

プレストレストコンクリート橋の海外との技術比較に関する調査研究（その 2）

プレストレストコンクリート橋の海外との技術比較に関する調査研究委員会*

1. 主桁の試設計概要

1.1 試設計の目的

主桁に関しては、55 m + 80.0 m + 55 m、橋長 190 m の 3 径間連続ラーメン箱桁橋を対象として、各国規準を用いた試設計を行い構造の違いを比較した。試設計では、主に使用限界状態および終局限界状態の曲げ・せん断に対する照査を行って、部材寸法や鋼材配置を決定した。

使用限界状態の設計においては、曲げに対する制限方法として、各国おおむねフルプレストレス、ひび割れ発生限界、ひび割れ幅制御の制限方法が定められているが、ここで実施した試設計では、ひび割れ幅で制御する方法を採用することとした。ただし、道示にはひび割れ幅制御が規定されていないため、日本の試設計は設計要領第二集（日本道路公団）に準拠することとしたが、具体的なひび割れ幅の算定式は【2002 年制定】コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕に準じている。

1.2 対象橋梁

対象橋梁の設計条件および使用材料を表 - 1 に、構造一般図を図 - 1 に示す。

表 - 1 設計条件および使用材料

構造形式	PC 3 径間連続ラーメン箱桁橋
橋長	190 m
支間長	55.0 + 80.0 + 55.0 m
幅員	有効幅員 9.260 m (全幅員 10.150 m)
桁高	2.2 m ~ 4.7 m
設計活荷重	各国規準に規定される活荷重 ・ B 活荷重 (道示) ・ Design Truck + Design Lane Load Design Tandem + Design Lane Load (AASHTO LRFD) ・ HA 活荷重 (BS 5400) ・ SLW 60 (DIN 1045) ・ A 活荷重 (BPEL 91)
照査方法	各国規準に規定される方法
コンクリート強度	40 N/mm ² (ただし、BS 5400 は Cubic 強度で Grade 50 とする)
鉄筋	SD 390 相当
PC 鋼材	引張強度 1850 N/mm ² 相当
張出し架設機材荷重	800 kN
張出し施工サイクル	10 日

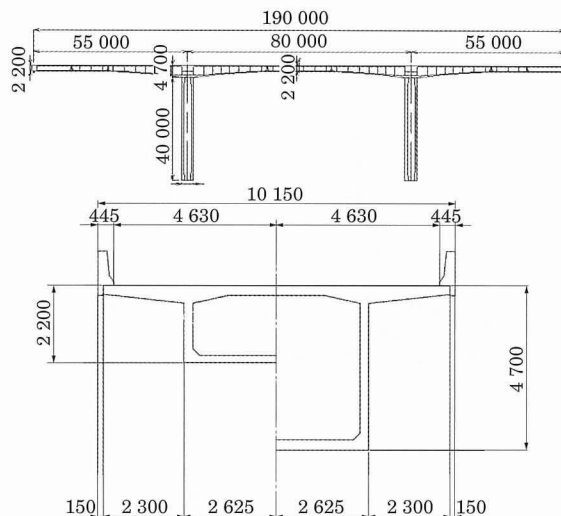


図 - 1 構造一般図

2. 断面力比較

2.1 活荷重断面力

活荷重断面力を比較するにあたり、各国の設計荷重強度がわが国と比較してどの程度であるか判断するため、有効幅員 9.260 m の単純桁を用い、支間長をパラメーターとした載荷活荷重総量（重量）の比較を行った。載荷活荷重総量の載荷モデル図を図 - 2 に、比較結果を図 - 3 に示す。

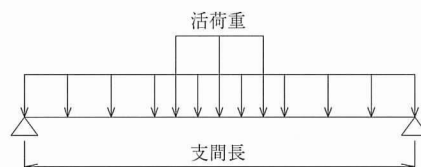


図 - 2 載荷活荷重総量載荷モデル図

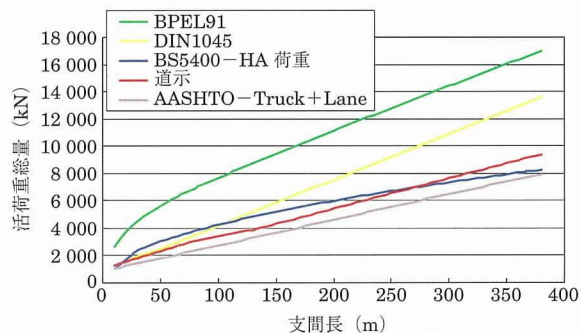


図 - 3 載荷活荷重総量比較図

載荷活荷重総量を比較した結果、支間に関わらず、BPEL 91 がもっとも大きな載荷活荷重を想定していることが判明した。また、試設計に用いた支間 80 m 程度においては、BPEL 91 に続いて載荷活荷重が大きい方から、BS 5400、DIN 1045、道示、AASHTO LRFD の順であった。

次に、試設計モデルに各国規準の活荷重を載荷した結果を図 - 4 および表 - 2 に示す。ここで、BS 5400 と BPEL 91 においては明確な衝撃係数が規定されておらず、かつ活荷重強度自体も影響線載荷長をパラメーターとして変化する

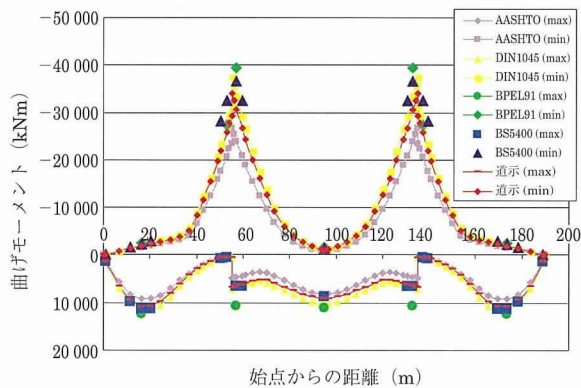


図 - 4 活荷重断面力比較図

表 - 2 活荷重断面力比較結果

規準	支点上 (中央側)		支間中央部	
	値 (kNm)	道示との比	値 (kNm)	道示との比
道示	- 30 470	100 %	9 197	100 %
AASHTO	- 23 864	78 %	8 255	90 %
BS 5400	- 36 615	120 %	8 809	96 %
DIN 1045	- 33 515	110 %	10 201	111 %
BPEL 91	- 39 478	130 %	11 174	121 %

ことが道示と大きく異なる点であった。

試設計モデルにおいても、活荷重を単独で比較した場合には BPEL91 がもっとも大きく、道示に対しておおむね 20 ~ 30 % 大きな活荷重断面力であり、AASHTO LRFD がもっとも小さく、道示に対しておおむね 70 ~ 80 % の活荷重断面力となった。しかしながら、BS 5400 と BPEL 91 に関しては荷重強度自体が影響線載荷長に依存されるため、今回の比較結果がすべての構造系にあてはまらないことに留意する必要がある。

2.2 設計断面力

設計断面力を比較するにあたり、荷重係数は各国規準に定められた値を使用した。使用限界状態の荷重係数を表 - 3 に示し、終局限界状態における荷重係数を表 - 4 に示す。表 - 3 からわかるように、各国の使用限界状態における(活荷重+衝撃)の荷重係数は必ずしも 1.0 が使用されているわけではない。また、使用限界状態の DIN 1045 に見られるプレストレス 2 次力の 0.9 や、終局限界状態の BS 5400 に見られるクリープ・乾燥収縮が 1.20 など、各国規準の荷重係数には道示と異なる点が見受けられた。これらについては、各国規準の変遷・経緯をさらに詳しく調査する必要がある。

終局限界状態においては、道示の荷重係数が大きいことが容易に読みとれるが、道示は荷重係数に部分安全係数や材料係数も含まれているため、表 - 4 のみから必ずしも道示がもっとも安全側であるとはいききれない。

次に、使用限界状態における設計断面力比較結果を図 - 5 および表 - 5 に、終局限界状態における設計断面力比較結果を図 - 6 および表 - 6 に示す。

活荷重のみを比較した場合では、各国規準の差が比較的顕著に表れたが、死荷重なども考慮した使用限界状態の設計断面力においては、各国おおむね同等の断面力であった。これに対し、終局限界状態においては荷重係数が大きく

表 - 3 使用限界状態の荷重係数

規準 (発行年) (国名)	種類	主桁自重	橋面荷重 (追加死荷重)	活荷重 + 衝撃	プレストレス 2 次力	クリープ	乾燥 収縮	温度 変化	温度 差	架設時 荷重	適用
道示 (2001) (日本)	施工時	1.0	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0	1.0	
	死荷重時	1.0	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	
	設計荷重時	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	
	温度変化時	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0	
	温度差時	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0	
AASHTO LRFD (1998) (アメリカ)	SERVICE 1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.5	—	PC 構造物の圧縮応力照査
	SERVICE 3	1.0	1.0	0.8	1.0	1.0	1.0	1.0	0.5	—	PC 構造物の引張応力照査
BS5400 (1990) (イギリス)	1	1.0	1.2	1.2	1.0	1.0	1.0				左記の荷重係数は γfL で、全荷重組合せに $\gamma f3$ をさらに乗ずる。 設計時の $\gamma f3 = 1.00$
	2	1.0	1.2	1.0	1.0	1.0	1.0				
	3	1.0	1.2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.8		
DIN 1045 (2001) DIN4227 (ドイツ)	永久荷重時	1.0	1.0	0.2	0.9	1.0	1.0				0.9 倍のプレストレスで照査
	変動荷重時	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0		要求レベル C
BPEL91 (1992) (フランス)	まれな 組合せ	1	1.0	1.0	1.2	1.0	1.0	1.0			
		2	1.0	1.0	1.2	1.0	1.0	1.0		0.5	
		3	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		1.0	
	よくある 組合せ	4	1.0	1.0	0.72	1.0	1.0	1.0			
		5	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0		0.5	
	永久荷重	6	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0			

表 - 4 終局限界状態の荷重係数

規準 (発行年) (国名)	種類	主桁 自重	橋面荷重 (追加 死荷重)	活荷重 +衝撃	プレストレス 2次力	クリープ	乾燥 収縮	温度 変化	温度差	外ケーブル 張力 増加量	適用
道示 (2001) (日本)		1.3D + 2.5L	1.3	2.5	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0	100 N/mm ²	
		1.0D + 2.5L	1.0	2.5	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0	100 N/mm ²	
		1.7 (D + L)	1.7	1.7	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0	100 N/mm ²	
AASHTO LRFD (1998) (アメリカ)	STRENGTH1	1.25	1.5	1.75	1.00	1.25 D + 1.0 P	0.5	—	—	400 N/mm ²	外ケーブルの張力増加量は 算出式によって求める。
BS5400 (1990) (イギリス)	1 2 3	1.15	1.75	1.50	1.00	1.20	1.20				設計時と同様に $\gamma f3$ を別途 考慮。 終局時の $\gamma f3 = 1.10$
		1.15	1.75	1.25	1.00	1.20	1.20				
		1.15	1.75	1.25	1.00	1.20	1.20	1.30	1.00		
DIN 1045 (2001) DIN4227 (ドイツ)	1	1.35	1.35	1.5	1.0	1.0	1.0			0 N/mm ²	
BPEL91 (1992) (フランス)	1 2 3 4	1.0	1.0		1.0	1.0	1.0			0 N/mm ²	
		1.35	1.35		1.0	1.0	1.0			0 N/mm ²	
		1.35	1.35	1.6	1.0	1.0	1.0			0 N/mm ²	
		1.0	1.0	1.6	1.0	1.0	1.0			0 N/mm ²	

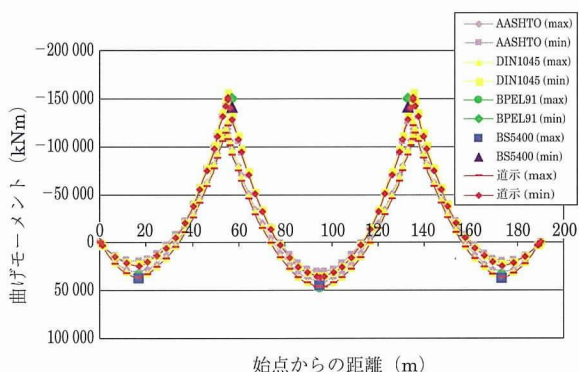


図 - 5 使用限界状態の断面力比較図

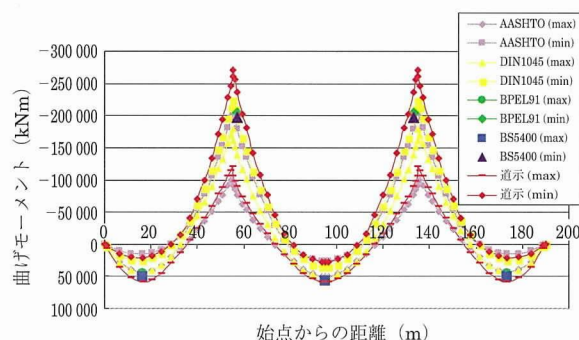


図 - 6 終局限界状態の断面力比較図

表 - 5 使用限界状態の断面力比較結果

規準	支点上 (中央側)		支間中央部	
	値 (kNm)	道示との比	値 (kNm)	道示との比
道示	-128 116	100 %	46 445	100 %
AASHTO	-125 805	98 %	39 707	85 %
BS 5400	-141 499	110 %	45 842	99 %
DIN 1045	-132 978	104 %	45 190	97 %
BPEL 91	-149 900	117 %	47 104	101 %

表 - 6 終局限界状態の断面力比較結果

規準	支点上 (中央側)		支間中央部	
	値 (kNm)	道示との比	値 (kNm)	道示との比
道示	-236 589	100 %	59 588	100 %
AASHTO	-179 532	76 %	50 802	85 %
BS 5400	-196 726	83 %	58 345	98 %
DIN 1045	-193 799	82 %	52 674	88 %
BPEL 91	-203 001	86 %	57 081	96 %

影響し、中間支点上および支間中央ともに道示がもっとも大きい断面力となった。

3. 試設計結果

ここでは、各国規準を用いて設計された橋梁の部材厚やPC鋼材量、必要鉄筋量などの比較を行った結果について述べる。

なお、各国設計規準は、おおむね限界状態設計法を採用しているため、仕様規定型設計法である道示と異なり多くの判断が設計者に委ねられている。したがって、本試設計を行うにあたり、規準に規定されていない事項については、現地技術者にヒアリングを行った結果を試設計に反映させることとした。部材厚および鋼材量について、試設計結果

を表 - 7 に示す。

3.1 部材厚および鋼材量

(1) 部 材 厚

上床版厚については、各国おおむね設計者が自由に設定することになっているが、AASHTO LRFDの最小床版厚が非常に薄いのが特徴的であった。しかしながら、主桁の試設計における上床版厚は道示に準じている。

中間支点付近の下床版厚については、曲げ圧縮で決定されることとなる。ここで、BS 5400の中間支点付近における下床版厚が500 mmともっとも厚くなったのは、曲げ耐力算出時の等価応力ブロックの係数が0.4と小さく、最小鉄筋量程度の配筋でも終局釣合鉄筋量以上となったため、コンクリート断面を増加させてじん性を持たせたためである。

表 - 7 部材厚および鋼材量

		道示 (2001) 〔2002 年制定〕 コンクリート標準仕方書 〔構造性能照査編〕	AASHTO LRFD (1998)	BS 5400 (1990)	DIN-FB 102	BP EL 91 (1992)	備考		
		日本	アメリカ	イギリス	ドイツ	フランス			
コンク リート	上床版厚	張出し床版 先端部	250 mm 床版横筋め の定着具のかぶり	250 mm 設計者が設定 構造細目不明	250 mm 設計者が設定 構造細目：—	250 mm 設計者が設定 最小厚 (ZTV-ING 2003) では ≥ 230 mm	250 mm 設計者が設定 構造細目不明		
		ウェブ上	450 mm 設計者が設定 構造細目：395mm 以上	450 mm 設計者が設定 構造細目不明	450 mm 設計者が設定 構造細目：—	450 mm 設計者が設定 最小厚 (ZTV-ING 2003) では ≥ 380 mm	450 mm 設計者が設定 構造細目不明		
		箱桁内中央部	280 mm 設計者が設定 構造細目：265 mm 以上	280 mm 構造細目：175mm 以上	280 mm 設計者が設定 構造細目：—	280 mm 設計者が設定 最小厚 (ZTV-ING 2003) では ≥ 230 mm	280 mm 設計者が設定 構造細目不明		
	下床版厚	側径間中央部	200 mm 設計者が設定 構造細目：140 mm 以上	200 mm 設計者が設定 構造細目不明	200 mm 設計者が設定 構造細目：—	200 mm 設計者が設定 最小厚 (ZTV-ING 2003) では ≥ 180 mm	200 mm 設計者が設定		
		中間支点上	300 mm 設計荷重時の 曲げ圧縮応力度 ($\sigma \leq 14.0$ N/mm ²)	300 mm 設計荷重時の 許容圧縮応力度 16 N/mm ²	500 mm 終局時曲げ破壊	500 mm 設計者が設定 最小厚 (ZTV-ING 2003) では ≥ 180 mm	250 mm 設計者が設定		
		中央径間 支間中央部	200 mm 設計者が設定 構造細目：140 mm 以上	200 mm 設計者が設定 構造細目不明	200 mm 設計者が設定 構造細目：—	200 mm 設計者が設定 最小厚 (ZTV-ING 2003) では ≥ 180 mm	200 mm 設計者が設定		
	ウェブ厚	側径間中央部	250 mm 設計者が設定 構造細目：140mm 以上	250 mm 設計者が設定 構造細目不明	250 mm 設計者が設定	340 mm 最小厚 (ZTV-ING 2003) 構造高 4.0 m 以上で 400 mm, 1.0 m 以下で 300 mm	300 mm ケーブル偏向位置で の設計荷重作用時の 平均せん断応力度		
		中間支点上	400 mm 設計荷重作用時の 斜引張応力度 ($\sigma \leq 2.0$ N/mm ²)	250 mm 設計者が設定 構造細目不明	250 mm 終局時平均せん断 応力度最大値 $\tau < 5.3$ N/mm ²	500 mm 最小厚 (ZTV-ING 2003) 構造高 4.0 m 以上で 400mm, 1.0 m 以下で 300mm	400 mm 設計荷重作用時の 平均せん断応力度		
		中央径間 支間中央部	250 mm 設計者が設定 構造細目：140 mm 以上	250 mm 設計者が設定 構造細目不明	250 mm 設計者が設定	340 mm 最小厚 (ZTV-ING 2003) 構造高 4.0 m 以上で 400mm, 1.0 m 以下で 300mm	300 mm ケーブル偏向位置で の設計荷重作用時の 平均せん断応力度		
	鉄筋	上床版 軸方向	箱内一上側全橋	D13@250 最小鋼材量	D13@250 最小鋼材量	D13@250 最小鋼材量	支間中央：D13@150 支点上：D13@150 最小鋼材量 (5.4.1.2.1)	D13@250 最小鋼材量	
			箱内一下側全橋	D19@125 床版の設計より D13@250 最小鋼材量	D13@250 床版の設計より D13@250 最小鋼材量	D13@250 最小鋼材量	支間中央：D13@150 支点上：D13@150 最小鋼材量 (5.4.1.2.1)	D13@250 最小鋼材量	
			張出し床版一上側 全橋	D13@250 最小鋼材量	D13@250 最小鋼材量	D13@250 最小鋼材量	D13@150 最小鋼材量 (5.4.3.2.2) 端部 1.0 m 内側は @150	D13@250 最小鋼材量	
張出し床版一下側 全橋			D16@125 床版の設計より D25@125	D13@250 床版の設計より D16@125	D13@250 最小鋼材量 D25@125	D13@150 最小鋼材量 D25@200	D13@250 最小鋼材量 D25@125		
下床版 軸方向		側径間中央部	D13@250 曲げ破壊体力 最小鋼材量	D13@250 曲げ破壊耐力 最小鋼材量	D13@250 D13@250 最小鋼材量	D13@200 D13@200 最小鋼材量	D13@250 D13@250 最小鋼材量		
		中間支点上	D13@250 D25@125	D13@250 D16@125	D13@250 D25@125	D13@200 D25@200	D13@250 D25@125		
		中央径間 支間中央部	ひび割れ幅制御 $w_a \leq 0.005$ C	曲げ破壊耐力	曲げひび割れ幅	曲げ破壊の検討	曲げ破壊耐力		
スターラップ		側径間中央部	D13@125 終局荷重時の せん断耐力	D13@125 終局荷重時の せん断耐力	D13@125 終局荷重時の せん断耐力	D13@250 最小鋼材量	D13@125 終局荷重時の せん断耐力		
		中間支点上	D16@125 終局荷重時の せん断耐力	D13@125 終局荷重時の せん断耐力	D19@125 終局荷重時の せん断耐力	D19@100 終局荷重時の せん断耐力	D13@125 終局荷重時の せん断耐力		
		中央径間 支間中央部	D13@125 終局荷重時の せん断耐力	D13@125 終局荷重時の せん断耐力	D13@125 終局荷重時の せん断耐力	D13@250 最小鋼材量	D13@125 終局荷重時の せん断耐力		
PC 鋼材		内ケーブル	26 本 架設時の 曲げ引張応力度 (-1.0 N/mm ²)	20 本 永久荷重時の 曲げ引張応力度 (-3.16 N/mm ²)	22 本 架設時の 曲げ引張応力度 (-1.0 or -2.54 N/mm ²)	26 本 準永久荷重時 (-3.2 N/mm ²)	26 本 架設時の 曲げ引張応力度 (-2.12 N/mm ²)		
		外ケーブル	側径間中央部	6 本 永久荷重時の 曲げ引張応力度 (-2.96 N/mm ²)	6 本 永久荷重時の 曲げ引張応力度 (-3.16 N/mm ²)	6 本 使用限界状態の 曲げ引張応力度 (-6.3 N/mm ²)	6 本 設計荷重時の 曲げ引張応力度 (-3.5 N/mm ²)	6 本 設計荷重時の 曲げ引張応力度 (-4.5 N/mm ²)	
	中央径間 支間中央部		6 本 永久荷重時の 曲げ引張応力度 (-2.96 N/mm ²)	6 本 永久荷重時の 曲げ引張応力度 (-3.16 N/mm ²)	8 本 使用限界状態の 曲げ引張応力度 (-6.3 N/mm ²)	6 本 設計荷重時の 曲げ引張応力度 (-3.5 N/mm ²)	8 本 設計荷重時の 曲げ引張応力度 (-4.5 N/mm ²)		

ただし、ケーブル配置は、架設鋼材を内ケーブル、連続鋼材を外ケーブルとする。

ウェブ厚については、仕様規定的な桁高から求まる最小ウェブ厚が規定されている DIN のウェブ厚がもっとも厚くなる結果となり、使用限界状態においてレザール効果を考慮した平均せん断応力度による照査が規定されている BPEL 91 は、道示とほぼ同等のウェブ厚となった。一方、使用限界状態においてウェブに対する照査項目が規定されていない AASHTO LRFD と BS 5400 においては、実用上の最小ウェブ厚に設定した 250 mm でも斜め圧縮破壊に対する規定に対して問題ない結果が得られた。

(2) 鋼材量

張出し施工を想定した試設計であったため、架設時に対しては内ケーブルを配置し、使用限界状態に対して外ケーブルを配置することとした。ここで、架設時の曲げ引張応力度の制限値については、AASHTO LRFD が 3.2 N/mm²、BS 5400 が 2.54 N/mm²、DIN 1045 が 2.5 N/mm²、BPEL 91 が 2.1 N/mm² である。一方、使用限界状態においては、各国ともに全断面有効の仮想縁引張応力度による制限値を設けており、曲げひび割れ幅の算出が必要なのは DIN 1045 のみであった。ただし、BS 5400 に関しては、全内ケーブル構造の場合には曲げひび割れ幅を算出する必要はないが、試設計が外ケーブルを用いた構造であることから、曲げひび割れ幅を算出する必要が生じた。

このような条件の下で試設計を行った結果、PC 鋼材量は AASHTO LRFD による設計がもっとも少なくなった。また、DIN 1045 においては準永久荷重時（死荷重 + 0.2 × 活荷重 + 0.9 × プレストレス）にフルプレストレスとする規定から PC 鋼材量が決定され、BPEL 91 についても同様に、頻繁荷重（基本荷重の 75 %）に対してフルプレストレスとする規定から、PC 鋼材本数が決定された。支間中央断面での仮想曲げ引張応力度と制限値を表 - 8 に示す。

表 - 8 支間中央断面の曲げ応力度（使用限界状態）

	種別	単位	道示	AASHTO	BS 5400	DIN 1045	BPEL 91
仮想縁 応力度	設計値	N/mm ²	6.10	1.30	5.00	3.50	4.00
	制限値	N/mm ²	なし	3.20	6.30	3.50	4.50

橋軸方向鉄筋については、中間支点上では使用限界状態および終局限界状態ともに多大な必要鉄筋量は算出されなかったが、支間中央断面では AASHTO LRFD を除く各国で D 25 が必要との結果が得られた。これは試設計橋梁の支間が短く、中間支点上は架設時のみで決定されたためである。

スターラップの算出方法は、道示同様のトラス理論を採用しているのが BS 5400 と DIN 1045 であり、AASHTO LRFD および BPEL 91 では修正圧縮場理論を採用している。

スターラップの配筋量については、BS 5400 と DIN は必要鉄筋量が D 19 となった。これは、BS 5400 では平均せん断応力度 0.4 MPa に相当する配筋量をスターラップの最小配筋量と規定しており、必要配筋量が算出された場合においても、最小配筋量を追加配筋することが規定されているためであり、DIN 1045 については、終局限界状態の断面力が道示と同等であったためである。

4. 道示と各国規準

4.1 日本規準適用結果

これまで、各国規準を用いた試設計結果について述べてきたが、前号で紹介したとおり、たとえば使用限界状態の斜め引張応力度の照査を規定しているのは道示のみであり、曲げひび割れ幅の算出式や曲げひび割れ幅の制限値も各国で異なっている。ただし、今回の比較では道示にあわせて曲げひび割れ幅という指標を用いたが、各国規準の一般的な設計では、必ずしも曲げひび割れ幅を算出せず、仮想縁応力度による照査を行っていることに留意しておく必要がある。

これらのことをふまえ、各国規準で設計された橋梁を日本規準で照査した場合についての比較・検討を試みた。比較・検討は支間中央の曲げひび割れ幅と中間支付近の斜め引張応力度について行った。比較結果を表 - 9 に示す。

表 - 9 に示したとおり、曲げについては BS 5400 が日本規準の曲げひび割れ幅を満足しない結果となった。これは、BS 5400 の算出曲げひび割れ幅が最大ひび割れ幅ではなく、平均ひび割れ幅であることに起因していると考えられる。

せん断については、使用限界状態で照査を規定されていない AASHTO LRFD、BS 5400、DIN 1045 において、ウェブ厚が仕様規定されている DIN 1045 は道示の斜め引張応力度を満足したが、AASHTO LRFD および BS 5400 ではウェブ上端と断面図心位置における斜め引張応力度を満足しない結果となった。

使用限界状態の斜めひび割れについては、あらかじめ補修を前提とした設計を行っているのか、部材厚を技術者の経験に基づく仕様規定的要素により決定しているため実際には問題となっていないのか、などについては今後も引き続き調査が必要である。

4.2 終局限界状態の荷重係数

終局限界状態においては、安全係数をすべて荷重側で考慮する道示の荷重係数が、部分安全係数法を用いる各国規準で考慮する安全係数に対してどの程度の位置づけであるか、曲げを対象に検討を行った。

終局限界状態の曲げに関する検討は、一般に次式で行われる。

$$M_R \geq M_U$$

ここで、 M_R は曲げ破壊耐力、 M_U は終局曲げモーメントである。この式は、荷重係数を α 、部分安全係数を γ とすると次式のようになる。

$$M_R/\gamma \geq \alpha M_S$$

$$\therefore M_R' \geq (\alpha \cdot \gamma) M_S$$

ただし、 M_S は荷重による曲げモーメント、 M_R' は $\gamma = 1.0$ のときの曲げ破壊耐力（道示）である。道示の場合は部分安全係数と材料係数を乗じた $(\alpha \cdot \gamma)$ をひとつの荷重係数として与えられていると考えられ、部分安全係数と材料係数、荷重係数などの内訳が不明である。そこで、各国規準で算出された断面を用いて道示式による曲げ破壊耐力 M_R' を算出し、各国規準の見かけの材料係数 γ を求めて $(\alpha \cdot \gamma)$ 比較を行った。比較検討結果を柱頭部断面について表 - 10

表 - 9 日本規準適用結果

	道示 (2001) 〔2002 年制定〕 コンクリート標準仕方書 〔構造性能照査編〕	AASHTO LRFD (1998)	BS5400 (1990)	DIN1045 (2001), 4227	BPEL91 (1992)	
曲げ	照査項目	曲げひび割れ幅	縁引張応力度および鉄筋の許容応力度	仮想縁引張応力度および曲げひび割れ幅	縁引張応力度および曲げひび割れ幅	縁引張応力度
	各国規準による設計値と制限値	①縁引張応力度 (参考値) $\sigma = -6.1 \text{ N/mm}^2$ ②曲げひび割れ幅 最外縁 D25ctc125, 2 段目 主鉄筋のかぶり 58 mm $\sigma_s = 147 \text{ N/mm}^2$ $w = 0.155 \text{ mm}$ $< 0.005 \cdot C = 0.005 \cdot 58 = 0.290 \text{ mm}$ OK	①縁引張応力度 $\sigma = -1.3 \text{ N/mm}^2 > -3.2 \text{ N/mm}^2$ OK ②鉄筋応力度の照査 $\sigma < -4.0 \text{ N/mm}^2$ の場合に検討 $f_s = 234 \text{ N/mm}^2$ (試設計は鉄筋応力照査不要)	①仮想縁引張応力度 $\sigma = -5.0 \text{ N/mm}^2 > -6.3 \text{ N/mm}^2$ OK ②曲げひび割れ幅 ($D + 1.2 D + L + T + 0.8 TF$) $w = 0.239 \text{ mm} < 0.250 \text{ mm}$ OK	①縁引張応力度 $\sigma = -3.5 \text{ N/mm}^2 > -3.5 \text{ N/mm}^2$ OK ②曲げひび割れ幅 $w = 0.180 \text{ mm} < 0.200 \text{ mm}$ OK	①縁引張応力度 $\sigma = -4.0 \text{ N/mm}^2 > -4.5 \text{ N/mm}^2$ OK
	道示規準による設計値と制限値	33 断面 (中央径間支間中央) ②曲げひび割れ幅 最外縁 D16ctc125, 2 段目 D16ctc125 主鉄筋のかぶり 58mm $\sigma_s = 50 \text{ N/mm}^2$ $w = 0.065 \text{ mm}$ $< 0.005 \cdot C = 0.005 \cdot (45 + 13) = 0.290 \text{ mm}$ OK	33 断面 (中央径間支間中央) ②曲げひび割れ幅 ($D + 1.2 D + L + T + 0.8 TF$) 最外縁 D25ctc125, 2 段目 D13ctc250 主鉄筋のかぶり 58mm $\sigma_s = 217 \text{ N/mm}^2$ $w = 0.311 \text{ mm}$ $> 0.005 \cdot C = 0.005 \cdot (45 + 13) = 0.290 \text{ mm}$ NG	33 断面 (中央径間支間中央) ②曲げひび割れ幅 最外縁 D25ctc200, 2 段目 D13ctc200 主鉄筋のかぶり 38 mm $\sigma_s = 115 \text{ N/mm}^2$ $w = 0.169 \text{ mm}$ $< 0.005 \cdot C = 0.005 \cdot (38) = 0.190 \text{ mm}$ OK	33 断面 (中央径間支間中央) ②曲げひび割れ幅 最外縁 D25ctc125, 2 段目 D13ctc250 主鉄筋のかぶり 56 mm $\sigma_s = 165 \text{ N/mm}^2$ $w = 0.230 \text{ mm}$ $> 0.005 \cdot C = 0.005 \cdot (40 + 16) = 0.280 \text{ mm}$ OK	
せん断	照査項目	斜め引張応力度	照査項目なし	照査項目なし	照査項目なし	レザール効果を考慮した平均せん断応力度
	各国規準による設計値と制限値	①ウエブ上端 $\sigma I = -1.7 \text{ N/mm}^2 > -2.0 \text{ N/mm}^2$ OK				①図心 ($D + 1.2L + 0.5T$) $\tau = -2.193 \text{ N/mm}^2 > -2.735 \text{ N/mm}^2$ OK
	道示規準による設計値と制限値	①ウエブ上端 $\sigma I = -2.28 \text{ N/mm}^2 < -2.0 \text{ N/mm}^2$ NG ②図心 $\sigma I = -2.17 \text{ N/mm}^2 < -2.0 \text{ N/mm}^2$ NG ③ウエブ下端 $\sigma I = -1.74 \text{ N/mm}^2 > -2.0 \text{ N/mm}^2$ OK	①ウエブ上端 ($D + 1.2D + 1.2L$) $\sigma I = -3.876 \text{ N/mm}^2 < -2.0 \text{ N/mm}^2$ NG ②図心 ($D + 1.2D + 1.2L$) $\sigma I = -2.759 \text{ N/mm}^2 < -2.0 \text{ N/mm}^2$ NG ③ウエブ下端 ($D + 1.2D + 1.2L$) $\sigma I = -0.90 \text{ N/mm}^2 > -2.0 \text{ N/mm}^2$ OK	①ウエブ上端 $\sigma I = -0.251 \text{ N/mm}^2 > -2.0 \text{ N/mm}^2$ OK ②図心 $\sigma I = -0.203 \text{ N/mm}^2 > -2.0 \text{ N/mm}^2$ OK ③ウエブ下端 $\sigma I = -0.098 \text{ N/mm}^2 > -2.0 \text{ N/mm}^2$ OK	①ウエブ上端 ($D + 1.2L + 0.5T$) $\sigma I = -1.88 \text{ N/mm}^2 > -2.0 \text{ N/mm}^2$ OK ②図心 ($D + 1.2L + 0.5T$) $\sigma I = -1.12 \text{ N/mm}^2 > -2.0 \text{ N/mm}^2$ OK ③ウエブ下端 ($D + 1.2L + 0.5T$) $\sigma I = -0.24 \text{ N/mm}^2 > -2.0 \text{ N/mm}^2$ OK	

に示し、支間中央断面について表 - 11 に示す。なお、表 - 10 および表 - 11 に示した $\alpha \gamma (D + L)$ は道示の $1.7 (D + L)$ を、 $(\alpha D + \beta L) \gamma$ は道示の $1.3 D + 2.5 L$ を意味する。

表 - 10 は死荷重比率の高い柱頭部断面の結果であるが、道示は $\alpha \gamma (D + L)$ の $(\alpha \cdot \gamma) = 1.70$ が設計断面力となっている。これに対し、道示にもっとも近い設計断面力となったのは DIN 1045 の 1.68 であるが、そのほかは AASHTO LRFD の 1.51, BS 5400 の 1.57, BPEL 91 の 1.58 となつて

おり、道示の 89 ~ 93 % の設計断面力となった。

次に死荷重比率の低い支間中央断面の表 - 11 に着目すると、道示は $(\alpha D + \beta L) \gamma = 1.94$ が設計断面力であるが、各国規準では 1.53 ~ 1.64 (対道示比 79 ~ 85 %) という結果が得られた。

これらのことから、今回の試設計規模の構造において、道示は相対的に高い終局限界状態の断面力を用いていることがわかった。しかしながら、今回の比較結果は γ も含ま

表 - 10 終局限界状態の荷重係数比較 (柱頭部断面)

(曲げモーメントの単位: $\times 10^3 \text{ kNm}$)						
柱頭部断面	道示	AASHTO	BS 5400	DIN 1045	BPEL 91	
自重 (D)	- 105	- 106	- 99	- 108	- 105	
橋面荷重 (D)	- 21	- 22	- 21	- 21	- 21	
活荷重 (L)	- 25	- 21	- 32	- 25	- 27	
$M_s = D + L$	- 151	- 149	- 152	- 154	- 153	
M_u	$\alpha (D + L)$	
	$\alpha D + \beta L$	- 226	- 202	- 218	- 211	- 213
γ	1.00	1.11	1.09	1.22	1.13	
$\gamma M_u (= \alpha \gamma M_s)$	- 224	- 238	- 258	- 241	
$\gamma M_u / M_s (= \alpha \gamma)$	$\alpha \gamma (D + L)$	1.70	1.51(0.89)	1.57(0.92)	1.68(0.99)	1.58(0.93)
	$(\alpha D + \beta L) \gamma$	1.50	1.61(1.01)	1.57(1.05)	1.68(1.12)	1.58(1.05)

ただし、() 内は道示との比率を表す。

表 - 11 終局限界状態の荷重係数比較 (支間中央断面)

(曲げモーメントの単位: $\times 10^3 \text{ kNm}$)						
支間中央部断面	道示	AASHTO	BS 5400	DIN 1045	BPEL 91	
自重 (D)	2.6	2.5	2.7	2.7	2.7	
橋面荷重 (D)	5.7	5.3	6	5.8	5.8	
活荷重 (L)	9.6	8.3	8.8	9.7	11.2	
$M_s = D + L$	17.9	16.1	17.5	18.2	19.7	
M_u	$\alpha (D + L)$	30.4
	$\alpha D + \beta L$	34.8	25.6	24.6	26	29.4
γ	1.00	1.01	1.07	1.07	1.06	
$\gamma M_u (= \alpha \gamma M_s)$	25.8	26.1	27.9	31.2	
$\gamma M_u / M_s (= \alpha \gamma)$	$\alpha \gamma (D + L)$	1.70	1.61(0.95)	1.64(0.96)	1.53(0.90)	1.58(0.93)
	$(\alpha D + \beta L) \gamma$	1.94	1.61(0.83)	1.64(0.85)	1.53(0.79)	1.58(0.81)

ただし、() 内は道示との比率を表す。

れているため、終局限界状態の断面力が高いことは材料に対する信頼性が高いことを示唆しているとも考えられる。

5. 主桁設計についての考察

使用限界状態は各国ともに材料線形で解析が行われるため、仕様規定や特別な荷重組合せによる検討が行われなかり、必要鋼材量や必要部材厚は制限値に比例すると考えられる。

しかしながら、曲げに関しては BS 5400 の Additional-Reinforcement の規定（引張鉄筋比 1.0 % 増で曲げ引張応力度の制限値 4.0 N/mm² の緩和）が道示と大きく異なる規定であった。また、斜めひび割れに対して直接的に斜め引張応力度を規定しているのは道示のみであり、仕様規定的にウェブ厚を規定している DIN 1045 や、間接的にレザール効果を考慮した平均せん断応力度を規定した BPEL 91 を除くと、AASHTO LRFD と BS 5400 においては照査項目が規定されていない。これらの違いは、各国の耐久性や補修に関する考え方の違いが明確に表れた項目であった。

これに対し、終局限界状態は制限値が規定されず、部分安全係数や材料係数、および荷重係数によって部材の総合的な安全率が設定されることとなる。終局限界状態を比較する上で特徴的であったのは、等価応力ブロックの係数（終局限界状態のコンクリートの材料特性）が、各国で大きく異なっていることであった。終局限界状態の係数（材料安全係数を考慮した耐力計算に用いる材料の特性値）を表 - 12 に示す。

表 - 12 終局限界状態の係数

	道示	AASHTO	BS 5400	DIN 1045	BPEL 91
コンクリート	0.85	0.76	0.40	0.57	0.67
鉄筋	1.00	1.00	0.87	0.87	0.87
内ケーブル	0.93	0.90	0.87	0.87	0.87

表 - 12 から、道示の係数は各国と比較してコンクリート、鉄筋、内ケーブルのすべてで大きいことがわかる。これは前述したとおり、道示はわが国の品質に対する信頼性が高いことを反映した結果であると考えられる。しかしながら、将来的に性能照査設計に移行することを考えると、道示のようにすべての安全率を荷重係数として取り扱うのではなく、安全率の明確な考え方を明確に規準化されることが望まれる。

以上のように、今回は道示と海外規準を主桁設計を通じて比較を行った。次回は床版および概算工費の比較、ならびに本研究委員会としてのまとめを報告する。

参考文献

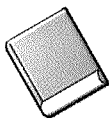
- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書 構造性能照査編，2002 年

*その2執筆担当者

岡山 準也・斎藤 壮・立松 博・堤 忠彦

(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会)

【2005 年 9 月 14 日受付】



刊行物案内

第 1 回 fib コンgress 2002 — 21 世紀のコンクリート構造 — 論文集

(平成 14 年 10 月)

平成 14 年 10 月に大阪で開催された標記コンgressの講演論文集です。

下記の 2 種類となります。

- | | |
|--|---|
| <p>(1) プロシーディングス 1 (印刷物 全 2 巻) :
全ての招待講演論文および採用論文の要旨
(1 論文あたり 2 ページ) を掲載
会員 特価 : 10 000 円 (税込み・送料 協会負担)
非会員価格 : 12 000 円 (税込み・送料 協会負担)</p> | <p>(2) プロシーディングス 2 (印刷物 全 8 巻) :
プロシーディングス 1 および全ての採用論文
を掲載
会員 特価 : 30 000 円 (税込み・送料 協会負担)
非会員価格 : 36 000 円 (税込み・送料 協会負担)</p> |
|--|---|