SKLAD VYHOŘELÉHO PALIVA JE TEMELÍN ▮ STOCK OF SPENT NUCLEAR FUEL – NUCLEAR POWER PLANT TEMELÍN

1

Emanuel Novák, Václav Hanuš, Petr Beneš

Příprava stavby skladu vyhořelého jaderného paliva (SVJP) na území Jaderné elektrárny Temelín vychází z usnesení vlády ČR č. 121/1997 z 5. 3. 1997, kterým vláda ČR doporučila budování skladů vyhořelého jaderného paliva v areálech JE jako prioritní řešení konce palivového cyklu, a to před jeho uložením do hlubinného úložiště. Pro provoz reaktoru je předpokládán čtyřletý palivový cyklus. Sklad je dispozičně rozdělen na příjmovou a skladovou část. Konstrukčně je objekt železobetonová monolitická stavba s prefamonolitickou střechou. ▮ Preparation of a construction stock of spent nuclear fuel (SSNF) in the Nuclear power plant Temelin is based on the Government Resolution No. 121/1997 from March 5th 1997, by which the Government has recommended building storages of spent nuclear fuel in the areas of nuclear power plants, as a priority solution to the end of fuel cycle, before placing it in the deep repository. Assumed operation of the reactor fuel in a four-year cycle. The warehouse is divided on two parts – the receiving and the stock part. The building is a monolithic reinforced frame structure with a precast-monolithic roof.

KONCEPCE NÁVRHU

Řešení nosné konstrukce je navrženo podle mezinárodních standardů pro jadernou energetiku, které jsou nadřazeny normám ČSN EN a představují velice rozsáhlý komplex norem a předpisů. Bez ohledu na skutečnost, že jaderná bezpečnost a radiační ochrana je založena na bezpečnosti obalových souborů (OS), jsou stavební konstrukce SVJP konzervativně navrženy na účinky vnějších extrémních vlivů s nízkou pravděpodobností výskytu. Toto řešení umožní kontrolu a manipulaci s OS i v případě účinků mimořádných vnějších extrémních zatížení.

Základní a mimořádné kombinace zatížení jsou uvažovány podle předpisů IAEA-TECDOC, NS-G ad. Základní kombinace uvažují tato dominantní zatížení: jeřáby, větrem, sněhem, provozním užitným zatížením a teplotou. Mimořádné kombinace dle [6], [7] uvažují odděleně v kombinaci se stálým zatížením:

- zatížení seismicitou – maximální výpočtové zemětřesení (úroveň SL – 2 dle IAEA), bylo stanoveno hodnotou zrychlení v úrovni terénu pro směr horizontální 0,1 g a pro směr vertikální 0,067 g. Opakovatelnost pro tyto hodnoty je 10 000 let s pravděpodobností nepřekročení 95 %,
- zatížení nárazem letadla – havárií, pád lehkého letadla typu „Cesna“ hmotnosti 2 000 kg a rychlosti 200 km/h je definován impulsem 2,2 MN, doba trvání impulsu je 34 ms,
- zatížení extrémním větrem – 68 m/s,
- zatížení extrémním sněhem – 1,6 kNm^{-2},
- zatížení extrémní teplotou – maximum roční teploty +45,6 °C a minimum roční teploty -45,9 °C,
- zatížení výbuchem – zatížení přetlakem na čele rázové vlny 6 kPa.

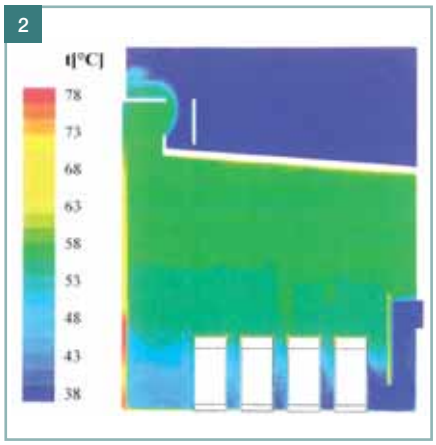
Jelikož se jedná o rozlehlý objekt, byla konstrukce základů navržena tak, aby docházelo k jednotnému buzení základů seismicitou. Zvýšená pozornost byla věnována vyztužení kritických zón s uvažováním vzniku plastických kloubů s požadavkem na disipaci energie. Při návrhu konstrukcí bylo obezřetně použito duktility. Rozhodující pro návrh SVJP byly mimořádné a extrémní zatěžovací stavy – seismicita (sloupy, některé nosníky), dále náraz letadla (střecha, stěny), extrémní a běžná teplota (stěny, základy).

Detailní pozornost byla věnována rozboru mimořádných zatížení – seismicitě (návratnost až 10 000 let), pádu letadla, mimořádným teplotám a výbuchu.

Teplotní namáhání konstrukcí bylo detailně ověřováno numerickými modely, při uvažování postupného plnění skladu. Teplota obalových souborů totiž dosahuje až +80 °C (obr. 2) a současně vnější teplota je uvažována v extrémních hodnotách až -46 °C.

Značná pozornost byla věnována betonáži velkých objemů, návrhu betono-

2



Obr. 1 Celkový pohled ▮ Fig. 1 General view of the struture

Obr. 2 Rozložení teplot ve skladu ▮ Fig. 2 Temperaure distribution in the warehouse

Obr. 3 Schéma nosné konstrukce ▮ Fig. 3 Scheme of the superstructure

Obr. 4 Příčný řez ▮ Fig. 4 Cross section

vé směsi a postupu betonáže. Návrh betonové směsi s použitím směsných cementů a detailní návrh postupu betonáže a vyztužení na účinky objemových změn umožnily betonovat masivní konstrukce výšky až 3 m (základové pasy) a 2,5 m (masivní nosníky apod.) v jediném pracovním záběru, aniž by došlo k poruchám vlivem objemových změn tvrdnoucího betonu. Pečlivá a podrobná technologická příprava betonáže těchto úseků tak urychlila výstavbu.

S ohledem na urychlení výstavby bylo navrženo prefa-monolitické zastřešení objektu bez montážního podepření prefabrikovaných vazníků.

KONSTRUKCE A VÝSTAVBA

Jedná se o průmyslový skladový objekt členěný na příjmovou a skladovou část. Skladová část má půdorysné rozměry 46,7 x 74 m a výšku 24,3 m a příjmová část má půdorysné rozměry 25,5 x 67 m a výšku 25,85 m.

Založení je navrženo na dvoustupňových robustních železobetonových základových pasech, které dohromady vytvářejí tuhý základový rošt v úrovni zvětralých pararul. Ve skladové části je spodní část základu rozměrů 6,5 x 1,5 m a horní část 2,9 x 1,3 m. V příjmové části jsou základy tvořeny základovou deskou tloušťky 1,2 m se ztužujícími stěnami proměnné šířky a výšky 3,2 m. Podlaha ve skladové části je tlustá 500 mm. Obvodové stěny a nosné sloupy jsou do základů plně vetknuty. Nosné konstrukce horní stavby jsou tepelně izolovány, na vnějším povrchu zcela a na vnitřím do úrovně +9 m.

Nosný systém objektu skladu

Objekt skladu je rozdělen do tří dilatačních celků. Jednotlivé celky jsou oddilatovány v nadzemních konstrukcích a mají společné základy.

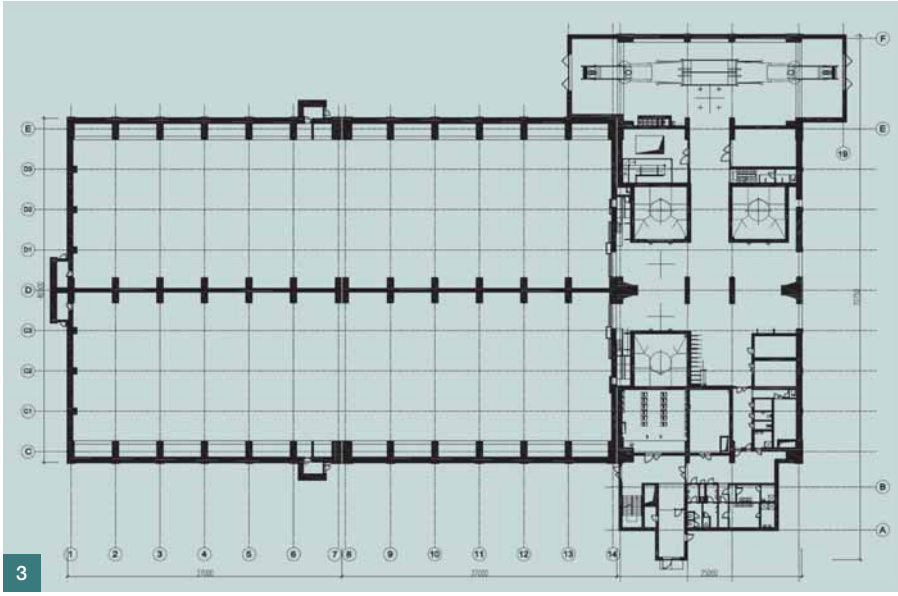
Skladovací část objektu je navržena jako jednopodlažní dvojlodní halový objekt (obr. 3 a 4). Hlavním nosným prvkem jsou příčné rámové vazby tvořené obvodovými sloupy příčných rozměrů 800 x 2 900 mm, vnitřními sloupy 800 x 3 000 mm a spojitým prefa-monolitickým vazníkem šířky 400 mm s proměnnou výškou 2 800 až 3 200 mm. Střední sloupy spojuje vnitřní podélná stěna tloušťky 400 mm, obvodové sloupy jsou posíleny vnitřní a vnější obvodovou stěnou tloušťky 600 a 400 mm, která je prolomena otvory pro areační přívod vzduchu. Na úrovni +9 m je obvodová stěna propojena se sloupy a podporuje příčné vazníky, v osové vzdálenosti 6 m, a železobetonovou střešní konstrukci.

Střešní konstrukce je navržena v prefa-monolitické variantě a je tvořena monolitickou železobetonovou deskou o celkové tloušťce 400 mm, která je spřažena se železobetonovými prefabrikovanými vazníky průřezu tvaru T. Prefabrikované průvlaky nejsou při betonáži desky podepřeny.

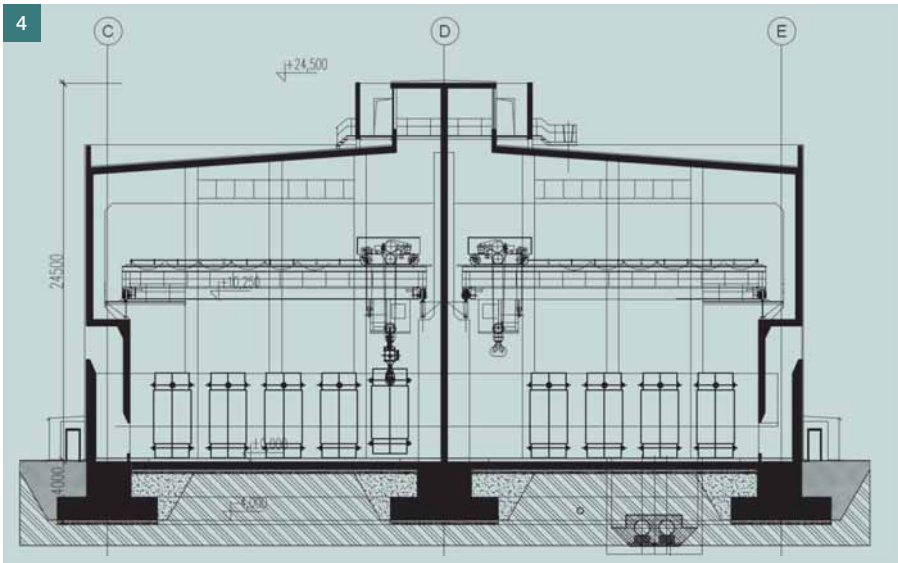
Příjmová část

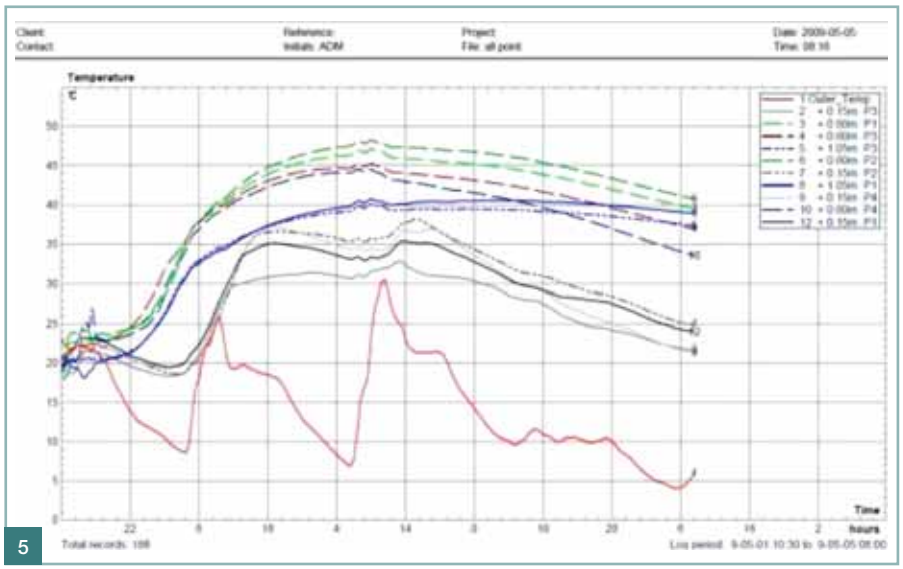
Příjmová část je tvořena robustními nosnými železobetonovými sloupy a průvlaky, na kterých je uložena jeřábová dráha (JD). Nejmohutnější sloupy mají průřez rozměrů 3 600 x 2 700 mm. Základní nosné sloupy jsou v úrovni jeřábové dráhy svázány mohutným železobetonovým věncem rozměrů 2 000 x 1 900 mm, který zároveň tvoří hlavní nosník jeřábové dráhy přijímací haly. Sloupy nad úrovní JD jsou rozmě-

3



4





5

Obr. 5 Časový průběh teploty uprostřed a na okraji základů ▮ Fig. 5 Temperature distribution in the middle and at the edge of the foundations

Obr. 6 Betonáž základů ▮ Fig. 6 Concreting of the foundations

Obr. 7 Betonáž sloupů ▮ Fig. 7 Concreting of the columns

Obr. 8 Montáž prefa vazníků ▮ Fig. 8 Mounting of the prefab beam

Obr. 9 Osazování vazníků ▮ Fig. 9 Assembly of the prefab girder

Tab. 1 Spotřeba materiálů ▮ Tab. 1 Material consumption

Materiál/Spotřeba	Celkem	na 1 m^3
Beton C35/45	22 333 m^3	
Výztuž	5 937 t	265 kg

rů 800 x 800 mm v osové vzdálenosti po 5,45 m.

Střešní konstrukce je navržena v prefa-monolitu obdobně jako nad skladovou částí. Stěny příjmové části jsou tloušťky 400 mm. Část stěn je demontovatelná a v budoucnu umožní zrcadlově rozšířit objekt o další sklad.

POUŽITÉ MATERIÁLY

Na základy byl použit beton C30/37 XC4. Pro železobetonové konstrukce horní stavby je navržen beton C35/45 XC4 a C40/50 XC4.

Výztuž je navržena B500B a B500C. Výztuž B500C byla použita v kritických oblastech. Vyztužení konstrukcí bylo provedeno s ohledem na seismické namáhání. Dále bylo při návrhu vyztužení počítáno se zatížením nárazem letadla a výbuchem. Zvláštní pozornost byla věnována kritickým oblastem s možností vzniku plastických kloubů a požadavkem na disipaci energie.

Základové konstrukce, sloupy, stěny, střešní desky a vazníky byly převážně vyztužovány hlavní výztuží Ø32 mm, stěny a střecha Ø28 a Ø25. Ve většině případů byla výztuž stykována přesahem, ojediněle byly použity lisované spojky. Na smykové vyztužení střechy byly použity smykové trny. Stykování výztuže na obvodových sloupech je provedeno pomocí lisovaných spojek.

Návrh s ohledem na objemové změny

Jelikož se jedná o betonáž velkých objemů, byla věnována velká pozornost návrhu betonové směsi a návrhu postupu betonáže. Objemové změny betonu jsou totiž jednou z hlavních příčin poruch betonových konstrukcí.

Na betony bylo použito směsných cementů a příměsí. Při snížení množství cementu (nahrazení struskou a popílkem) a použití CEM II popř. CEM III, bývá problém dodržet modul pružnosti betonu s tím, že výraznější pokles lze sledovat u dynamického modulu pružnosti. Modul pružnosti je přitom podstatný nejen při výpočtu deformací, u staticky neurčitých konstrukcí a konstrukcí postupně budovaných má vliv na rozdělení vnitřních sil a podílí se tedy na posudku spolehlivosti konstrukce. Tyto cementy většinou nelze používat u předpjatých konstrukcí (nutno použití CEM I). Při použití CEM I by bylo nutno zajistit chlazení konstrukce, popř. postupovat po menších úsecích, což nebylo z hlediska rychlosti výstavby objektu možné, a to s ohledem na napjatý harmonogram výstavby. Před betonáží byl její postup ověřen na zkušebních vzorcích tak, aby se předešlo časovým zpožděním při vlastní výstavbě. Následně pak probíhalo kontrolní měření teploty na stavbě. Všechny zmíněné aspekty bylo nutno uvážit již v době zpracování projektu, přestože ještě nebyl znám dodavatel stavby.

Na masivní konstrukce SVJP byl použit beton C30/37 XC4 s pomalým nárůstem pevnosti a sníženým vývinem hydratačního tepla, což umožnilo betonovat základové pasy rozměrů 6,5 x 2,8 m (spodní stupeň 6,5 x 1,5 m a horní část 2,9 x 1,3 m) v jedné etapě, popř. ve dvou etapách. V letním období byla situace nepříznivější oproti zimě. Betonáž se prováděla po částech tak, že betonáž dalších vrstev probíhala až s časovým odstupem, aby byl umožněn únik tepla ze spodní konstrukce. Další vrstva se betonovala po poklesu teploty cca na 35 až 40 °C.

V letním období dosahovaly teploty betonu téměř teploty vzduchu – okolo 30 °C. Měřením bylo prokázáno, že maximální teploty betonu nepřekročily 60 °C, maxima bylo dosaženo po 45 h od betonáže. Ještě po 90 h od betonáže byla teplota 55 °C, při počáteční teplotě betonu 19 °C. Maximální gradient teplot dosahoval 25 °C. U konstrukcí s použitím cementu CEM I na výrobu betonové směsi dosahuje teplota maxim po kratší době, cca mezi 15 až 25 h od betonáže. Při skokových změnách teploty docházelo k minimálním změnám teploty betonu okolo 3 °C. Z popsaného je vidět, že teploty konstrukce nedosahovaly vysokých hodnot a to zejména díky použití směsných cementů a strusky. Průběh teploty uprostřed a na okraji základů je na obr. 5.

Při použití strusky při výrobě betonu dochází k vyšším počátečním smrštěním. Po 10 dnech bylo smršťování cca 0,05 %, v čase 21 dnů bylo smrštění cca 0,08 až 0,095 %, celkové smrštění v čase 100 dnů dosáhlo cca 0,1 %. Smršťovací pruhy byly tedy v daném případě velice účinné pro omezení napjatosti od smršťování, a to na rozdíl od konstrukcí, u nichž během prvních 10 dnů proběhne pouze malá část celkového smršťování a smršťovací pruhy často ztrácí svůj efekt a mnohdy komplikují postup výstavby.

Prefamonolitické zastřešení objektu

Střešní desková konstrukce je navržena v prefa-monolitické variantě a je tvořena železobetonovou deskou o celkové tloušťce 400 mm, která je spřažena se železobetonovými prefabrikovanými vazníky působícími jako T průřezy. Průvlaky nebyly při betonáži desky podepřeny a vazník přenášel tíhu skruže i beto-

nové směsi. Železobetonový vazník má proměnnou výšku od 1,9 m pod deskou v rohu konstrukce až po 3,2 m u střední stěny. Šířka stěny vazníku je 400 mm, spodní hlava má šířku 600 mm. V dilataci je šířka vazníku 600 mm a spodní hlava je rozšířena na 800 mm. Ve skladové části je vazník spojitý se střední podporou v podélné stěně, v příjmové části je vazník prostý nosník. Hmotnost nejtěžšího prefabrikovaného vazníku je 140 t.

Při návrhu vazníků bylo uvažováno s přerozdělením sil vlivem rozdílného smršťování staršího prefabrikovaného vazníku a monolitické desky a dále byla uvažována změna silového působení vlivem reologie na staticky neurčité konstrukci (spojitý nosník o dvou polích s pružným vetknutím do obvodových sloupů). Kromě standardních a mimořádných zatížení byly vazníky navrženy tak, že přenášely hmotnost skruže a čerstvého betonu. Rozhodující pro návrh vazníků byl náraz letadla a zemětřesení (spoj vazník-sloup). Zvýšená pozornost byla věnována vyztužení kritických zón s uvažováním vzniku plastických kloubů s požadavkem na disipaci energie. Kritické oblasti (spoje se sloupy) vazníků jsou vyztuženy výztuží B500C (ε_{uk} > 7,5 %).

Z formy byly vazníky vyjmuty po dosažení 70% pevnosti betonu. Vazníky byly montovány cca tři měsíce po vyrobení a jejich montáž představovala jednu z nejsložitějších prací na stavbě SVJP. Přeprava unikátních železobetonových prefabrikovaných vazníků vyrobených v prefě PSG Otrokovice byla náročnou a netradiční zakázkou i pro dopravce ČD Cargo. Ojedinělé nosníky, každý s váhou cca 140 t, délkou 23 m a výškou v nejvyšším bodě kolem 4 m, musely být na stavbu dopraveny vozy, které umožnily umístění jednoho vazníku na dva vagony, a to kvůli jejich ob-

6

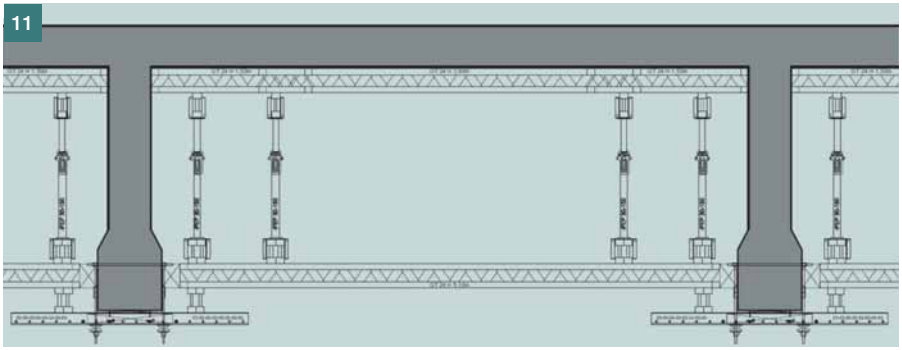
7

8

9

Obr. 10 Montážní skruž
▮ Fig. 10 Mounting rings

Obr. 11 Schéma montážní skruže
▮ Fig. 11 Scheme of the mounting rings



Literatura:
[1] ČSN EN 1990 – Zásady navrhování konstrukcí
[2] SG No. 116 – Design of Spent Fuel Facilities
[3] NS-G-1.4 – Design of Fuel Handling and Storage System for Nuclear Power Plants
[4] NS-G-1.5 – External Events Excluding Earthquakes in the Design of Nuclear Power Plants
[5] NS-G-1.6 – Seismic Design and Qualification for Nuclear Power Plants
[6] IAEA-TECDOC-1341 Extreme External Events in the Design and Assessment of Nuclear Power Plants
[7] IAEA-TECDOC-1347 Consideration of External Events in the Design of Nuclear Facilities other than Nuclear Power Plants, with Emphasis on Earthquakes
[8] DSP, ÚJV Řež, a. s., divize Energoprojekt Praha

rovské hmotnosti. Upevnění bylo provedeno pomocí speciálně vyrobené konstrukce. Komplikované bylo i osazování vazníků na trny a jejich zapojení do nosné konstrukce. (obr. 8 a 9). Výroba vazníků a jejich montáž vyžadovaly přesnost ± 10 mm. Vazníky byly osazovány na trny, které byly osazeny ve sloupu pomocí speciálních šablon vyrobených na základě zaměření vazníků. Jednotlivé trny byly různě dlouhé tak, aby při montáži bylo možno s nimi pohybovat.

Bednění střešní desky

Z důvodu náročného časového harmonogramu výstavby bylo nutné umožnit současně betonáž střechy skladovací, resp. příjmové haly a práce uvnitř objektu. Proto bylo standardní řešení podepření střešní desky skruží nahrazeno pomocnou podlahou v úrovni spodní příruby železobetonového prefabrikovaného vazníku (obr. 10 a 11).

Podlaha byla vytvořena z jednotlivých nosníkových roštů (panelů), které byly ukládány na konzoly připravené z ocelových závor. Jako nosníků bylo použito nosníků GT 24. Průhyb nosníků vyhověl požadovaným tolerancím a bednění nad pomocnou podlahou nebylo třeba nadvyšovat. Panely bednění byly vzhledem k roztečím jednotlivých nosníků potaženy překližkou, jednak z psychologického hlediska a jednak jako ochrana proti pádu drobných předmětů. Pro

urychlení výstavby byly panely smontovány v centrálním skladu Peri, zkompletované převezené na stavbu a okamžitě osazeny na vazníky. V rámci každého pole byl vždy vyroben jeden panel s montážním otvorem pro možnost odstranění bednění nad pomocnou podlahou po odbednění.

Detail uložení panelů spočíval v podvlečené ocelové závoře pod spodní přírubou, zavěšené z obou stran na táhlech DW 15. Pro možnost zavešení táhla bylo nutné již při výrobě prefabrikátů vložit do bednění ocelové trubky (prostupky) v předepsaných vzdálenostech, které po odbednění umožňovaly protažení závitové tyče M20. Táhlo DW 15 se pak zavěsilo pomocí oka ukončující táhlo na přesahující konec závitové tyče a celá tato sestava se dotáhla k boku příruby vazníku maticemi M20 tak, aby nedošlo k namáhání tyče přídavným ohybovým momentem. Styk ocelové závory a spodního líce vazníku byl realizován dotažením přes dřevěnou vložku, a to dokud nedošlo ke stlačení dřeva o cca 2 mm. Tento způsob zavěšení umožňoval betonáž z obou i z jedné strany vazníku. Namontování úložných konzol proběhlo ještě na vagonech. Pro možnost podvlečení závor bylo nutné uložit vazníky cca 400 mm nad podlahou vagonu. Samotné bednění desky bylo provedeno s použitím stropního nosníkového systému Peri Multiflex. Při montáži bylo nutné respektovat statický systém pomocné podlahy a umisťovat stojky systému do navržených míst, tj. v blízkosti vazníku.

ZÁVĚR

Konstrukce SVJP představuje komplikovanou konstrukci z hlediska návrhu, a to zejména vlivem extrémních a mimořádných zatěžovacích stavů. Při návrhu konstrukce SVJP bylo nutné využít výsledky zkoušek, numerických analýz a respektovat rozsáhlý soubor předpisů a standardů pro stavby jaderné energetiky, které jsou nadřazeny národním normám.

Zastřešení v prefamonolitické variantě výrazně urychlilo dobu výstavby a odstranilo náklady na skruž. Návrh betonové směsi byl proveden s ohledem na betonáž masivních prvků a ve velkých objemech. Doprava a montáž vazníků představovala nejsložitější část výstavby objektu.

Doba výstavby objektu byla dvanáct měsíců – tedy poměrně krátká. Kvalita provedení vyhovuje náročným požadavkům projektu. Monolitická konstrukce SVJP s prefamonlitickou střechou představuje konkurenceschopnou variantu k prefabrikovaným konstrukcím vybudovaným v zahraničí. Rozhodující pro volbu typu konstrukce jsou požadavky národní autority pro jadernou energetiku na mimořádná zatížení.

Investor	ČEZ, a. s.
Projektant BK	Statika, s. r. o.
Hlavní dodavatel	CEEI
Dodavatel BK	PSG – International, a. s.
Výstavba	duben 2009 až duben 2010
Cena konstrukce	cca 750 mil. Kč
Celkové invest. náklady	cca 1 200 mil. Kč

Ing. Emanuel Novák
e-mail: novak@statika.cz

Ing. Václav Hanuš
e-mail: hanus@statika.cz

Ing. Petr Beneš
e-mail: benes@statika.cz

všichni: Statika, s. r. o.
Jana Masaryka 677/45 120 00 Praha 2
tel.: 261 211 675, www.statika.cz

SÍLA ZKUŠENOSTI

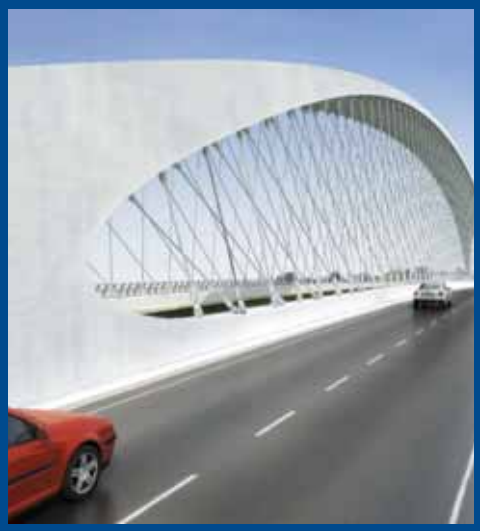
Mott MacDonald je jedna z největších mezinárodních projektových, inženýrských a poradenských společností

Mott MacDonald Praha poskytuje služby v mnoha oblastech inženýrského poradenství a projektového managementu. Jedná se o poradenské služby, zpracování studií ekonomického hodnocení, zpracování a posuzování všech stupňů projektové dokumentace, řízení a supervize projektů.

Oblasti činnosti:
- Silnice a dálnice
- Železnice
- Mosty a inženýrské konstrukce
- Tunely a podzemní stavby
- Vodní hospodářství
- Životní prostředí
- Geodetické práce
- Grafické aplikace
- Inženýring a konzultační činnost

Kontakt:
Mott MacDonald Praha
Ing. Jiří Petrák

T + 420 221 412 800
E czech@mottmac.com



www.mottmac.cz

Mott MacDonald