

VÝPOČET STAVŮ NAPĚTÍ A POŠKOZENÍ KARLOVA MOSTU V PRAZE

SOLUTION OF STRESS STATES AND DAMAGE OF CHARLES BRIDGE IN PRAGUE

JIRÍ ŠEJNOHA, JAN NOVÁK,
ZDENĚK JANDA, JAN ZEMAN,
MICHAL ŠEJNOHA

Příspěvek předkládá některé z dosažených výsledků víceúrovňové nelineární analýzy Karlova mostu v Praze zaměřené na zjištění příčin jeho porušování a případných důsledků zamýšlené rekonstrukce.

This contribution presents some results of a nonlinear multi-scale analysis of Charles Bridge in Prague focused on causes of its damage and pertinent consequences of intended rehabilitation.

Již několik let se diskutuje o technickém stavu Karlova mostu. V předchozích letech bylo zpracováno několik průzkumů a odborných analýz konstrukce, při nichž byly hledány příčiny jeho poruch a způsoby jejich odstranění. Na Katedře stavební mechaniky při Fakultě stavební na ČVUT v Praze již řadu let probíhá výzkum v oboru studia materiálových vlastností kompozitních materiálů. Vznikla zde tedy myšlenka využít tyto poznatky při zkoumání materiálových vlastností zdiva. Tato analýza, založená především na homogenizační technice, je sice poněkud komplikovanější než klasické přístupy, ale stavba takového společenského významu, jakou Karlův most v Praze bezesporu je, takovýto sofistikovaný přístup vyžaduje. Tento příspěvek volně navazuje na pojednání [1], které doplňujeme výsledky počítačové analýzy a několika dalšími zajímavostmi.

Z HISTORIE „KAMENNÉHO MOSTU“

Karlův most spojuje oba břehy Vltavy, Staré Město pražské a Malou Stranu. Jeho předchůdcem byl dřevěný most, připomínaný již roku 1118, jehož trasa vedla severněji od nynější, v ose Platnéřské ulice. Nový most, původně zvaný Kamený nebo Pražský (od roku 1870 Karlův), dal postavit Karel IV. Stavba byla zahájena v roce 1357 a řídil ji Petr Parléř.

Most byl dokončen na počátku 15. století. Nad prvním staroměstským pilířem postavil Parléř Staroměstskou mosteckou věž považovanou za nejkrásnější bránu



Obr 1 a) socha Bruncvíka, b) historicky první vyobrazení symbolu české státnosti

Fig. 1 a) Bruncvík's statue, b) first historic illustration of Czech national emblem

gotické Evropy. Obvodový plášť Karlova mostu je postaven z pískovcových kvádrů. Naproti tomu výplň tvoří opukové zdivo z lomového kamene vyzdžené na maltu z černého hydraulického vápna. Most spočívá na šestnácti pilířích. Zdobí jej ve střední Evropě jedinečný soubor 31 soch a sousoší, převážně barokních z let 1683 až 1714, doplněných v 19. stol. několika sochami novogotickými a klasicistními. Z důvodu památkové ochrany byly některé z nich nahrazeny kopiemi a originály uloženy v lapidáriu Národního muzea.

Na levé straně mostu, stojíme-li čelem ke Kampě, pod sousoším sv. Vincence, stojí na hrotu mostního pilíře socha Bruncvíka (obr. 1a) od L. Šimka (1884). Socha této významné osobnosti, která je spojena se symboly české státnosti (lev s dvěma ocasey), stojí na místě starší sochy z počátku 16. stol., kterou zde dala postavit staroměstská obec na znamení svých práv k mostu (na soklu znak Starého Města). Most je ukončen dvojicí Malostranských mosteckých věží.

STAV PORUŠENÍ V ROCE 2005

V periodickém pískovcovém zdivu kleneb je patrný vývoj trhlin orientovaných souběžně s podélnou osou mostu. Trhliny jsou situovány zejména v oblastech vzdálených cca do 1 m od líců parapetních zdí směrem dovnitř klenby.

Další výrazné poruchy se objevují v blízkosti jednotlivých soch a sousoší v tzv.

Důležitá data poškození, přestaveb, povodní a rekonstrukcí

1167 až 1174	stavba Juditina mostu
1357 až 1406	stavba Karlova mostu
1432	rozsáhlé poškození při povodních, zřítlo se osm mostních kleneb, zůstaly stát pouze pilíře č. 3, 4, 7, 8, 10 (číslováno od Staroměstské mostecké věže označené číslem 0)
1496	podemletí a pokles pilíře č. 3
do r. 1503	oprava škod z roku 1432 a 1496
1655	poškození založení pilířů
1784	značně poškozeny tři pilíře a pět oblouků
do r. 1788	oprava škod z roku 1784
1890	povodní strženy klenby č. 5, 6, 7 a značně poškozeny pilíře č. 4, 5, 6, 7, 8
srpen 1891	zahájení rekonstrukce
listopad 1892	dokončení rekonstrukce započaté r. 1891
1902 až 1904	sanace základů mostních pilířů č. 3, 4 a 7 pneumatickým způsobem
1966 až 1975	rozsáhlá rekonstrukce, cementové injektáže, implementace železobetonové desky
2002	povodeň více než stoleté vody – most odolal
2004 až 2005	sanace založení pilířů 8, 9 a oprava ledolamů

rizalitech, a to v nárožních oblastech v přechodu rizalitu do přímého zdiva parapetů. V úrovni běžné hladiny vody ve Vltavě je rozrušeno především maltové pojivo mezi zdíciými bloky. Jsou zde však patrné i trhliny probíhající napříč kamenými bloky pilířů a zasahující opět až do periodického zdiva kleneb.

Lze předpokládat, že veškeré trhliny jsou ovlivněny smykovými napětími, jejichž zdrojem je zejména nestejná oteplování, resp. ochlazování jednotlivých částí konstrukce, a dále hlavním tahovým napětím mj. i od vlastní tíhy mostu, které je zvláště výrazné v klenbách v oblasti podélné osy mostu.

Makroskopický model

Analýza napětí byla provedena na dvou výpočetních modelech. Model pro ověření vývinu poškození bral v úvahu pouze dvě pole mostu (obr. 2a), přičemž spo-

lupůsobení uvažovaného výřezu se sousedními částmi mostu bylo zohledněno aplikací podmínek symetrie na volné stěny výřezu. Tyto podmínky bereme jako aproximaci podmínek periodicity konstrukce mostu. Pro posouzení zatížitelnosti mostu a napjatosti pod jednotlivými pilíři se uvažoval periodický výřez o šesti polích (obr. 2b).

Aby bylo možno věrně zachytit přenos zatížení do jednotlivých částí mostu a rovněž tak respektovat příslušná materiálová rozhraní, bylo nutno rozčlenit geometrické uspořádání modelu do několika segmentů. V rámci jednotlivých geometrických celků byla vzata v úvahu nejen vícevrstvá skladba mostovky a přítomnost železobetonové desky, ale i geometricky odlišné rozložení bloků v obvodovém zdivu pilířů, kleneb, parapetních zdí a vnitřního opukového zdiva mostu.

Důležitým problémem při stavbě výpočtového modelu bylo také zohlednění postupu výstavby konstrukce. Pokud zatížíme most vlastní tíhou jako celek a nebereme v úvahu postup výstavby (jmenovitě fázi odskržení), vyjdou nesmyslné výsledky. Ve vrcholu klenby se objeví tah bez ohledu na to, zda se jedná o lineární či nelineární výpočet. Jelikož podrobné informace o postupu výstav-

by chybí, předpokládali jsme na doporučení Ing. V. Tvrzníka, CSc. z firmy Mott MacDonald odskržení v době co nejkratší (s ohledem na nebezpečí zvýšené hladiny řeky) a uvázili tyto fáze výstavby (obr. 3):

1. fáze oblouk s pilíři
2. fáze po odskržení oblouku výstavba klenby poprsní zdi, tvořící pískovcový obklad mostu, a opukové výplňové zdivo
3. fáze vrstvy mostovky, včetně železobetonové desky a soch.

V úvahu bylo třeba vzít i změnu statického systému způsobenou zřícením kleneb při povodni v roce 1890 a následnou rekonstrukcí zahrnující vylehčovací klenby navržené prof. Velflíkem. Další časově závislou změnou uvažovanou ve výpočtu bylo i vytvoření kesonových věnců kolem několika pilířů.

Materiálové parametry, simulace na mezoúrovni

Je zřejmé, že konstrukční skladba jednotlivých stavebních částí Karlova mostu je značně heterogenní. Připomeňme však, že použitý 3D materiálový model předpokládá v počátečním stavu konstrukci bez trhlin z homogenního a isotropního materiálu. Splnění takového předpokladu tak vyžadovalo určení efektivních (makroskopických) vlastností zastižených druhů kamenného zdiva. Materiálové charakteristiky jednotlivých kvazihomogenních celků byly odvozeny z nelineárních simulací prováděných na periodických jednotkových buňkách (PUC) na mezostrukturální úrovni [2]. Testována byla sada jednotkových periodických buněk zdiva klenby, neperiodického zdiva parapetních zdí a výplňového zdiva z lomového kame-

ne (obr. 4a). K tomuto účelu byly použity standardní homogenizační postupy vycházející z analýzy periodické jednotkové buňky, která bere v úvahu skutečné geometrické uspořádání kamenných bloků a pojiva. Snížené pevnosti kontaktu mezi kameny a maltovým ložem byly vystiženy pomocí přechodových (kontaktních) prvků s Mohr-Coulombovým materiálem.

V případě neperiodických struktur byly při konstrukci periodické buňky využity statistické deskriptory. Makroskopická lomová energie byla určena z pracovních diagramů (obr. 4b), popisujících závislost mezi makroskopickou deformací a makroskopickým napětím, jako plocha pod tímto diagramem vynásobená délkou (resp. šířkou) periodické buňky (analogie s modelem roztroušených trhlin „CC3D-Cementitious“ zabudovaným v programu ATENA 3D [3]). Ortotropní charakter odezvy zděných konstrukcí byl vzat v úvahu určitým zprůměrováním makroskopických veličin získaných z numerických zatěžovacích zkoušek v hlavních směrech ortotropie s přihlédnutím k faktům uváděným v [2].

Simulace byly provedeny programem ATENAWin [3], který disponuje celou škálou nelineárních materiálových modelů využitelných k popisu nejen betonu, ale i malty a pískovcových bloků, jejichž chování je betonu velmi podobné. Mechanicko-fyzikální parametry zastižených fází (malta, pískovec, opuka) na mezoúrovni byly odvozeny z experimentů prováděných v Kloknerově ústavu.

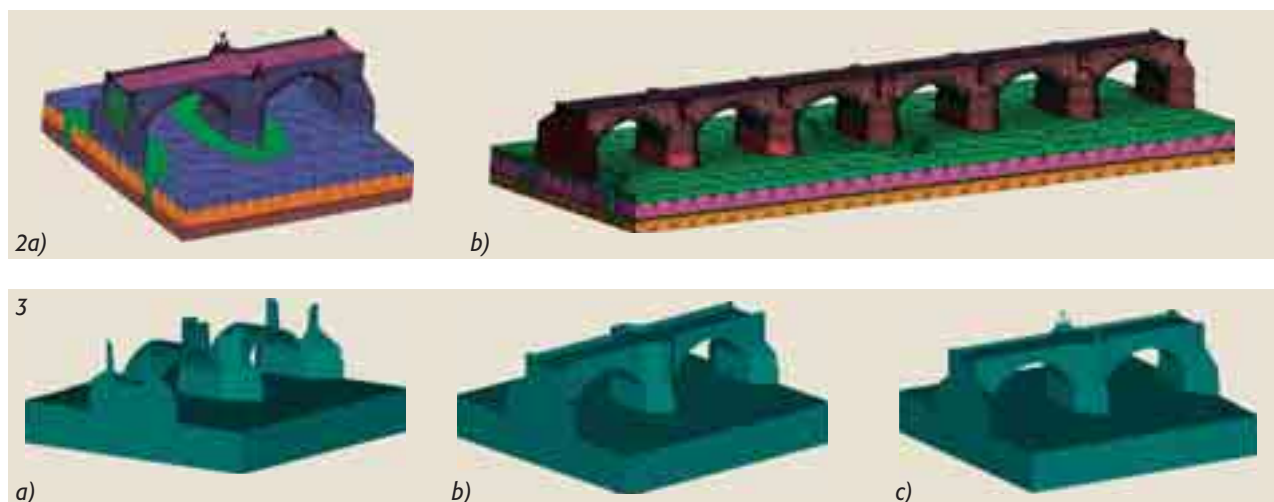
Posledními materiály, zahrnutými v počítačovém modelu, byly vrstvy podloží říčního dna Vltavy. Kromě betonu kesonových věnců jsou o podloží k dispozi-

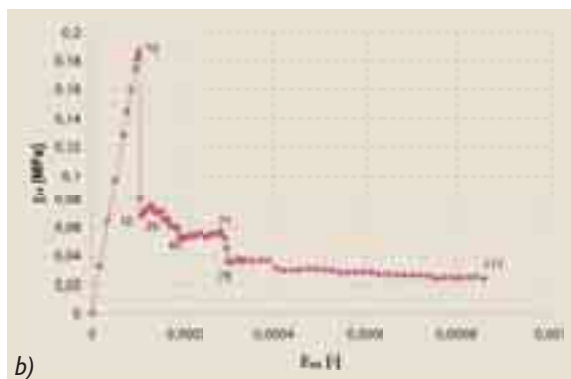
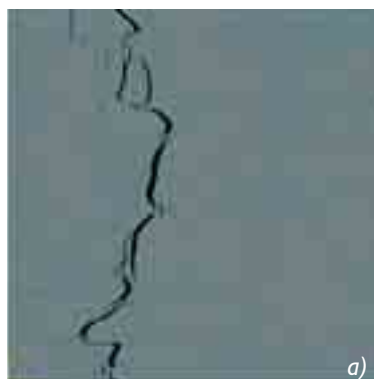
Obr. 2 MKP modely mostu, a) dvoupolový segment, b) šestipolový segment

Fig. 2 FE-meshes of bridge segments, a) two-arch segment, b) six-arch segment

Obr. 3 Fáze výstavby, a) 1. fáze, b) 2. fáze c) 3. fáze

Fig. 3 Build-up phases a) first phase, b) second phase, c) third phase





Obr. 4 Výsledky ze simulací na mezoúrovni, a) trhliny v PUC výplňového zdiva, b) výsledné zatěžovací čáry

Fig. 4 The results from meso-scale simulations, a) cracks inside the PUC of filling masonry, b) resulting loading curves

ci pouze údaje o elastických tuhostech (modul deformace) vrstev. Chybí jakékoliv informace o pórové struktuře, popř. puklinatosti podloží. Z tohoto důvodu a s přihlédnutím na kvalitu podloží ověřenou při nedávných sanacích podzákladí pilířů č. 9 a 8 byly tyto vrstvy vystiženy lineárním materiálovým modelem s příslušnými parametry odvozenými z dostupných informací.

Zatížení konstrukce

V obecném případě by pro určení velikosti a prostorového rozložení teplotních změn na segmentu mostu bylo nutné provést řešení sdružené úlohy nestacionárního vedení tepla a vlhkosti s nelineárními materiálovými charakteristikami se zahrnutím slunečního záření a přestupu tepla prouděním. To je však vzhledem k rozsahu řešené úlohy nereálné, a proto byl výpočet založen na extrapolaci dvojrozměrných průběhů teplot určených pomocí konečněobjemového programu DELPHIN [4], který poskytuje nástroje pro realistické modelování sdružených

transportních jevů. Extrémní hodnoty na povrchu a na rozhraní mezi dílčími částmi mostu byly využity jako vstupní parametry pro řešení stacionární 3D úlohy vedení tepla pro nejnepříznivější letní a zimní období.

Vnější kinematické okrajové podmínky aplikované na dvouobloukovém i šestiobloukovém segmentu mostu byly zvoleny tak, aby odpovídaly co nejlépe reálnému chování celé konstrukce. Podstavy obou modelů, představující rozhraní mezi skalní a poloskalní horninou v podloží mostních pilířů, byly pevně vetknuty. Boční čela modelu, kolmá na podélnou osu mostu byla vzhledem k symetrii sousedních oblouků zafixována pouze v podélném směru.

Zatížení konstrukce bylo zvoleno s ohledem na vnější klimatické a provozní vlivy [7]. Dnes, kdy je most zatěžován již pouze běžným provozním zatížením, se stává hlavním zatížením vlastní tíha konstrukce, hydrostatický a hydrodynamický tlak vody [5], [6] při různých úrovních hladiny a oteplování, popřípadě ochlazení povrchu, zapříčínující odpovídající objemové změny. Konkrétně bylo při výpočtu mechanické odezvy uvažováno dvacet zatěžovacích stavů, z nichž bylo následně vytvořeno třináct kombinací, které byly použity pro vlastní nelineární

výpočet. Součinitele zatížení a kombinace byly voleny v souladu s normou zatížení ČSN 73 0035, přičemž byla vzata v úvahu pravděpodobnost současného výskytu zatěžovacích stavů uvažovaných pro danou kombinaci.

Mechanická odezva

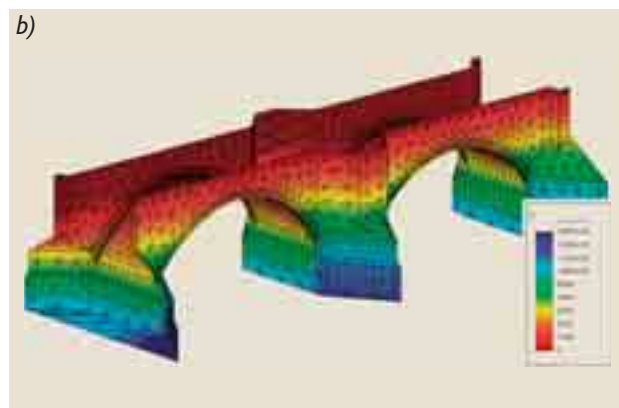
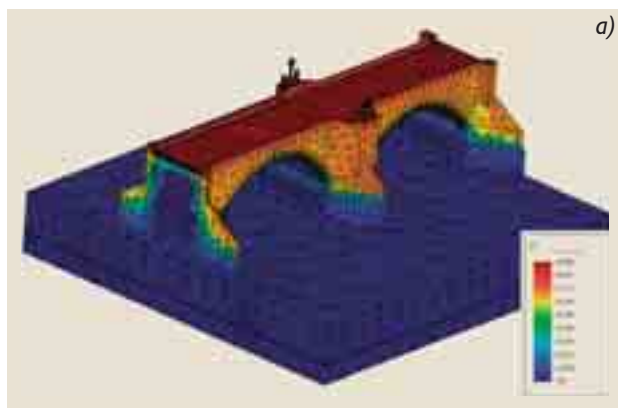
Jak se dalo očekávat, nejvýraznější poruchy (trhliny) vyvolává teplotní gradient. Kromě zjevných poruch na povrchu pískovcového pláště se poruchy nejvíce projevují na přechodu mezi tímto pláštěm a opukovým výplňovým zdívem. Tím se vysvětlují i podélné trhliny viditelné zdola na povrchu klenby.

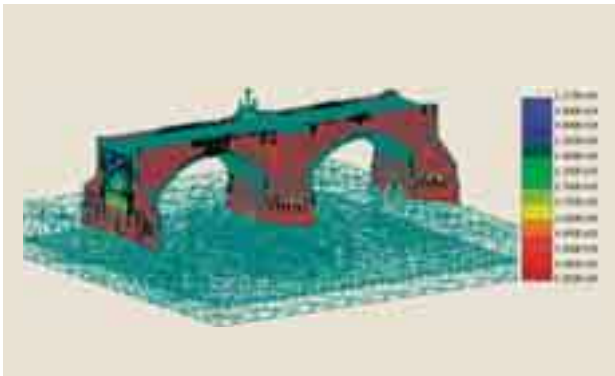
Celý teplotní cyklus „oteplení – ochlazení“ dává mnohem příznivější výpověď o napjatosti a poli trhlín než samostatné zatěžovací stavy. Tím se i částečně vysvětluje, proč most po léta snáší opakované, i když ne v každém roce extrémní, teplotní zatížení.

Poruchy mezi podélným a ustupujícím parapetem (směrem k podstavcům soch) jdou nepochybně na vrub střídání letního roztažení a zimního zkrácení v kombinaci s příčným ohybem parapetů. Nelze však očekávat, že tento výpočet vykáže poškození tak značného rozsahu. To je způsobeno řadou dalších faktorů, jako je rozpínání ledu v trhlinách, vypl-

Obr. 5 Zatěžovací stavy, a) změna teploty v létě, b) tlak vody při povodni

Fig. 5 Loading states, a) the summer temperature change, b) water pressure of flood





Obr. 6 Zbytková tahová pevnost mostu po porušení vlivem vlastní tíhy F_t [Pa]

Fig. 6 The residual tensile strength after cracking due to dead load F_t [Pa]

ňování trhlin nečistotami a mnohonásobným opakováním těchto procesů.

ZÁVĚR

Vzhledem k velikému množství vstupních a výstupních dat není možné zde prezentovat veškerá zjištění týkající se nasazení víceúrovňového přístupu v případě výpočtu mechanické odezvy Karlova mostu. Např. o nárazu soulodí za povodně pojednává příspěvek [8]. Nicméně bylo prokázáno, že pro analýzu složitých masivních konstrukcí, jakou kamenný most bezesporu je, může být tato procedura jednou z mála alternativ, jak výstižné řešení mechanické odezvy vůbec provést. Přístup navrhovaný platnými normami je pro podobné extrémní podmínky (silně nelineární chování, složitá zatížení, klimatické vlivy, 3D charakter apod.) prakticky nepoužitelný. V neprospěch takového přístupu lze naopak říci, že jeho použití bývá bez vyššího podílu automatizace zpracovávání vstupních dat (geometrie modelu, komparativní experimenty, odladění mezoskopických simulací) časově náročnější. Dále také klade vyšší nároky na teoretické znalosti řešitele, a to jak v případě přípravy úlohy, tak v případě interpretace výstupních dat.

Na druhou stranu aplikace počítačového přístupu je v dnešní době velmi efektivní, a to zejména z důvodu existence výstižných materiálových modelů, popisujících nelineární kvazikřeh-

Literatura:

- [1] *Trvzník V, Křížek V.*: Karlův most – problematika železobetonové desky, *Beton TSK* 4/2003, str. 18–22
- [2] *Šejnoha J, Bittnar Z, Šejnoha M, Zeman J, Novák J, Janda Z.*: Výpočet stavů napětí a porušení Karlova mostu v Praze, *Technická zpráva*, Mott MacDonald, 2005, 158 stran
- [3] *Červenka V, Jendele L, Červenka J.*: ATENA program documentation – Part I: Theory, Červenka Consulting Company, 2002
- [4] *Grunewald J.*: Delphin 4.1 documentation: Theoretical fundamentals, TU Dresden, 2000
- [5] *Čihák F, Satrapa L, Fošumpaur P.*: Vyhodnocení proudových profilů Karlova Mostu v Praze během povodně 2002, *Technická zpráva*, ČVUT v Praze, Praha, 2004
- [6] ČSN 73 6503 – Zatížení vodohospodářských staveb vodním tlakem, 1981, Československý normalizační institut, Praha
- [7] ČSN 73 6203 – Zatížení mostů, 1981, Československý normalizační institut, Praha
- [8] *Šejnoha J, Zeman J, Novák J, Šejnoha M.*: Model nárazu soulodí do Karlova mostu při povodni, *Stavební obzor* 3/2006, str. 65–69

ké porušování materiálů, implementovaných v řadě komerčních MKP programů, např. v [3].

Příspěvek byl vypracován za finanční podpory Ministerstva školství, mládeže a tělovýchovy, projekt č. 1M 0579 v rámci činnosti výzkumného centra CIDEAS. Bylo využito teoretických výsledků získaných v rámci projektu GAČR 103/04/1321.

Prof. Ing. Jiří Šejnoha, DrSc.

tel: 224 354 492, e-mail: sejnoha@fsv.cvut.cz

Ing. Jan Novák

tel: 224 354 606, e-mail: novakj@cml.fsv.cvut.cz

Zdeněk Janda

tel: 224 354 472, e-mail: zdenek.janda@atlas.cz

Ing. Jan Zeman, PhD.

tel: 224 354 482, e-mail: zemanj@cml.fsv.cvut.cz

Doc. Ing. Michal Šejnoha, PhD.

tel: 224 354 494, e-mail: sejnomo@fsv.cvut.cz

všichni: *Fakulta stavební ČVUT v Praze*

Thákurova 7, 166 29 Praha 6

RSTAB

Program pro výpočet rovinných i prostorových prutových konstrukcí

RFEM

Program pro výpočet konstrukcí metodou konečných prvků

Demoverze zdarma ke stažení
www.dlupal.cz

- Řada přídatných modulů
- Rozsáhlá knihovna profilů
- Snadné intuitivní ovládání
- 6 500 zákazníků ve světě
- Nová verze v českém jazyce
- Zákaznické služby v Praze

Ing. Software Dlubal

Ing. Software Dlubal s.r.o.
Anglická 28, 120 00 Praha 2
Tel.: +420 222 518 568
Fax: +420 222 519 218
E-mail: info@dlupal.cz

Statika, která Vás bude bavit ...