

Letmo betonované mosty první dálnice na Taiwanu

Cast-in-Place Cantilever Segmental Bridges of the First Freeway in Taiwan

Miroslav Olmer, Jiří Stráský

Letmo betonované mosty celkové délky 5,2 km jsou popsány z hlediska architektonického a konstrukčního řešení, postupu výstavby a statického řešení. Příhradová analogie byla použita pro analýzu podporových příčníků a pro spojení nosné konstrukce s pilíři.

Cast-in-place cantilever segmental bridges with a total length of 5.2 km are described in terms of the architectural and structural solutions, the process of construction and static analysis. The strut and tie method was applied for the analysis of pier diaphragms and to connect of the deck with piers.

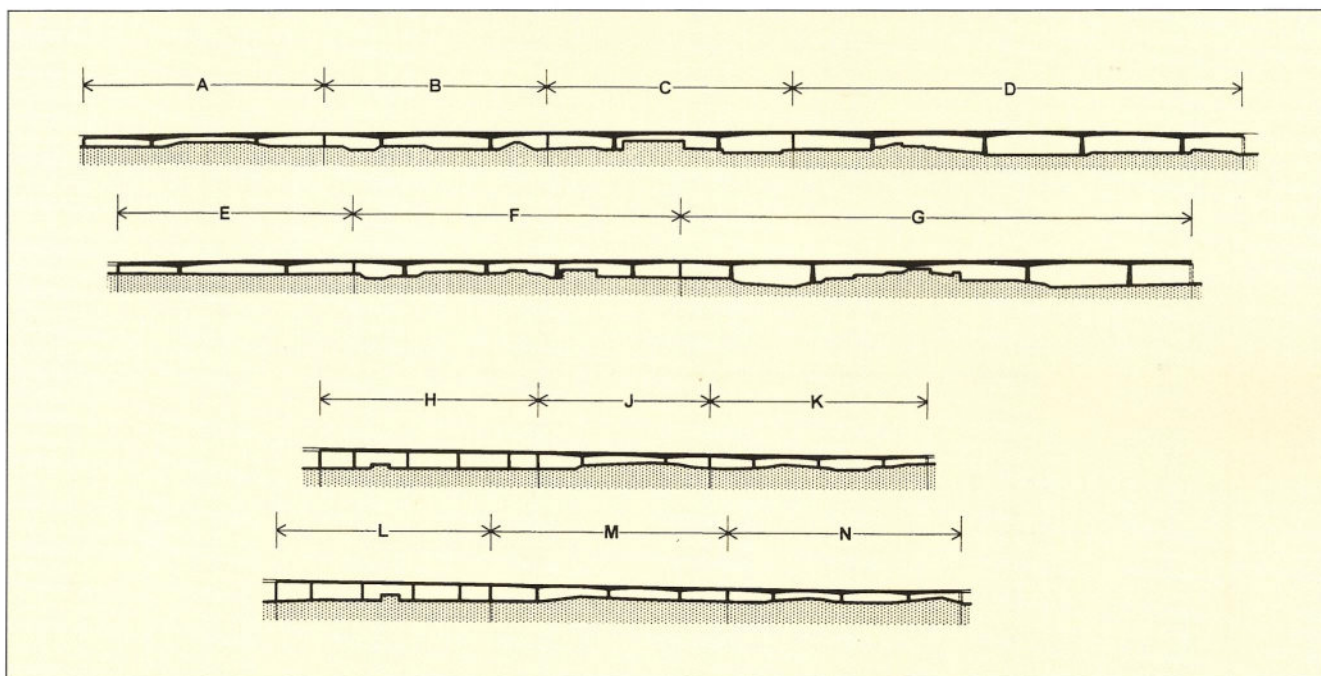
Již po 18 letech provozu dálnice č. 1 došlo poblíž Taipei na Taiwanu k takovému rozšíření provozu, že bylo rozhodnuto zvýšit její kapacitu na dvojnásobek. S ohledem na cenu pozemků, která v posledních letech prudce vzrostla, bylo rozhodnuto postavit novou dálnici v délce 22 km na mostech po obou stranách stávající dálnice na pozemcích již provozované komunikace (celkem 2×22 km) (obr. 1, 2). K této délce je nutno ještě přičíst délku mostů vyvolaných novým řešením složitých dálničních křižovatek (obr. 3).

Většina mostů je tvořena ocelovými nebo betonovými prefabrikovanými nosníky spráženými s monolitickou deskou, uloženými na konzolových prazích podepíranými kruhovými sloupy. Rozpětí polí těchto mostů je 25 až 45 m. Poblíž přechodu dálnice přes řeku Keelung bylo nutno navrhnout mosty s rozpětími až 175 m o celkové délce 5,2 km (obr. 4). Řešení těchto mostů je předmětem tohoto příspěvku.

Návrh mostů byl ovlivněn nejen provozními a hydraulickými hledisky, ale i estetickými požadavky na jednotu konstrukčního a architektonického řešení původních a nových mostů. Dále bylo nutné respektovat mimořádně velké účinky zemětřesení a požadavky na minimální omezení provozu na existující dálnici.

Návrhové zatížení

Mosty jsou navrženy a dimenzovány ve smyslu AASHTO, u kterého návrhové zatížení HS 20 bylo zvětšeno o 25 %. I toto zatížení představuje jen 61,7 % návrhového zatížení ČSN 73 6203. Vliv dotvarování a smršťování betonu byl uvažován ve smyslu CEB – FIP Model Code z roku '78. Pro návrh konstrukce bylo rozhodující seismické zatížení, které bylo po



Obr. 5 – Letmo betonované mosty – uspořádání konstrukcí a rozpětí polí:

- a) stavba 16 A = $100+160+100$, B = $85+160+85$, C = $95+155+110$ [m];
- b) stavba 16a D = $115+165+145+145+90$, E = $95+160+100$, F = $75+120+105+110+70$ [m];
- c) stavba 17 G = $75+120+140+175+150+90$, H = $50+80+75+75+43$, J = $65+123+65$, K = $65+95+95+70$ [m];
- d) stavba 17a L = $52+75+75+70+45$, M = $70+105+105+70$, N = $66+100+100+76$ [m] /Segmental cantilever bridges, - arrangement of structures and span length:
- a) contract 16 A = $100+160+100$, B = $85+160+85$, C = $95+155+110$ [m];
- b) contract 16a D = $115+165+145+145+90$, E = $95+160+100$, F = $75+120+105+110+70$ [m];
- c) contract 17 G = $75+120+140+175+150+90$, H = $50+80+75+75+43$, J = $65+123+65$, K = $65+95+95+70$ [m];
- d) contract 17 a L = $52+75+75+70+45$, M = $70+105+105+70$, N = $66+100+100+76$ [m]

vyhodnocení zemětřesení *Loma Prieta*, které proběhlo v oblasti San Franciska v roce 1989, upraveno prof. Penzienem z univerzity v Berkeley. Účinky zemětřesení se určují ve tvaru křivek vyjadřujících vztah mezi zrychlením a periodou kmitání (*Response Spectrum*). Na rozdíl od návrhových křivek používaných v AASHTO se návrhové křivky odvozené pro území poblíž Taipei vyznačují dlouhou počáteční vodorovnou částí udávající maximální zrychlení. To znamená, že převážná většina konstrukcí je namáhána maximálními účinky.

Architektonické a konstrukční řešení

Koncepční řešení vychází z americké filozofie navrhování mostů, která upřednostňuje redundantní, tedy mnohonásobně staticky neurčitě konstrukce. Velká pozornost se věnuje konstrukčním detailům umožňujícím při mimořádném zatížení vznik plastických kloubů, pohlcujících energii, které následně změkčují konstrukci. Poddajnější konstrukce pak má nižší frekvenci tedy větší periodu kmitání. Taková konstrukce pak lépe odolává zemětřesení. Tato filozofie je rozdílná od francouzské a japonské filozofie navrhování mostů pro seismické zatížení, které dávají přednost zvětšení poddajnosti konstrukce vložením pružných prvků mezi mostovku a spodní stavbu. Je zajímavé, že po vyhodnocení účinků zemětřesení v Kobe i v Japonsku začínají navrhovat konstrukce rámově spojené se spodní stavbou. A to nejen konstrukce betonové, ale i ocelové a ocelobetonové.

Projekt i stavba popisovaných mostů byla rozdělena do čtyř staveb označených čísly 16, 16a, 17, 17b. Jednotlivé stavby jsou dále rozděleny na jednotlivé mosty označené písmeny A–L (obr. 5). Všechny mosty jsou tvořeny letmo betonovanými sruženými rámy o třech až šesti polích o celkové délce až 750 m. Mosty jsou odděleny dilatačními spárami situovanými na společných *dilatačních pilířích*. Vnitřní pilíře mostů o třech až čtyřech polích jsou rámově spojeny s nosnou konstrukcí (obr. 6), na dilatačních pilířích je konstrukce uložena prostřednictvím hrncových ložisek. Vodorovné účinky od seismického zatížení jsou na dilatačních pilířích zachyceny smykovými ozuby (obr. 7). Podobně je konstrukce mostů o více polích uložena na krajních vnitřních pilířích (obr. 8).

Typické konstrukční řešení a postup stavby jsou ilustrovány na příkladě mostu B, který má tři pole délek 85,0+160,0+85,0 m (obr. 9).

Konstrukční řešení všech ostatních mostů je stejné, rozdíly jsou jen v řešení spodních staveb mostů 16, 16a a 17, 17a. Všechny mosty jsou založeny na vrтанých pilotách (obr. 10).

Střední pilíře některých mostů, které se staví paralelně se stávajícími mosty, jsou kruhového půdorysu a kónicky se rozšiřují (1:20) směrem k základům. Mimo jeden nízký pilíř stavby G, který je plný, jsou pilíře vylehčeny dutinou kruhového půdorysu. Pilíře jsou hustě vyztuženy nejen svislými, ale i příčnými spirálovými vložkami situovanými při obou površích betonového prstence (obr. 11). Příčné vložky jsou vzájemně spojeny hustými sponami zajišťujícími dostatečné *svázání – confinement* průřezů, které následně zvyšuje nejen únosnost, ale i plastické přetváření podpěr.

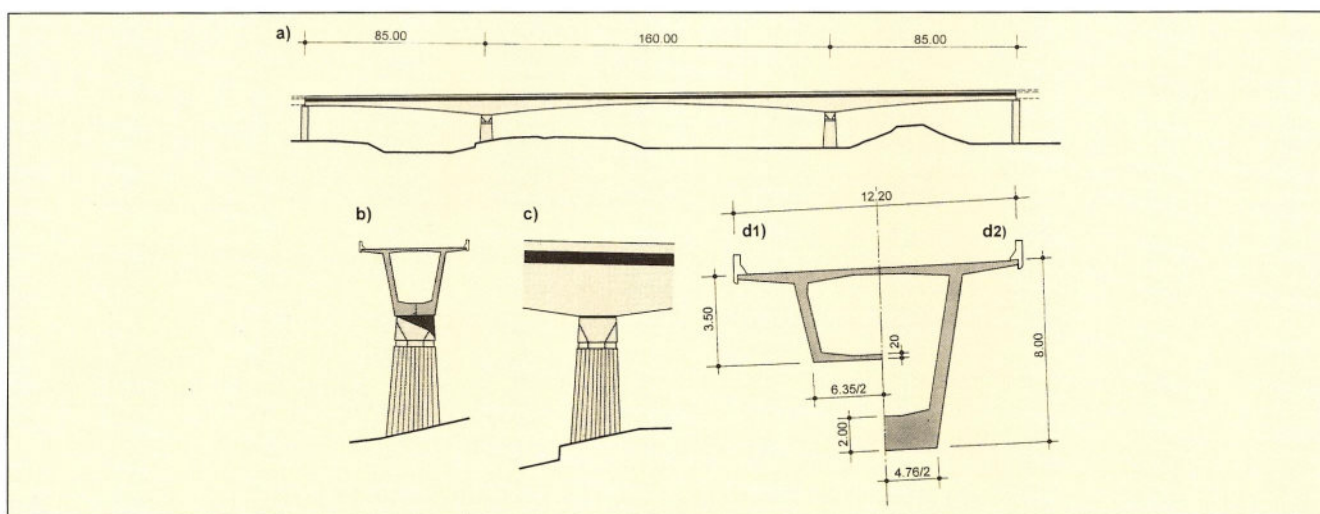
Střední pilíře staveb 17, 17a a všechny dilatační pilíře mají plný konstantní eliptický průřez (obr. 6, 7). Jsou vyztuženy podélnými vložkami svázanými dvěma vzájemně se překrývajícími spirálami.

Nosné konstrukce všech mostů jsou tvořeny jednokomorovými nosníky proměnné výšky (obr. 9d). Stěny komor jsou skloněny pod úhlem 1:5,69. Výška nosné konstrukce 3,50 m uprostřed rozpětí a nad dilatačními pilíři je u všech mostů stejná. Výška nad středními pilíři, která závisí na rozpětí, se mění od 3,50 m do 8,75 m. Náběh je parabolický s průběhem $y = ax^{1.6}$. Horní mostovková deska má proměnnou tloušťku 200-500 mm, skloněné stěny jsou 450-500 mm tlusté, spodní deska má tloušťku 200–2 200 mm.

Nosná konstrukce je s pilíři monoliticky spojena prostřednictvím dvojice podporových příčniců přímo navazujících na horní přechodovou část vnitřních podpěr, která má čtvercový půdorys (obr. 9 a 12). V podporových příčnicích jsou průchozí otvory.

Letmo betonovaná konstrukce – tedy monolitická segmentová konstrukce – je navržena podle *Guide Specification for Design and Construction of Segmental Concrete Structures* publikované AASHTO v roce 1989. Nosná konstrukce je podélně předepnutá třemi systémy kabelů (obr. 13, 14), které odpovídají klasickému uspořádání letmo betonovaných mostů:

a) zápornými kabely (*cantilever tendons*) vedenými v horní desce a půdorysně zakřivenými tak, aby je bylo možno zakotvit vždy ve stejném místě v náběhu horní desky. Kabely jsou napínány v průběhu letmé betonáže vždy z čela betonovaného segmentu.



Obr. 9 – Most B:

- pohled na most,
- příčný řez mostem,
- pohled na pilíř,
- příčný řez nosnou konstrukcí: 1 – uprostřed rozpětí, 2 – u podpěry

Bridge B:

- bridge elevation,
- bridge cross-section,
- pier elevation,
- typical deck section: 1 – at midspan, 2 – at pier

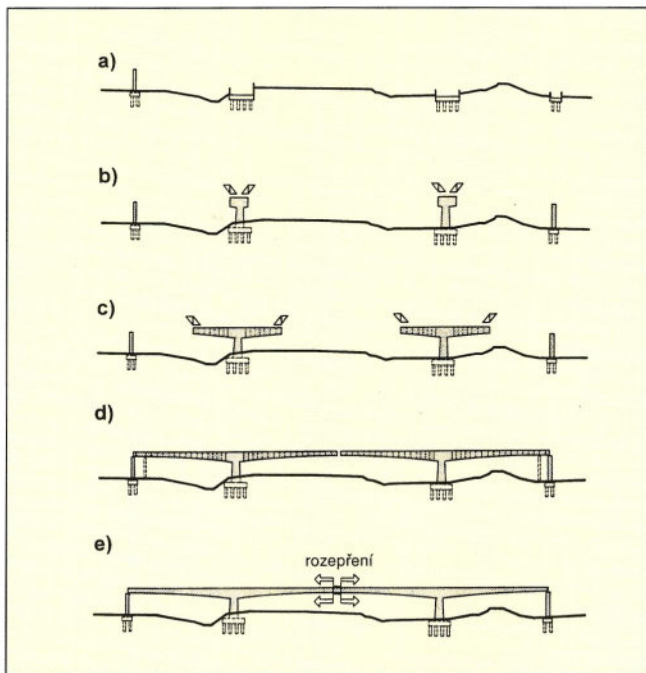
b) kladnými kabely (*span tendons*), vedenými ve spodní desce a kotvenými v nálticích situovaných v dolním rohu komorového průřezu.

c) průběžnými kabely (*continuity tendons*), vedenými ve stěnách komorového průřezu. Tyto kabely se nad podpěrami překrývají a jsou kotveny v nálticích za podporovými příčnicíky.

Pro omezení hlavních napětí jsou svislé stěny komorového průřezu předepnuty tyčemi *Dywidag*. V horní i spodní desce byly navrženy volné kanálky, které umožňují v průběhu stavby přidat další kabely. Aby bylo možno konstrukci v budoucnu dodatečně zesílit volnými kabely, byly v podporových příčnicích navrženy otvory a poblíž středu mostu v dolních rozích komorového průřezu byly navrženy deviátory.

Postup stavby

Mosty jsou stavěny klasickou letmou betonáží (obr. 15). Po vybetonování nesymetrického zárodku (obr. 16, 17) postupuje letmá betonáž jednotlivých segmentů. Část konstrukce u krajních podpěr, která je delší než polovina délky hlavního pole, se betonuje v konzole podepřené montážními podpěrami (obr. 18). Před spojením betonovaných konzol se konstrukce rozeprě tak, aby vyvozené účinky působily proti účinkům, které v konstrukci vznikají od dotvarování a smršťování betonu.



Obr. 15 – Postup stavby:

- založení, b) zárodek, c) postupná betonáž segmentů, d) podepření krajních polí montážními podpěrami, e) rozeprění hydraulickými lisami, betonáž střední spáry
- / Construction sequences: a) foundation, b) pier table, c) progressive casting of segments, d) support of side spans by mounting supports, e) jacking, casting of the midspan joint

Statická analýza

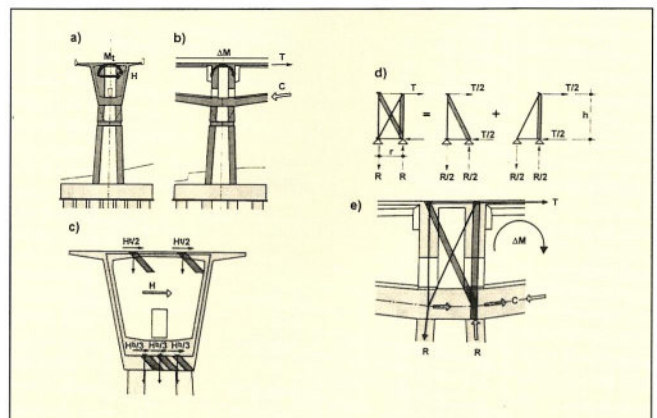
Konstrukce byly řešeny jako prutové konstrukce programovými systémy firmy T. Y. Lin International. V podélném směru mostu byla konstrukce modelována jako 3D prutová rámová konstrukce, v příčném směru jako 2D rámová konstrukce. Vliv postupné výstavby byl analyzován programem *SFRAME* vyvinutým na universitě v Berkeley pod vedením prof. Scordelis. [1].

Velká pozornost byla věnována analýze konstrukce v místě připojení ke středním stojkám. Konstrukce zde musí přenést velké příčné a podélné síly, které vyvolávají velké ohybové a smykové namáhání spáry mezi nosnou konstrukcí a stojkou. Navíc, konstrukční řešení zde musí umožnit vznik plastických kloubů. Filozofie návrhu mostů vychází z předpokladu, že nosná konstrukce je navržena s větší bezpečností než spodní stavba a že se při zemětřesení nepoškodí. To umožní ihned po zemětřesení zahájit provoz na mostě a opravit konstrukci (nahradit poškozený beton a zainjektovat trhlinky) v místě jejího spojení se spodní stavbou.

Důležitý byl také návrh podporových příčniců přenášejících příčné a kroučící účinky do spodní stavby. Je nutno si uvědomit, že příčné síly od zemětřesení dosahují u jednotlivých konstrukcí velikosti 40–60 % svislých sil.

Protože projekt všech letmo betonovaných mostů bylo nutno vypracovat v mimořádně krátké době 6 měsíců, byl pro analýzu jednotlivých účinků ve všech podporových oblastech výšky 3,50 až 8,75 m mostů A–L vypracován jednoduchý výpočtový model nahrazující konstrukci systémem vzpěr a táhel – *strut and tie model* [2]. Pro určení vnitřních sil byl vypracován jednoduchý program v Excelu, který převáděl vnitřní síly určené v prutovém modelu modelujícím celou konstrukci přímo na velikost sil ve vzpěrách a táhlech příhradového modelu. Program automaticky posoudil tlaková namáhání v tlačenech betonových prutech a určil množství betonářské výztuže v tažených prutech.

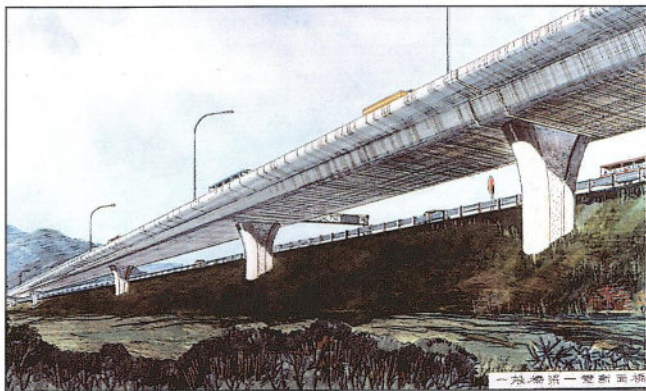
Působení konstrukce a nejdůležitější část výpočtového modelu popisujícího přenos příčné síly H , kroučícího momentu M_t a rámového momentu ΔM je zřejmé z obr. 19–21. Pro ostatní účinky byl vyvinut podobný model.



Obr. 19 – Návrh příčniců a spojení nosné konstrukce s pilíři:

- příčný řez konstrukcí, b) podélný řez konstrukcí, c) přenos vodorovné síly H , d) přenos tahové síly T , e) přenos rámového momentu ΔM
- / Design of the diaphragms and a connection of the deck with piers:
a) cross-section of the structure, b) longitudinal section of the structure, c) transfer of the horizontal force H , d) transfer of the tension force T , e) transfer of the frame moment ΔM

Příčná síla H (obr. 19a) je přenášena převážně horní a spodní deskou. Při analýze byla síla rozdělena na sílu H^a a sílu H^b působící v horní a dolní desce (obr. 19). Síla H^a je přenášena systémem vzpěr a táhel podobně jako smykový tok T od kroučícího momentu M_t , jehož přenos je popsán na obr. 21. Síla H^b je přenášena systémem vzpěr a táhel zřejmých z obr. 19c.



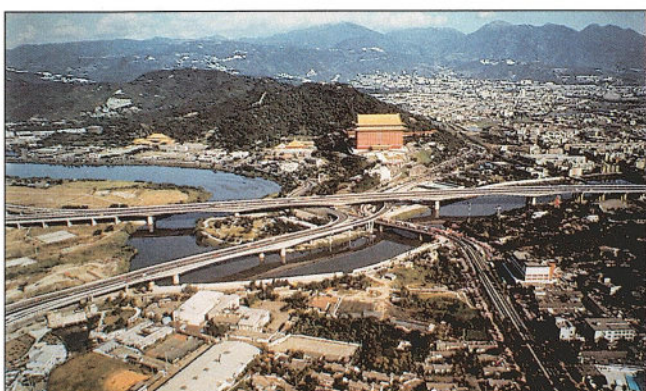
Obr. 1 – Nová dálnice vedená podél stávající komunikace – perspektivní pohled / New freeway situated along the existing communication – Artist rendering



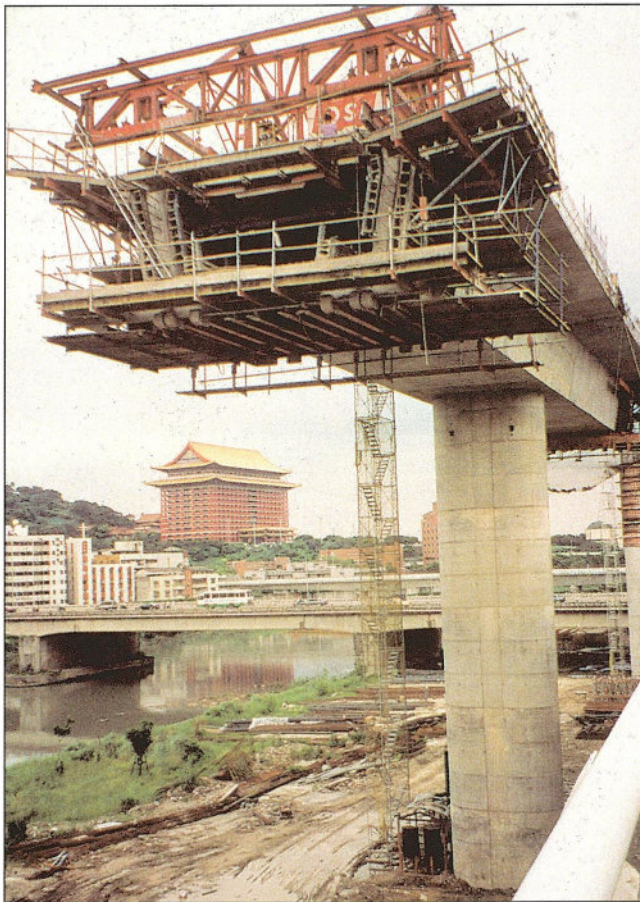
Obr. 2 – Nová dálnice vedená podél stávající komunikace – perspektivní pohled / New freeway situated along the existing communication – Artist rendering



Obr. 3 – Dálniční křižovatka poblíž Taipei / Freeway junction near Taipei



Obr. 4 – Dálniční most v Taipei / Freeway bridges in Taipei



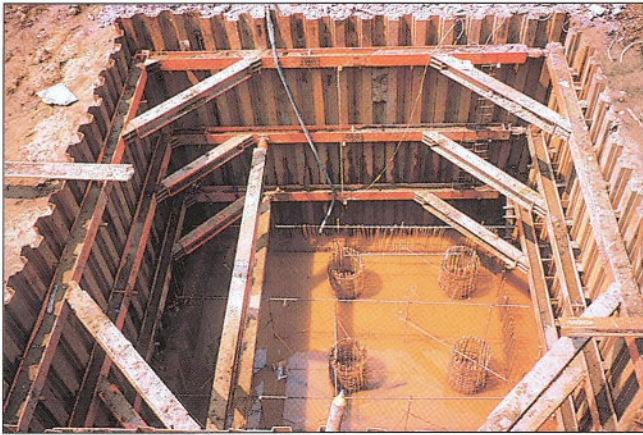
Obr. 6 – Vnitřní podpěra – rámové spojení nosné konstrukce s pilířem / Intermediate support – frame connection of the deck with pier



Obr. 7 – Dilatační pilíř / Expansion pier



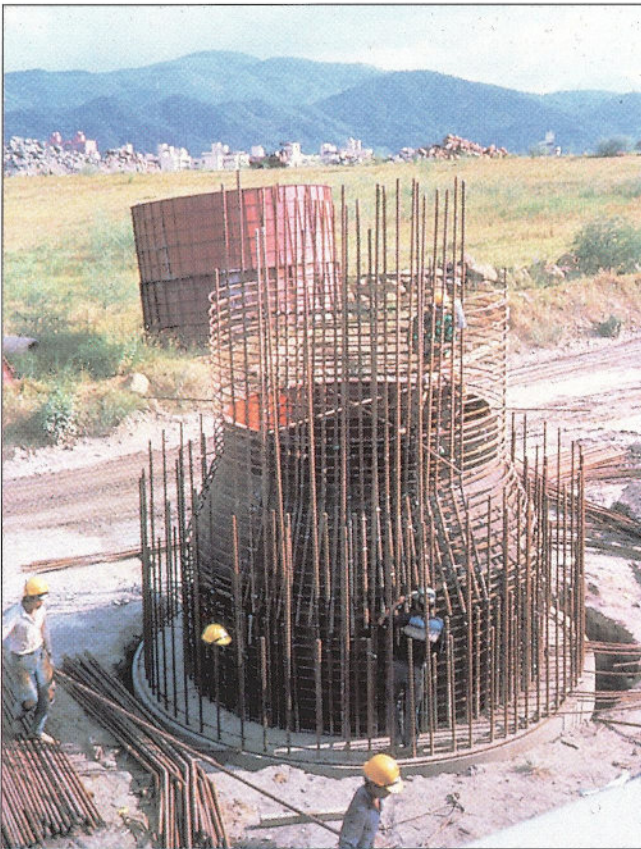
Obr. 8 – Vnitřní podpěra krajních polí – podepření konstrukce hrncovými ložisky, smykový ozub / Intermediate pier of the side spans – supporting of the deck by pot bearings, shear key



Obr. 10 – Založení mostu na vrtaných pilotách / *Foundation of the bridge on drilled piles*



Obr. 17 – Zárodek / *Pier table*



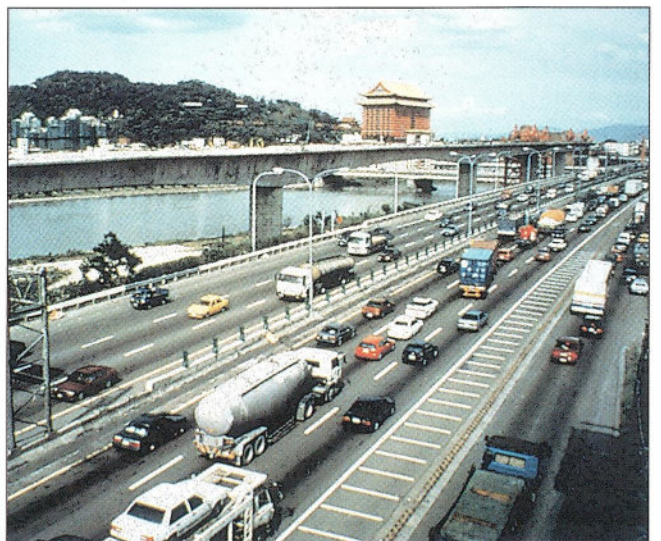
Obr. 11 – Betonářská výztuž pilíře / *Reinforcing steel of the pier*



Obr. 18 – Montážní podpěra v krajním poli / *Temporary tower in the side span*



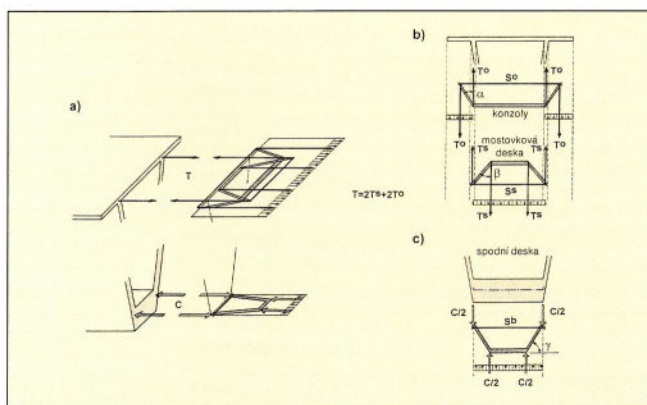
Obr. 16 – Stavba zárodku / *Construction of the pier table*



Obr. 22 – Pohled na most / *View of the bridge*

Přenos rámového momentu ΔM (obr. 19b) je zřejmý z obr. 19d a 19e. Tento výpočtový model byl vyvinut na základě podrobné analýzy prostorové konstrukce modelované deskostěnou provedené prof. Ghali z kanadské univerzity v Calgary. Protože podporové příčníky mají v porovnání se stěnovou tuhostí stěn komorového průřezu malou deskovou tuhost, je tahová síla $T = \Delta M/h$ působící v horní desce komorového průřezu přenášena dvěma systémy vzpěr a táhel působících ve stěnách komorového průřezu [3].

Je nezbytné si uvědomit, že tato tahová síla se musí přenést z desky do rámových rohů (obr. 20). Podobně i tlaková síla $C = -T$ působící v dolní desce, se musí přenést do rámových rohů. Výpočtový model přenosu tahového napětí působícího v konzolách (overhangs) a v desce mezi trámy (deck slab) je zřejmý z obr. 20b, model přenosu tlakových napětí ve spodní desce (bottom slab) je zřejmý z obr. 20c. Z obrázků je patrné, že v konstrukci vznikají značné příčné síly, které je nutno zachytit řádně zakotvenou příčnou výztuží.



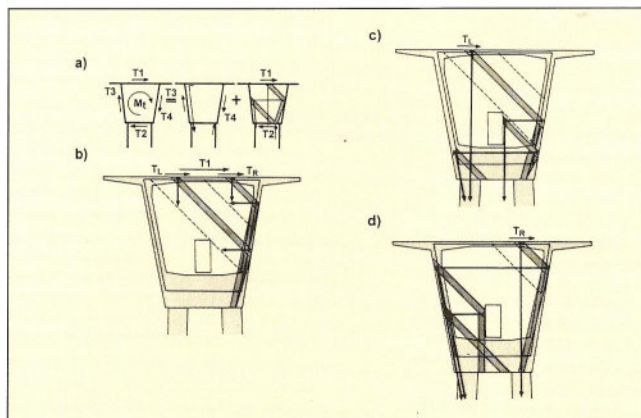
Obr. 20 – Přenos normálových napětí do rámových rohů komorového průřezu:
a) šikmý pohled, b) horní deska, c) spodní deska
/ Transfer of normal stresses into the frame corners of the box section:
a) oblique view, b) top slab, c) bottom slab

Velkou pozornost vyžadoval také návrh výztuže pro přenesení krouticího momentu M_t . Krouticí moment způsobuje smykový tok $T1$ a $T2$ působící v horní a spodní desce a $T3$ a $T4$ působící ve stěnách (obr. 21a). Zatímco smykový tok $T3$ a $T4$ je přenášen přímo tahovou výztuží a tlakovou únosností stěn, je smykový tok $T1$ přenášen podporovými příčníky do spodní desky, kde je v rovnováze se smykovým tokem $T2$. Celková smyková síla působící v horní desce se rovná součinu $T = T1 b_f$, ve kterém $T1$ je smykový tok a b_f je délka horní desky mezi stěnami. Tato síla je rozdělena do dvou sil $T_L = T_R = T/2$ působících v levé a pravé části horní desky (obr. 21b).

Tyto síly jsou přenášeny systémem vzpěr a táhel zřejmých z obr. 21c a 21d. Výztuž je ve styčných – uzlových bodech modelu – řádně zakotvena tak, aby umožnila analýzu příhradovou analogií. Stejným způsobem byly určeny vnitřní síly přenášející část příčné síly H .

Vzhledem ke skutečnosti, že Strut and tie model neumožňuje ekonomický návrh připojení náliček, ve kterých jsou kotveny předpínací kabely, bylo posouzení výztuže provedeno podle metody „smykového tření“ (shear friction) [4]. Při návrhu výztuže byly také zohledněny tahy, které vznikají za kotvami kabelů.

Dále byly podrobně analyzovány účinky vnitřních sil, které vznikají v příčném směru spodní desky komorového průřezu vlivem jejího podélného zakřivení a vlivem radiálních sil od kladných kabelů.



Obr. 21 – Přenos krouticího momentu M_t :
a) smykový tok, b) přenos smykové síly $T1$, c) přenos smykové síly T_L , d) přenos smykové síly T_R
/ Transfer of the torsional moment M_t :
a) shear flow, b) transfer of the shear force $T1$, c) transfer of the shear force T_L , d) transfer of the shear force T_R

Závěr

Projekt mostu byl vypracován v roce 1992 firmou T. Y. Lin International, San Francisco. První autor byl zodpovědný za řízení prací na návrhu nosné konstrukce a za projekt konstrukcí D a G, druhý autor byl zodpovědný za návrh všech konstrukcí v příčném směru a za návrh podporových oblastí i kotvení kabelů. Vypracoval také projekt konstrukce B uvedené na obr. 9. Stavbu realizuje taiwanská firma Kung Sing, DSI je subdodavatelem pro předpínání. Realizační dokumentaci zpracovala firma DRC ve své pobočce v Sacramento. T. Y. Lin International kontroloval realizační dokumentaci a prováděl kontrolní výpočty postupu výstavby i nadvýšení konstrukce. Zůstal tedy partnerem investora a garantoval klientovi kvalitu projektu. Stavba mostů (obr. 22) probíhá podle připravovaného harmonogramu bez podstatných problémů.

Literatura

- [1] Scordelis, A. C.: Computer models for Nonlinear Analysis of Reinforced and Prestressed Concrete Structures. *Journal of PCI*, Chicago. Nov./Dec. 1983
- [2] Schlaich, J., Schäfer, K. - Jennewein, M.: Toward a Consistent Design of Structural Concrete. *Journal of PCI*, Chicago. May/June 1987.
- [3] Mathivat, J.: The Cantilever Construction of Prestressed Concrete Bridges. John Wiley & Sons. New York 1983.
- [4] Nilson, A.: Design of Prestressed Concrete. John Wiley & Sons. New York 1987.

Ing. Miroslav Olmer, P. E., Senior Principal T. Y. Lin International, 825 Battery Street, San Francisco, CA 94941

Prof. Ing. Jiří Stráský, CSc., P. E., vedoucí Ústavu betonových a zděných konstrukcí
VUT-FAST, Údolní 53, 662 42 Brno, technický ředitel Stráský, Husový a Partneři, inženýrská kancelář, s. r. o., Bohunická 50, 619 00 Brno