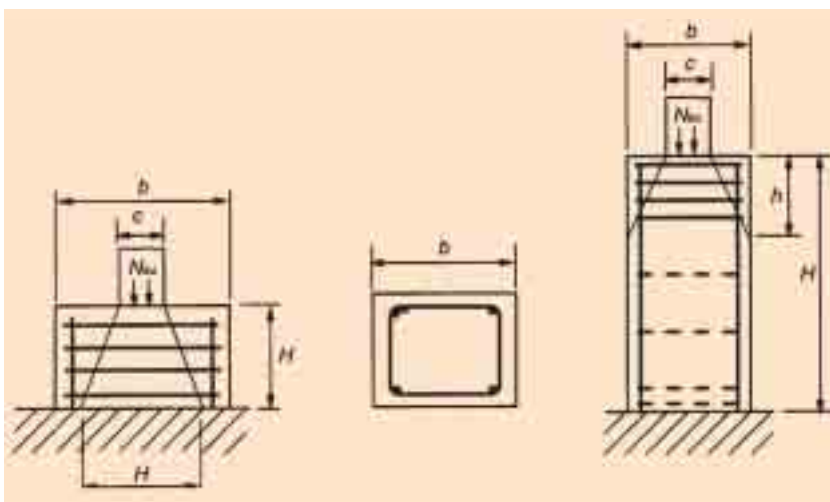
Pokud jsou povrchy záměrně zazubené nebo jinak profilované, základ lze považovat za monoliticky spojený se sloupem. V místech, kde vznikají svíslé tahové síly vli-

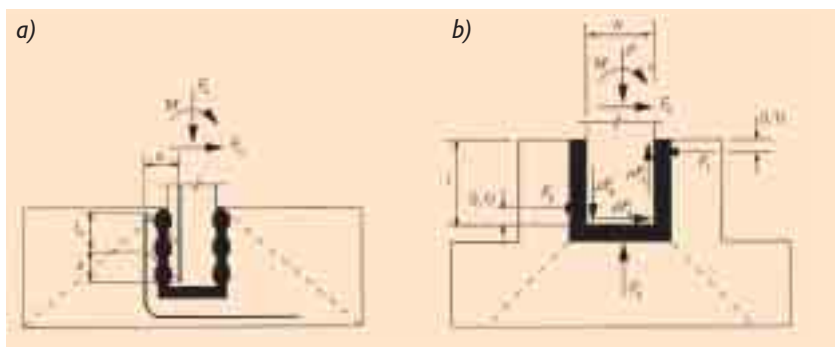
Deskové patkové základy musí být ověřeny i z hlediska protlačení. Důležitým rozdílem mezi protlačáním desek kolem sloupů a protlačáním základových konstrukcí zatížených sloupy, je významná opačně působící reakce zeminy. Dalším rozdílem je vzdálenost okrajů smykové plochy od obvodu sloupu, která je obecně značně menší než je vzdálenost inflexních bodů od obvodu sloupu u desek podporovaných sloupy. V důsledku svíslé reakce zeminy, sklon plochy protlačení u základových konstrukcí bývá strmější než u desek podporovaných sloupy. Z tohoto důvodu je nutno u základových konstrukcí zatížených sloupy hledat kontrolovaný průřez na protlačení (obr. 5). Únosnost v protlačení se tedy mění v závislosti na vzdálenosti kontrolovaného obvodu od obvodu sloupu, tj. v závislosti na sklonu plochy protlačení.

Smyková plocha protlačení není dána normou pevně stanoveným kontrolovaným obvodem průřezu na protlačení, jak je tomu u běžných desek zatížených osamělými břemeny, ale tento obvod se musí stanovit z podmínky minimálního rozdílu smykového napětí od návrhového zatížení a ekvivalentní smykové pevnosti průřezu na protlačení. U deskových patek je tedy posouvající síla v protlačení rovna normálové síle v sloupu V_{Ed} , redukované reakcí zeminy pod smykovým kuželem ΔV_{Ed} , tj.

Obr. 7 Výztuž zachycující příčné síly v patkách na skalním podloží; a) patka s $h \geq H$, b) vodorovný řez, c) patka s $h < H$

Fig. 7 Splitting reinforcement in footings on rock; a) footing with $h \geq H$, b) horizontal section, c) footing with $h < H$





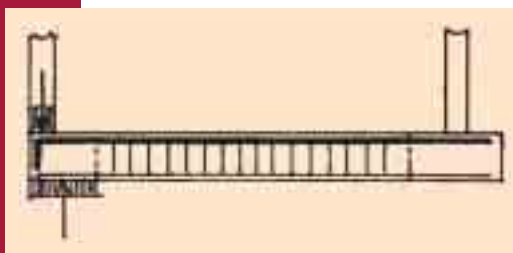
Obr. 8 Základy s prohlubněmi; a) se zazubeným povrchem, b) s hladkým povrchem

Fig. 8 Pocket foundations; a) with keyed joint surface, b) with smooth joint surface

ve směru ohybového momentu, je nutno pečlivě navrhnout uspořádání přesahů výztuže s ohledem na to, že přesahující pruty jsou od sebe vzdáleny. Délka přesahu má být zvětšena alespoň o vodorovnou vzdálenost mezi prutem ve sloupu a prutem v základu (obr. 8a). V místě přesahu má být přiměřená vodorovná výztuž. Pokud je ověřeno přenášení smyku mezi sloupem a základem, může se posoudit protlačení stejným způsobem jako v případě monolitického spojení mezi sloupem

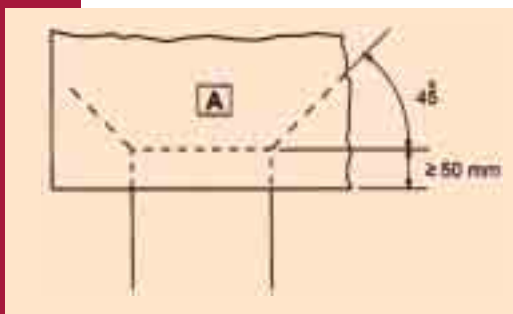
Obr. 9 Základová ztužidla

Fig. 9 Tying systems



Obr. 10 A – tlačená oblast zvyšující kotvení únosnost

Fig. 10 A – compressed area increasing the anchorage capacity



a základem naznačeným v obr. 8a. Jinak je základ navrhován na protlačení, jako u prohlubní s hladkým povrchem (obr. 8b).

Hladké povrchy

Síly a ohybový moment jsou přenášeny ze sloupu do základu tlakovými silami F_1 , F_2 a F_3 prostřednictvím výplňového betonu a odpovídajících třecích sil (obr. 8b). Pro použití tohoto modelu musí platit $l \geq 1,2 h$. Součinitel tření nemá být větší než $\mu = 0,3$. Zvláštní pozornost má být věnována těmto otázkám:

- konstrukčnímu uspořádání výztuže pro přenesení F_1 v horní části stěn prohlubně,
- přenesení síly F_1 podél bočních stěn do základu,
- kotvení hlavní výztuže ve sloupu a ve stěnách prohlubně,
- únosnosti ve smyku části sloupu uvnitř prohlubně,
- únosnosti v protlačení desky pod sloupem, kde může být vzato v úvahu spolupůsobení dobetonávky pod prefabrikovaným sloupem.

Základová ztužidla

Pokud je třeba u okraje budovy navrhnout základy, které nesmí přesahovat obvod budovy, pak lze navrhnout spojení těchto základů s vnitřními základy pomocí nosníků – základových ztužidel. Účelem těchto nosníků je vyloučení výstřednosti zatížení působícího na vnější základy (obr. 9).

Tab. 1 Doporučená minimální průřezová plocha podélné výztuže pilot betonovaných na místě

Tab. 1 The recommended minimal section area of the longitudinal reinforcement of piles concreted in situ

Plocha příčného řezu piloty A_c	Minimální plocha podélné výztuže $A_{s, \text{bmin}}$
$A_c \leq 0,5 \text{ m}^2$	$A_s \geq 0,005 A_c$
$0,5 \text{ m}^2 < A_c \leq 1,0 \text{ m}^2$	$A_s \geq 2500 \text{ mm}^2$
$A_c > 1,0 \text{ m}^2$	$A_s \geq 0,0025 A_c$

Nosníky mají být navrženy na ohybové momenty a posouvající síly. Minimální průměr použité výztuže je d_{min} , jehož hodnota bude určena v NP; doporučená hodnota je 8 mm. Nosníky mají být navrženy na svislé zatížení q_1 v případě, že na ně mohou působit účinky hutního zařízení. Hodnota q_1 je určena v NP, doporučená hodnota je 10 kN/m^2 .

PILOTOVÉ ZÁKLADY

Piloty betonované na místě

Pro piloty betonované na místě, norma uvádí doplňující požadavky, které by měly

Literatura:

- [1] prEN 1992-1-1: 2001 Navrhování betonových konstrukcí. Část 1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby (Final Draft – December 2003)
- [2] Lamboj, L.: Eurocode 1997-1, in: Beton TKS roč. 4, 2004, č. 4, s. 50–52, ISSN 1213-3116
- [3] Salák, J.: Materiálové modely zemin používané v současném software, in: Beton TKS roč. 4, 2004, č. 4, s. 54–56, ISSN 1213-3116
- [4] Litzner H. U.: Grundlagen der Bemessung nach Eurocode 2 – Vergleich mit DIN 1045 a DIN 4227. In : Betonkalender 1994, Ernst u. Sohn, str. 790–791
- [5] Procházka J.: Zavádění EN 1992-1-1 „Navrhování betonových konstrukcí“ do praxe – Navrhování konstrukcí z prostého a slabě vyztuženého betonu, in: Beton TKS roč. 4, 2004, č. 3, s. 56–60, ISSN 1213-3116
- [6] Procházka J., Filipová J., Kohoutková A.: Zavádění EN 1992-1-1 „Navrhování betonových konstrukcí“ do praxe – Konstrukční úpravy výztuže, zásady vyztužování prvků, in: Beton TKS roč. 3, 2003, č. 6, s. 42–47, ISSN 1213-3116
- [7] Procházka J., Krátký J.: Zavádění EN 1992-1-1 „Navrhování betonových konstrukcí“ do praxe – Mezni stavby porušení smykem, kroucením, protlačení, in: Beton TKS roč. 3, 2003, č. 4, s. 46–51, ISSN 1213-3116
- [8] Procházka J., Krátký J.: „Protlačení základových patek“; in: Sborník konference Betonářské dny 2003, prosinec 2003, Pardubice, str. 162–202, ČBS ČSSI, ISBN 80-239-1840-0

být respektovány při jejich návrhu. Požadavky se týkají rozměrů průřezu a procesu betonování piloty. Hodnota průměru používaná ve výpočtech u pilot betonovaných na místě bez trvalého pažení, by měla být:

- pokud je $d_{nom} < 400$ mm,
 $d = d_{nom} - 20$ mm,
 - pokud je $400 \text{ mm} \leq d_{nom} \leq 1000$ mm,
 $d = 0,95 d_{nom}$,
 - pokud je $d_{nom} > 1000$ mm,
 $d = d_{nom} - 50$ mm,
- kde d_{nom} je jmenovitý průměr piloty.

Vrtané piloty

Ustanovení platí pro vyztužené piloty. Pro piloty bez výztuže platí ustanovení pro prostý beton. Důležitý je volný pohyb betonu kolem výztuže; proto uspořádání výztuže, výztužných košů a všech připojených vložek musí být takové, aby tento volný pohyb betonu vložená výztuž neomezila. Vrtané piloty s průměrem nepřesahujícím h_1 , mají být opatřeny minimální podélnou výztuží $A_{s,bpmin}$ uspořádanou po obvodě průřezu. Hodnoty h_1 a $A_{s,bpmin}$ budou určeny v NP, doporučené hodnoty jsou 600 mm a $A_{s,bpmin}$ je uvedena v tab.1.

Minimální průměr podélných prutů je d_2 , jejich počet n_1 a světlá vzdálenost sou-

sedních prutů měřená po obvodě je s_1 . Hodnoty d_2 , n_1 a s_1 budou určeny v NP, doporučené hodnoty jsou 16 mm, 6 mm a 200 mm. Konstrukční uspořádání podélné a příčné výztuže vrtaných pilot uvádí EN 1536.

Základy podepřené pilotami

Patka podepřená pilotami musí být dostatečně tuhá a musí přenášet zatížení ze sloupu do pilot a má mít dostatečnou výšku pro zakotvení výztuže sloupu a pilot.

Vzdálenost vnějšího okraje piloty od okraje základu by měla být taková, aby síly v tažených částech základu mohly být dostatečně zakotveny. Je třeba uvažovat i očekávanou odchylku polohy piloty na staveništi.

Vyztužení patky podepřené pilotami by mělo být stanoveno pomocí analogického prutového modelu (strut-and-tie model) nebo pružnými metodami, pokud je to vhodné.

Hlavní tahová výztuž přenášející účinky zatížení by měla být soustředěna v oblastech napětí mezi hlavami pilot. Měla by být použita výztuž o průměru větším než d_{min} , jehož hodnota bude určena v NP; doporučená hodnota je 8 mm. Jestliže plocha této výztuže je rovna aspoň mini-

mální výztuži, mohou být vynechány rovnoměrně rozmístěné pruty podél spodního povrchu prvku. Rovněž není třeba výztuž po stranách a u horního povrchu, pokud nemohou v těchto částech prvku vzniknout tahy.

K ukotvení tahové výztuže mohou být použity příčné přivařené pruty. V takovém případě lze přivařený prut považovat za součást příčného vyztužení v kotevní oblasti uvažovaného výztužného prutu.

Lze předpokládat, že tlak vyvozený podporovou reakcí piloty se roznášá pod úhlem 45° od okraje piloty (obr. 10). Tento tlak je možno uvažovat při výpočtu kotevní délky.

Tento příspěvek byl vypracován za podpory VZ MSM 210000001.

Prof. Ing. Jaroslav Procházka, CSc.
tel.: 224 354 633

e-mail: proch@beton.fsv.cvut.cz

Doc. Ing. Alena Kohoutková, CSc.
tel.: 224 353 740

e-mail: akohout@fsv.cvut.cz

oba: Katedra betonových konstrukcí a mostů
FSV ČVUT

Thákurova 7, 166 29 Praha 6
fax: 233 335 797

Dokončení článku ze strany 49

ZÁVER

Velká únosnost, malá spotřeba materiálu a prakticky možnost volby ľubovolného

tvary škrupiny, umožňuje návrh a realizáciu náročných a estetických stavieb.

V tomto príspevku je popísaný nový postup pri výrobe škrupinových konštrukcií zakrivených v dvoch rovinách. Vyžaduje sa pri tom materiál, ktorý je v štádiu prí-

pravy v tekutej forme a po zatvrdnutí dosahuje potrebné pevnosti v tlaku.

Pri praktickom použití je možné uvedeným spôsobom navrhnuť a vyrobiť železobetónové škrupiny s rozponom až do 80 m a z ľadu až do rozponu 30 m. V zimnom období sa plánuje zhotovenie ľadovej škrupiny s rozponom ca. 20 m.

Do budúcnosti sa plánuje uvedeným postupom vyrobiť škrupiny, ktoré majú iné formy kruhového výseku (obr. 11) ako aj vyskúšanie iných tvarov škrupín (napr. škrupiny s negatívnou Gausovou krivostou). Architekti Drexler a Schwarz vo svojej diplomovej práci [8] navrhujú rôzne estetické formy škrupín, ktoré je možné vyrobiť uvedeným postupom ako ľadové škrupiny vystužené sklenenými vláknami.

O. Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Johann Kollegger
sek212@pop.tuwien.ac.at

Dipl.-Ing. Clemens Preisinger
cpre@pop.tuwien.ac.at

Dipl.-Ing. Dr. techn. Vladimír Benko
vbenko@pop.tuwien.ac.at

všichni: Institut für Stahlbeton- und Massivbau
Karlsplatz 13, A-1040 Wien

Literatura:

- [1] Dischinger F.: Fortschritte im Bau von Massivkuppeln; Bauingenieur Heft 10; 362–366; 1925
- [2] Dischinger F.; Finsterwalder U.: Die weitere Entwicklung der Schalenbauweise „Zeiss-Dywidag“; Beton und Eisen 16, Heft 7/8, 10–12, 14–16; 1932
- [3] Isler H.: New shapes for shells. International Colloquium an Construction Processes of Shell Structures; Madrid; 1959
- [4] Ramm E.; Schunck E.: Heinz Isler-Schalen, Katalog zur Ausstellung; Karl Krämer; Stuttgart; 1986
- [5] Kollegger J.; Preisinger C.: Verfahren zur Herstellung von zweifach gekrümmten Schalen; Patentanmeldung;

- Österreichisches Patentamt; 2004
- [6] Harrer J.: Herstellung einer zweifach räumlich gekrümmten Stahlbetonschale ohne Verwendung von Lehrgerüst und Schalung; Diplomarbeit; TU-Wien; 2004
- [7] Kaulfus M.: Verfahren zur Herstellung von zweifach räumlich gekrümmten Schalen aus Eis; Diplomarbeit; TU-Wien; 2004
- [8] Drexler T, Schwarz C.: Temporäre Eventarchitektur mit Flächentragwerken aus Eis-Glasfaser-Verbundwerkstoff. Diplomarbeit TU-Wien 2004
- [9] Kraus K: PHOTOGRAMMETRIE – Band 1, Geometrische Informationen aus Photographien und Laserscanneraufnahmen, 7. Auflage, Berlin: Walter de Gruyter Verlag