

INTERAKČNÍ DIAGRAM PRO PROSTÝ BETON PODLE ČSN EN 1992-1-1

INTERACTION DIAGRAM FOR UNREINFORCED CONCRETE ACCORDING TO ČSN EN 1992-1-1

MICHAL SEDLÁČEK, JIŘÍ KRÁTKÝ

ÚVOD

Definitivní ostění tunelových staveb je v České republice většinou navrhováno z vyztuženého betonu. To však přináší komplikace v podobě časové náročnosti a vysoké pracnosti při ukládání výztuže. Další nepříjemnou skutečností je trvale rostoucí cena betonářské oceli.

Při navrhování definitivního ostění je tedy nutné hledat nové přístupy, které by neobsahovaly výše uvedené technologické komplikace a současně snížily náklady na výstavbu.

Jedním z takovýchto přístupů je návrh a provádění definitivního ostění z prostého betonu. Tento přístup je ve světě zcela běžný a byl použit například při výstavbě Eurotunelu pro komoru křížení v hloubce 80 m pod hladinou moře, či při výstavbě silničního tunelu Strenger (Rakousko).

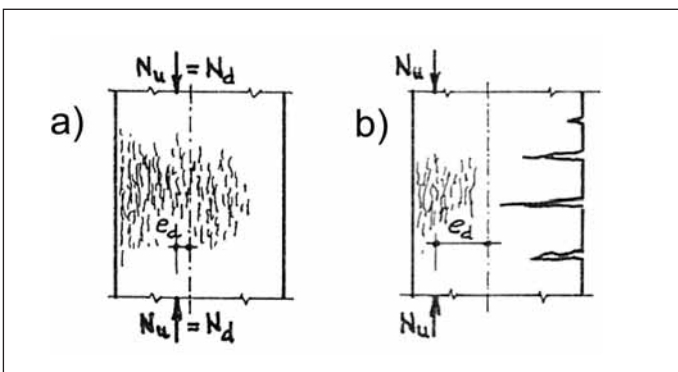
V České republice je dnes tento přístup spíše výjimkou. V poslední době jsou u nás touto technologií postaveny pouze dva tunely, železniční tunely Nového spojení (Vítkovské) a dálniční tunel Libouchec. Dá se předpokládat, že s přibývajícím množstvím dobrých zkušeností s výstavbou nevyztužených ostění tunelů poroste úměrně i důvěra investorů v prostý beton.

Od prosince 2006 začala v České republice platit nová betonářská norma ČSN EN 1992-1-1, Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby [1]. Norma stanovuje kromě jiného také základní vztahy pro navrhování a posuzování konstrukcí z prostého betonu. Tento článek si klade za cíl seznámit čtenáře se základními vztahy pro posuzování průřezu z prostého betonu na kombinaci ohybového momentu a normálové síly podle mezního stavu únosnosti (MSÚ).

CHOVÁNÍ KONSTRUKCÍ Z PROSTÉHO BETONU PŘI MSÚ

K porušení konstrukcí z prostého betonu může dojít prakticky dvěma způsoby:

- 1) rozdrčením tlačeného betonu při normálové síle působící:
 - a) dostředně nebo mimostředně, ale v jádru průřezu, zpravidla bez vzniku trhliny od ohybu v betonovém průřezu (obr. 1a),
 - b) mimostředně mimo jádro průřezu, ale uvnitř celého obvodu průřezu, přičemž lze připustit vznik ohybové trhliny i její nomezené otevření (obr. 1b),
- 2) vznikem trhliny při normálové síle působící mimo obvod průřezu, přičemž únosnost průřezu je závislá na pevnosti betonu v tahu za ohybu a trhlina nesmí vzniknout při MSÚ, který je současně i mezním stavem vzniku trhliny (MSVT), aby v kritickém průřezu mohla nastat rovnováha vnitřních sil (obr. 2).



Obr. 1 Tlakové porušení prvku z prostého betonu (podle [3])
Fig. 1 Compressive failure of an unreinforced concrete element (according to [3])

INTRODUCTION

Reinforced concrete final liners of tunnel structures are required in the majority of designs in the Czech Republic. But this solution is associated with complications in terms of the consumption of time and high labour intensiveness in the reinforcement placement phase. Another unpleasant reality is the continually rising cost of reinforcing steel.

It is therefore necessary for the final lining designer to seek new approaches, such which would not involve the above-mentioned engineering complications and, at the same time, would reduce the construction costs.

The use of unreinforced concrete for the final lining belongs among such approaches adopted by designers and contractors. This approach is commonplace in the world; it was, for instance, applied to a cross-over chamber at a depth of 80m under the sea level during the construction of Eurotunnel or during the construction of the Strenger tunnel (Austria).

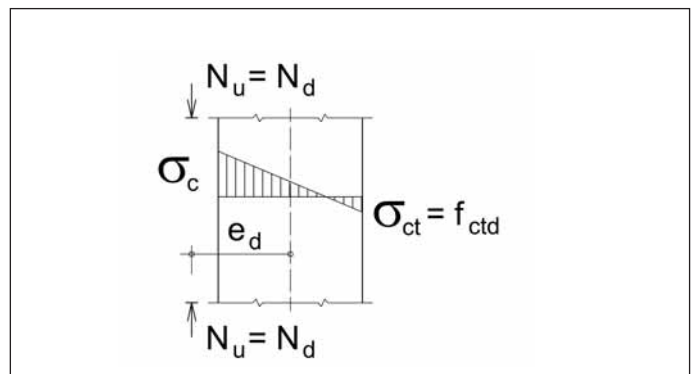
Regarding the Czech Republic, this approach is today rather exceptional. Of late there are only two tunnels which have been constructed by this technique, i.e. the New Connection railway tunnels under Vítkov hill, Prague, and the Libouchec motorway tunnel. We may expect that clients' confidence in unreinforced concrete will grow commensurately with the growing amount of positive experience of using unreinforced concrete for tunnel liners.

A new standard for concrete structures, ČSN EN 1992-1-1, Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, entered into force in the Czech Republic in December 2006 [1]. This standard defines, among other relationships, the basic relationships for the designing and assessment of unreinforced concrete structures. The aim of this paper is to inform readers about the basic relationships applied when an unreinforced concrete section is designed according to the ultimate limit state (ULS) concept, for a loading combination consisting of a bending moment and a normal force.

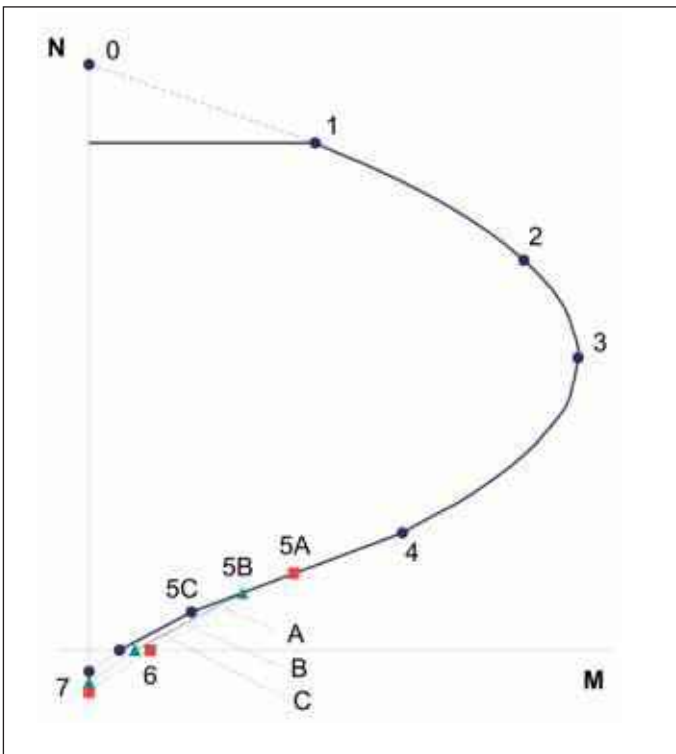
BEHAVIOUR OF UNREINFORCED CONCRETE STRUCTURES IN THE ULTIMATE LIMIT STATE (ULS)

In practice, an unreinforced concrete structure may fail in the two following ways:

- 1) as a result of crushing of concrete by a normal force acting:
 - a) concentrically or eccentrically, but still within the core of the section, usually without a bending crack developing within the concrete section (Fig.1a),



Obr. 2 Mezní stav vzniku trhlin je současně MSÚ
Fig. 2 At the same time, the limit state of cracking is equal to the ULS



Obr. 3 Interakční diagram pro obdélníkový průřez z prostého betonu
Fig. 3 An interaction diagram for a rectangular unreinforced concrete section

Poněvadž při prvním způsobu výpočtu lze předpokládat, že v tlačené oblasti betonového průřezu dojde ke zplastizování betonu, je možné pro stanovení únosnosti konstrukce použít plasticitní výpočet. Při druhém způsobu výpočtu rozhoduje o únosnosti konstrukce pevnost betonu v tahu za ohybu a s ohledem na malou hodnotu pevnosti f_{ctd} je výstižně uvažovat pružnostní výpočet.

Oba uvedené způsoby výpočtu pro konstrukce z prostého betonu lze používat podle [1] pro konstrukce převážně tlačené (např. klenby stropů, tunelů a mostů). Je ovšem potřeba posoudit také podmínky stability konstrukce.

Teoretické vztahy a předpoklady pro chování prvků z prostého betonu jsou podrobně uvedeny např. v [2] a [3]. V tomto příspěvku se zaměříme na praktické využití těchto teoretických poznatků, tzn. na posouzení únosnosti mimostředně tlačěných obdélníkových prvků z prostého betonu pomocí interakčního diagramu pro ohybový moment a normálovou sílu.

SESTROJENÍ INTERAKČNÍHO DIAGRAMU PRO SOUMĚRNÝ PRŮŘEZ

Návrhová pevnost betonu v dostředném tlaku f_{cd}

$$f_{cd} = \alpha_{cc,pl} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$\alpha_{cc,pl}$ je redukční součinitel přihlížející k menší duktilitě zplastizovaného tlačěného prostého betonu. Při mezním poměrném stlačení betonu $\epsilon_{cu} = 3,5 \%$ doporučuje [1] volit hodnotu $\alpha_{cc,pl} = 0,8$. Podle národní přílohy v ČR platí stejná doporučená hodnota

f_{ck} charakteristická hodnota pevnosti betonu v dostředném tlaku

γ_c součinitel spolehlivosti betonu

Návrhová pevnost betonu v dostředném tahu f_{ctd}

$$f_{ctd} = \alpha_{ct,pl} \cdot \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c}$$

$\alpha_{ct,pl}$ je redukční součinitel duktility zplastizovaného taženého betonu při vzniku trhliny. Tento součinitel se podle národní přílohy uvažuje následovně:

$\alpha_{ct,pl} = 0,8$ při splnění dvou podmínek (obr. 3, přímkou A):
– výstižně stanovení nepřímých návrhových zatížení od objemových změn betonové konstrukce

b) eccentrically, outside the core section, but still within the contour of the whole section, while the origination of a bending crack and unlimited extension of the crack is permissible (Fig.1b)

2) as a result of a crack developing due to a normal force acting beyond the contour of the section; the loading capacity of the section depends on the tensile strength of concrete and the crack must not develop in the ULS (which is, at the same time, the limit state of cracking (LSC)) so that the equilibrium of internal forces can take place in the critical section (Fig. 2).

Because it is possible to assume for the former way of calculation that the concrete will become plastic within the compressive zone, it is possible to use the limit design (plastic design) approach for the determination of the load-bearing capacity of the structure. At the latter calculation way, the flexural tensile strength of concrete is the deciding factor in terms of the loading capacity of the structure; with regard to the low value of strength f_{ctd} it is apposite to take the elastic design approach into consideration.

According to [1], the application of both of the above calculation approaches for unreinforced concrete structures is possible for structures where compressive stresses prevail (e.g. vaulted structures of slab floors, tunnels and bridges). However, the structural stability conditions must also be assessed.

Theoretical relationships and conditions for the behaviour of reinforced concrete elements are presented in more detail, for example, in [2] and [3]. In this paper, we will focus on practical use of the theoretical know-how, i.e. the assessment of the loading capacity of unreinforced concrete rectangular sections under eccentric compression by means of an interaction diagram for a bending moment and normal force.

PLOTTING OF THE INTERACTION DIAGRAM FOR A SYMMETRIC SECTION

The design strength of concrete in concentric compression f_{cd}

$$f_{cd} = \alpha_{cc,pl} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$\alpha_{cc,pl}$ is a reduction coefficient allowing for the lower ductility of concrete which is plasticized under compression. The [1] recommends that the value $\alpha_{cc,pl} = 0,8$ be chosen in the case of the relative compression of concrete $\epsilon_{cu} = 3,5 \%$. According to the National Annexe, the same value is recommended for the Czech Republic.

f_{ck} a characteristic value of concrete strength in concentric compression

γ_c a coefficient of concrete reliability

The design strength of concrete in concentric tension f_{ctd}

$$f_{ctd} = \alpha_{ct,pl} \cdot \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c}$$

$\alpha_{ct,pl}$ is a reduction coefficient for the ductility of plasticized concrete in tension at the moment of cracking. According to the National Annexe, this coefficient is taken into consideration as follows:

$\alpha_{ct,pl} = 0,8$ when the two following conditions are met (Fig. 3, straight line A):

- the indirect design loads resulting from volumetric changes in the concrete structure are oppositely determined

- the characteristic tensile strength of concrete $f_{ctk,0,05}$ is guaranteed through preliminary testing of the concrete to be used

$\alpha_{ct,pl} = 0,6$ when at least one of the above two conditions is met (Fig. 3, straight line B):

$\alpha_{ct,pl} = 0,4$ when neither of the above two conditions is met (Fig. 3, straight line C):

$f_{ctk,0,05}$ a characteristic value of concrete strength in concentric tension

γ_c a coefficient of concrete reliability

POINT 0 – THEORETICAL CONCENTRIC COMPRESSION

In the case of the limit design approach where the possibility of buckling of the section can be excluded, we can determine the normal force in the ULS using the relationship

- zaručení charakteristické pevnosti betonu v tahu $f_{ctk,0.05}$ průkaznými zkouškami použitého betonu
- $\alpha_{ct,pl} = 0,6$ při splnění aspoň jedné z předešlých dvou podmínek (obr. 3, přímká B):
- $\alpha_{ct,pl} = 0,4$ pokud není splněna ani jedna uvedená podmínka (obr. 3, přímká C):
- $f_{ctk,0.05}$ charakteristická hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu
- Y_c součinitel spolehlivosti betonu

BOD 0 – TEORETICKÝ DOSTŘEDNÝ TLAK

Při plasticitním výpočtu průřezu, u kterého lze zanedbat možnost jeho vybočení, můžeme určit normálovou sílu při MSÚ ze vztahu

$$N_{Rd0} = b \cdot h \cdot f_{cd} \quad (1)$$

kde b je šířka průřezu a h je výška průřezu a moment únosnosti:

$$M_{Rd0} = 0 \quad (2)$$

Takto vypočítaná únosnost dostředně tlačенého prvku se však prakticky nedá uvažovat, neboť [1] zavádí do výpočtu alespoň tzv. minimální výstřednost.

BOD 1 – VLIV GEOMETRICKÉ IMPERFEKCE

Požadované minimální výstřednosti jsou dány následujícími vztahy:

$$e_{d,min} = \frac{h}{30} \quad (3)$$

$$e_{d,min} = 20 \text{ mm} \quad (4)$$

Tato výstřednost pokrývá účinky geometrických imperfekcí a do výpočtu uvažujeme větší z obou hodnot.

Pokud je průřez mimostředně tlačен a je připuštěn vznik trhlin s jejich otevřením, lze jeho únosnost určit obecně podle plasticitního výpočtu ze vztahu

$$N_{Rd1} = f_{cd} \cdot b \cdot h \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e_d}{h}\right) \quad (5)$$

$$M_{Rd1} = N_{Rd1} \cdot e_d \quad (6)$$

Tento vztah platí s teoretickým omezením návrhové výstřednosti

$$0 \leq e_d \leq \frac{h}{2} \quad (7)$$

Po dosažení do vztahů (5) a (6) větší z hodnot $e_{d,min}$ podle vztahů (3) a (4) dostáváme souřadnice bodu 1.

BOD 2 – HRANICE JÁDRA PRŮŘEZU

Pokud hodnota výstřednosti normálové síly e_d bude mít hodnotu $e_d = h/6$ a celý průřez při pružném chování bude namáhán tlakem, potom při MSÚ po zplastizování účinné tlačенé oblasti se objeví trhlina a budou opět platit plasticitní vztahy (5) a (6) pro $e_d = h/6$, tj.

$$N_{Rd2} = f_{cd} \cdot b \cdot h \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot \frac{h}{6}}{h}\right) \quad (8)$$

$$M_{Rd2} = N_{Rd2} \cdot \frac{h}{6} \quad (9)$$

BOD 3 – MAXIMÁLNÍ HODNOTA OHYBOVÉHO MOMENTU ÚNOSNOSTI PŘI MIMOSTŘEDNÉM TLAKU

Maximální hodnotu momentu únosnosti při MSÚ lze dosáhnout při $e_d = h/4$.

$$N_{Rd3} = f_{cd} \cdot b \cdot h \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot \frac{h}{4}}{h}\right) \quad (10)$$

$$M_{Rd3} = N_{Rd3} \cdot \frac{h}{4} \quad (11)$$

$$N_{Rd0} = b \cdot h \cdot f_{cd} \quad (1)$$

where b is the section width and h is the section depth and the failure moment:

$$M_{Rd0} = 0 \quad (2)$$

However, the loading capacity of an element under concentric compression cannot be practically taken into consideration because [1] introduces at least the so-called minimum eccentricity into the calculation.

POINT 1 – THE EFFECT OF GEOMETRICAL IMPERFECTION

The required minimum eccentricities are given by the following relationships:

$$e_{d,min} = \frac{h}{30} \quad (3)$$

$$e_{d,min} = 20 \text{ mm} \quad (4)$$

The above eccentricity covers the effect of geometrical imperfections; we take the higher of the two values into consideration for the calculation purpose.

When the section is under eccentric compression and the cracking is permitted, the loading capacity of the section can be determined generally using the limit design approach and the relationship

$$N_{Rd1} = f_{cd} \cdot b \cdot h \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e_d}{h}\right) \quad (5)$$

$$M_{Rd1} = N_{Rd1} \cdot e_d \quad (6)$$

This relationship is applicable with a theoretical limitation of the design eccentricity

$$0 \leq e_d \leq \frac{h}{2} \quad (7)$$

When we put the higher of the $e_{d,min}$ values determined according to the relationships (3) and (4) into the relationships (5) and (6), we will obtain the co-ordinates of the point 1.

POINT 2 – BOUNDARIES OF THE CORE OF THE SECTION

When the value of the normal force eccentricity $e_d = h/6$ and, in the case of elastic behaviour, the entire section is under compression, a crack will develop in the ULS after the effective compressive zone gets plasticized and the limit design relationships (5) and (6) will again be applicable for $e_d = h/6$, i.e.

$$N_{Rd2} = f_{cd} \cdot b \cdot h \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot \frac{h}{6}}{h}\right) \quad (8)$$

$$M_{Rd2} = N_{Rd2} \cdot \frac{h}{6} \quad (9)$$

POINT 3 – MAXIMUM VALUE OF THE FAILURE BENDING MOMENT IN THE CASE OF ECCENTRIC COMPRESSION

The maximum value of the failure moment in the ULS can be achieved at $e_d = h/4$.

$$N_{Rd3} = f_{cd} \cdot b \cdot h \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot \frac{h}{4}}{h}\right) \quad (10)$$

$$M_{Rd3} = N_{Rd3} \cdot \frac{h}{4} \quad (11)$$

POINT 4 – LIMIT ECCENTRICITY IN TERMS OF THE PERMISSIBLE CRACK EXTENSION

Reference [2] contains the limit eccentricity $e_{d,lim} = 0,4h$ derived for a permitted crack length $(h - x) = 0,75h$. The co-ordinates of the point 4 are then given by the relationship

$$N_{Rd4} = f_{cd} \cdot b \cdot h \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 0,4 \cdot h}{h}\right) \quad (12)$$

$$M_{Rd4} = N_{Rd4} \cdot 0,4 \cdot h \quad (13)$$

BOD 4 – MEZNÍ VÝSTŘEDNOST Z HLEDISKA PŘÍPUSTNÉHO OTEVŘENÍ TRHLINY

Pro přípustnou délku trhliny ($h - x$) = $0,75h$ je v [2] odvozena mezní výstřednost $e_{d,lim} = 0,4h$. Souřadnice bodu 4 jsou pak dány vztahem

$$N_{Rd4} = f_{cd} \cdot b \cdot h \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 0,4 \cdot h}{h}\right) \quad (12)$$

$$M_{Rd4} = N_{Rd4} \cdot 0,4 \cdot h \quad (13)$$

Od tohoto bodu 4 do počátku souřadnic omezuje plastickou únosnost průřezu přímka vyjadřující poměr $M_{Rd} / N_{Rd} = 0,4h$. Prakticky její platnost skončí nejpозději v bodě 5C (obr. 3).

BOD 5 – HRANICE PRUŽNOSTNÍHO A PLASTICITNÍHO VÝPOČTU

Hraniční bod 5 musí ležet na přímce přípustné mezní výstředností (např. $e_{d,lim} = 0,4h$). Při větších výstřednostech již nelze zajistit rovnováhu vnějších a vnitřních sil v kritickém průřezu jinak než pružnostním výpočtem, při využití návrhové pevnosti betonu v tahu za ohybu $f_{ctd,fl}$ podle vztahu:

$$f_{ctd,fl} = \alpha_h \cdot f_{ctd} \quad (14)$$

kde α_h je součinitel tloušťky průřezu (h je nutno dosadit v mm)

$$\alpha_h = \left(1,6 - \frac{h}{1000}\right) \geq 1,0 \quad (15)$$

Pro $e_d > e_{d,lim} = 0,4h$ platí tedy pružnostní výpočet vyjadřující lineárně pružné chování prvku z prostého betonu.

Pružnostní výpočet určí souřadnice bodů 5 (A až C) ze vztahů:

$$N_{Rd5} = \alpha_h \cdot f_{ctd} \cdot \frac{1}{6} \cdot b \cdot h \cdot \left(\frac{0,4 \cdot h}{h} - 1\right) \quad (16)$$

$$M_{Rd5} = N_{Rd5} \cdot 0,4 \cdot h \quad (17)$$

v závislosti na hodnotě zvolené návrhové pevnosti betonu v dostředném tahu f_{ctd} při uvažování redukčního součinitele dotvarování $\alpha_{ct,pl}$ (viz. str. 3 a obr. 3).

BOD 6 – PROSTÝ OHYB

Při lineárně pružném chování prostého betonu lze únosnost obdelníkového průřezu namáhaného čistým ohybovým momentem vyjádřit jednoduše vztahy: $N_{Rd6} = 0$

$$(18)$$

$$M_{Rd6} = \alpha_h \cdot f_{ctd} \cdot \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 \quad (19)$$

BOD 7 – PROSTÝ DOSTŘEDNÝ TAH

Pokud se výjimečně u konstrukcí z prostého betonu uvažuje návrhová únosnost s přihlédnutím k tahovým normálovým silám, lze využít i souřadnic bodu 7 pro dostředný tah, které jsou dány následujícími vztahy, pro pevnost betonu v dostředném tahu f_{ctd} (bez součinitele α_h): $N_{Rd7} = b \cdot h \cdot f_{ctd}$

$$(20)$$

$$M_{Rd7} = 0 \quad (22)$$

ZÁVĚR

Vzhledem k rychle rostoucí ceně betonářské oceli, časové náročnosti a vysoké pracnosti při jejím ukládání se dá předpokládat, že projektanti budou stále více nuceni zvažovat alternativní návrh nosných konstrukcí z prostého betonu. Jako exemplární příklady tohoto trendu v tunelovém stavitelství mohou posloužit tunely Libouchec a Nové spojení.

ING. MICHAL SEDLÁČEK, sedlacek@ko-ka.cz, KO-KA, s. r. o.,
DOC. ING. JIŘÍ KRÁTKÝ, CSc., jiri.kratky@fsv.cvut.cz,
ČVUT PRAHA, Fakulta stavební

The loading capacity of the section determined by the limit design approach is limited from the point 4 to the origin of co-ordinates by a straight line expressing the ratio $M_{Rd} / N_{Rd} = 0,4h$. The effect of the line comes to an end at the latest in point 5C (Fig. 3).

POINT 5 – BOUNDARY BETWEEN THE ELASTIC DESIGN AND LIMIT DESIGN APPROACHES

Boundary point 5 must lie on a line which is permitted by the limit eccentricity (e.g. $e_{d,lim} = 0,4h$). In cases of larger eccentricities it is no more possible to secure the equilibrium between external and internal forces within the critical section in other way than by means of the elastic design approach, using the design flexural tensile strength of concrete $f_{ctd,fl}$, which is determined according to the relationship:

$$f_{ctd,fl} = \alpha_h \cdot f_{ctd} \quad (14)$$

where α_h is a coefficient of the section width (h must be put into the relationship in mm)

$$\alpha_h = \left(1,6 - \frac{h}{1000}\right) \geq 1,0 \quad (15)$$

The elastic design approach, which expresses the linearly elastic behaviour of an unreinforced concrete element, is therefore applicable in the case of $e_d > e_{d,lim} = 0,4h$.

The co-ordinates of points 5 (A through C) will be derived, using the elastic design approach, from the relationships:

$$N_{Rd5} = \alpha_h \cdot f_{ctd} \cdot \frac{1}{6} \cdot b \cdot h \cdot \left(\frac{0,4 \cdot h}{h} - 1\right) \quad (16)$$

$$M_{Rd5} = N_{Rd5} \cdot 0,4 \cdot h \quad (17)$$

The results will depend on the selected value of the design strength of concrete in concentric tension f_{ctd} , with the creep reduction coefficient $\alpha_{ct,pl}$ taken into consideration (see pg 3 and Fig.3).

POINT 6 – PURE BENDING

In the case of linearly elastic behaviour of unreinforced concrete, the loading capacity of a rectangular section subjected to pure bending can be expressed simply by the following relationships:

$$N_{Rd6} = 0 \quad (18)$$

$$M_{Rd6} = \alpha_h \cdot f_{ctd} \cdot \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 \quad (19)$$

POINT 7 – SIMPLE CONCENTRIC TENSION

When the design loading capacity of unreinforced concrete structures is, exceptionally, calculated with tensile normal forces taken into consideration, it is also possible to use the co-ordinates of point 7 for the concentric tension, which are given by the following relationships for the strength of concrete in concentric tension f_{ctd} (without coefficient α_h): $N_{Rd7} = b \cdot h \cdot f_{ctd}$

$$(20)$$

$$M_{Rd7} = 0 \quad (22)$$

CONCLUSION

Considering the rapidly growing cost of reinforcing steel, the high consumption of time and labour intensiveness during the placement of reinforcing bars, we can expect that designers will be more and more forced to take unreinforced concrete design alternatives of supporting structures into consideration. The Libouchec and New Connection tunnels may be presented as typical examples of this trend.

ING. MICHAL SEDLÁČEK, sedlacek@ko-ka.cz, KO-KA, s. r. o.,
DOC. ING. JIŘÍ KRÁTKÝ, CSc., jiri.kratky@fsv.cvut.cz,
ČVUT PRAHA, Fakulta stavební

LITERATURA / REFERENCES

- [1] ČSN EN 1992-1-1, Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby, ČNI 2006
- [2] Procházka, J., Štěpánek, P., Kohoutková, A., Krátký, J., Vašková, J.: Navrhování betonových konstrukcí 1 - Prvky z prostého a železobetonu, ČBS Servis, 2006
- [3] Kalousek, J.: Nosné konstrukce I – Betonové konstrukce, ČVUT, 2001