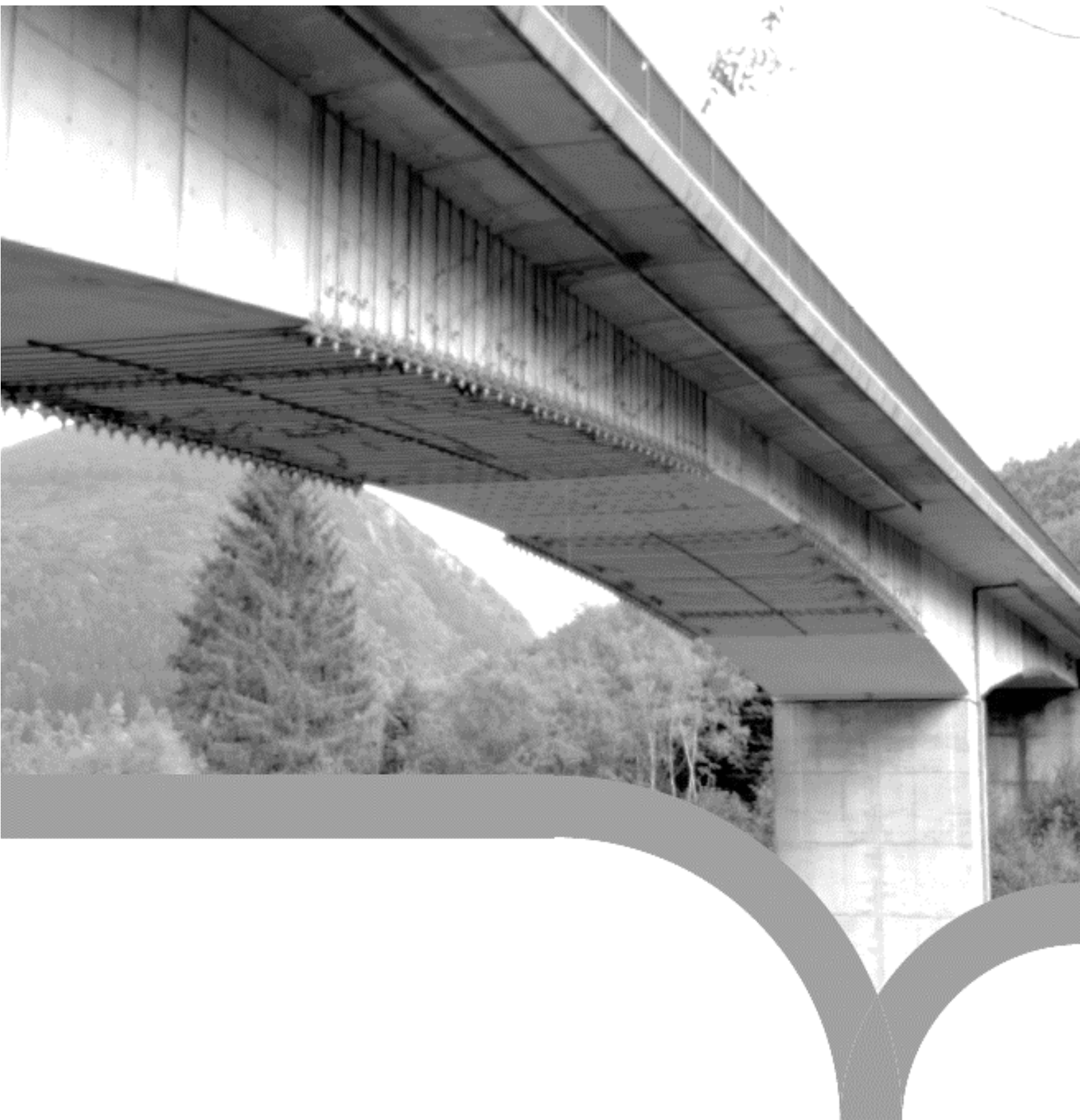


Conception des réparations structurales et des renforcements des ouvrages d'art

Annexe A-2

**Évolution des règles de calcul des ponts en béton armé ou
précontraint**





Rédaction

Daniel POINEAU

Ex-Sétra

Jean-Michel LACOMBE

Cerema Infrastructures de transport et matériaux

Éric LOZINGUEZ

Cerema Infrastructures de transport et matériaux

Relecteurs

Laurent LABOURIE

Cerema Nord Picardie

Jean-Christophe CARLES

Cerema Méditerranée



Préambule

Ce document constitue une annexe électronique au guide Cerema de 2015

« Conception des réparations structurales et des renforcements des ouvrages d'art ».



Sommaire

Préambule	3
Sommaire	4
Introduction.....	6
Généralités	8
2 - ÉVOLUTION DES RÈGLES DE CALCUL DU BÉTON ARMÉ	11
2.1 - Généralités	11
2.2 - Période des débuts du béton armé aux années 1900	11
2.3 - Période des années 1900 aux années 1960.....	11
2.4 - Tableau comparatif des règles de 1906 et 1934 avec l'incidence des règles de charges de 1927	11
2.5 - Période des années 1960 aux années 1980.....	14
2.6 - Tableau comparatif des règles de calcul de 1964, 1968 et 1970	15
2.7 - Période des années 1980 aux Eurocodes	23
2.8 - Tableau comparatif des règles de calcul de 1980, 1983, 1991 et 1999	23
3 - ÉVOLUTION DES RÈGLES DE CALCUL DU BÉTON PRÉCONTRAIT	16
3.1 - Généralités	27
3.2 - Période du début du béton précontraint aux années 1950	27
3.3 - Période des années 1950 aux années 1980.....	27
3.4 - Tableau comparatif des règles de 1953 et 1965.....	28
3.5 - Période des années 1980 aux Eurocodes	39
3.6 - Tableau comparatif des règles de 1983, 1991 et 1999.....	39



Page laissée blanche intentionnellement





Introduction

Il est utile, lors de l'évaluation structurale d'un ouvrage existant, de savoir comment et pourquoi les règles de charges et de calcul utilisées à l'époque de la construction ont évolué et de connaître quelles en sont les imprécisions, les insuffisances voire les erreurs. Le présent document retrace l'évolution des règles de charge et de calcul des ouvrages en béton armé et précontraint et ce depuis les années 1850. Il fournit également des précisions sur les modifications et les améliorations apportées à ces règles par des circulaires diverses et variées dont il n'est pas toujours facile de retrouver la trace.



Page laissée blanche intentionnellement



Généralités

Les règles de charges et de calcul étant le plus souvent étroitement imbriquées, le tableau ci-après donne les références de ces différentes règles et ce depuis 1852. L'évolution des règles de calculs est développée dans les chapitres suivants :

- évolution des règles de calcul du béton armé ;
- évolution des règles de calcul du béton précontraint.

Année	Domaine					Référence	Sous-titre
	Béton armé	Béton Précontraint	Métal	Mixte	Charges civiles Charges militaires		
août 1852				X		Décret du 10 août 1852 portant règlement sur la police du roulage et des messageries publiques	
février 1858			X			Circulaire sur les épreuves des ponts-rails (pour mémoire)	
juin 1869			X	X		Circulaire du 15 juin 1869 relative aux épreuves à faire subir aux ponts métalliques destinés aux voies de terre	Premier règlement de charges et de calcul pour les ponts routes métalliques. Se réfère à la circulaire du 26 février 1858 relative aux épreuves des ponts ferroviaires
juillet 1877			X	X		Circulaire du 8 juillet 1877 relative à la révision des circulaires du 26 février 1858 et du 15 juin 1869 relatives aux épreuves des ponts métalliques	Cette circulaire traite à la fois des règles de charges et de calcul
août 1891			X	X		Circulaire du 29 août 1891 relative à la révision de la circulaire de 1877, nouvelles règles relatives aux épreuves des ponts métalliques	Cette circulaire comme la précédente traite à la fois des règles de charges et de calcul
octobre 1906	X			X	X	Circulaire du 20 octobre 1906	Emploi du béton armé
janvier 1915			X	X	X	Circulaire du 8 janvier 1915	Ponts métalliques - Règlement de charges
juin 1920				X		Circulaire du 1er juin 1920	
mai 1927	X		X	X		Circulaire série A n°3 du 10 mai 1927	Ponts métalliques et ponts en béton armé
mai 1930				X		Circulaire du 5 mai 1930	
février 1933			X			Circulaire série A n°1 du 7 février 1933	Ponts métalliques et ponts en béton armé
juillet 1934	X					Circulaire série A n°8 du 19 juillet 1934	règles BA 34
mai 1937						Circulaire série A n°3 du 10 mai 1937	
mars 1939			X			Circulaire série A n°4 du 7 mars 1939	Ponts métalliques et ponts en béton armé
mai 1939				X		Circulaire du 5 mai 1939	Conditions de résistance des ouvrages d'art
août 1940				X		Circulaire A-1 du 29 août 1940	Ponts métalliques et ponts en béton armé
octobre 1944				X		Circulaire série A n°27 du 14 octobre 1944	Modification de l'article 2 du règlement du 10 mai 1927 pour le calcul et les épreuves de ponts métalliques
avril 1946			X			Circulaire série A n°21 du 30 avril 1946	Instruction pour le calcul des charpentes et ponts en acier avec assemblages soudés à l'arc électrique
février 1946				X		Circulaire série A n°27 du 11 février 1946	Instruction relative à la circulation des matériels militaires lourds sur les ouvrages d'art

Année	Domaine					Référence	Sous-titre
	Béton armé	Béton Précontraint	Métal	Mixte	Charges civiles		
février 1946					X	Circulaire série B n°27 du 11 février 1946	Instruction relative à la circulation des matériels militaires lourds sur les ouvrages d'art
déc. 1946					X	Circulaire série B n°243 du 10 décembre 1946	Instruction relative à la circulation des matériels militaires lourds sur les ouvrages d'art
juin 1947					X	Circulaire TP série B n°110 du 6 juin 1947	Conditions de circulation des matériels militaires lourds sur les ouvrages d'art
mars 1950					X	Circulaire TP, SP II, n°42 du 7 mars 1950	Circulation des matériels lourds sur les ouvrages d'art
octobre 1953	X					Circulaire n°141 du 26 octobre 1953	Instructions provisoires relatives à l'emploi du béton précontraint
avril 1958				X	X	Circulaire n°30 du 5 avril 1958	Instructions relatives aux programmes de surcharges et aux épreuves des ponts-routes
janvier 1960	X					Circulaire SCET de M. JR Robinson (revue Routes)	Déroghations aux règles de calcul du béton armé de 1934
août 1960		X	X	X	X	Circulaire n°65 du 19 août 1960	fascicule 61, Titre I à V - conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art
déc. 1962				X	X	Lettre du 8 décembre 1962 du ministre au chef du SSAR	Programme de surcharges pour les ponts sous autoroutes
nov. 1964	X					Circulaire n°70 du 14 novembre 1964	fascicule 61, Titre VI - conception et calcul des ouvrages en béton armé
août 1965	X					Circulaire n°44 du 12 août 1965	IP1 - Instruction provisoire relative à l'emploi du béton précontraint
mars 1966			X			Circulaire d-10944 du 25 mars 1966	Ponts routiers de portée moyenne. Règles de calcul des ponts mixtes acier-béton
déc. 1968	X					Circulaire MEL n°68-119 du 11 décembre 1968	fascicule 61, Titre VI (CCBA 68)
février 1970		X				Circulaire n°70-18 du 4 février 1970	fascicule 61 Titre V - Conception et calcul des ponts et constructions métalliques en acier
juin 1970	X					Décret n°70-505 du 5 juin 1970	modification du fascicule 61, Titre VI
octobre 1970	X					Circulaire MEL n°70-115 du 27 octobre 1970	fascicule 61, Titre VI (CCBA 70) - Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé
déc. 1971	X	X	X	X	X	Circulaire n°71-145 du 13 décembre 1971	Instruction provisoire sur les directives communes relative au calcul des constructions
déc. 1971				X	X	Circulaire n°71-155 du 29 décembre 1971	fascicule 61, Titre II - Programme de charges et épreuves des ponts routiers
déc. 1971	X	X	X	X	X	Circulaire n°71-156 du 30 décembre 1971	mesures d'application du fasc. 61, Titre II - Programme de charges et épreuves des ponts routiers
août 1973		X				Circulaire n°73-150 du 7 août 1973	fascicule 61, Titre V - Conception et calcul des ponts et constructions métalliques en acier
août 1973	X					Circulaire n°73-153 du 13 août 1973	I.P. 2 - Instruction provisoire n°2 relative à l'emploi du béton précontraint
avril 1974	X					Circulaire n°74-60 du 23 avril 1974	I.P. 1 modifiée
avril 1975	X					Circulaire n° du 2 avril 1975	I.P. 1 modifiée



Année	Domaine					Référence	Sous-titre	
	Béton armé	Béton Précontraint	Métal	Mixte	Charges civiles			Charges militaires
février 1978			X			Circulaire n°78-33 du 18 février 1978	fascicule 61, Titre V - Conception et calcul des ponts et constructions métalliques en acier	
mars 1979	X	X	X	X	X	X	Circulaire n°79-25 du 13 mars 1979	Instruction technique sur les directives communes de 1979 relative au calcul des constructions (DC 79)
déc. 1979		X					Circulaire n°79-121 du 14 décembre 1979	I.P. 1 modifiée
mai 1980	X	X					Circulaire n°79-115 du 2 novembre 1979	fascicule spécial n°79-48 bis (règles BAEL 80)
mai 1980	X						Circulaire n°80-70 du 23 mai 1980	règles d'application du BAEL 80
déc. 1980	X	X	X	X	X	X	Lettre-circulaire du 9 décembre 1980	fascicule N°61 Titre II Surcharges routières réédition de 1981 – Programme des charges et épreuves des ponts routiers
juillet 1981				X			Circulaire n°81-63 du 28 juillet 1981	Règlement de calcul des ponts mixtes acier-béton
octobre 1983		X					Circulaire du 8 octobre 1983	fascicule n°62 Titre I section II (BPEL 83)
octobre 1983		X					Circulaire du 8 octobre 1983	fascicule n°62 Titre I section I (BAEL 83)
sep. 1992		X					Circulaire n°92-57 du 30 septembre 1992	fascicule n°62 Titre I section II (BPEL 91)
déc. 1992		X					Circulaire n°92-75 du 1er décembre 1992	fascicule n°62 Titre I section I (BAEL 91)
avril 1999		X					Circulaire n°99-28 du 6 avril 1999 modifiant le BPEL91	fascicule n°62 Titre I section II (BPEL 99)
avril 1999		X					Circulaire n°99-27 du 6 avril 1999 modifiant le BAEL91	fascicule n°62 Titre I section I (BAEL 99) ¹

¹ A noter les révisions des BAEL et BPEL de 1999 qui introduisent les modifications suivantes :

- pour le BA, la fissuration, la dénomination des ciments et l'introduction des bétons à haute performance (60 à 80 MPa) ;
- pour le BP, l'introduction des bétons à haute performance (60 à 80 MPa).

2 - Évolution des règles de calcul du béton armé

2.1 - Généralités

Il est possible de diviser cette évolution en trois périodes :

- 1^{ère} période des débuts du béton armé aux années 1900 ;
- 2^{ème} période des années 1900 aux années 1960 ;
- 3^{ème} période des années 1960 aux années 1980 ;
- 4^{ème} période des années 1980 aux Eurocodes.

2.2 - Période des débuts du béton armé aux années 1900

Cette première période se caractérise par l'absence de règles de calcul officielles. Chaque constructeur (Boussiron, Hennebique, Monnier, etc.) avait breveté ses dispositions constructives et mis au point ses propres règles de calcul. Il faut se plonger dans les livres techniques de cette époque pour retrouver les lignes directrices communes à tous les constructeurs et qui allaient permettre de rédiger les premières règles de calcul de 1906.

2.3 - Période des années 1900 aux années 1960

Cette seconde période recouvre les règles de calcul de 1906 et celles de 1934 auxquelles ont été associées les règles de charges civiles de 1891, de 1927 (introduction du coefficient de majoration dynamique) et de 1958/1960.

Il s'agit de règles de calcul dites aux contraintes admissibles mais sans aucune pondération des actions dans les combinaisons d'actions. Dans l'ensemble ces règles de calcul n'ont que peu évolué durant toute cette période comme le montre le tableau ci-après.

2.4 - Tableau comparatif des règles de 1906 et 1934 avec l'incidence des règles de charges de 1927



Désignation	Détail	Règles de 1906	Règles de charges de 1927 - Modifications	Règles de 1934
Béton	Résistance à la compression du béton sur cube à 90 jours	N		N
	Résistance à la traction du béton sur cube à 90 jours	N'		N'~0,10N
	Contraintes limites en compression simple, flexion simple, flexion composée	$R_b = 0,28N$		$R_b = 0,28N$
	Cas des pièces frettées Les frettes autorisaient l'augmentation de la contrainte limite en compression.	$R_b \times k \leq 0,6N$ $k = 1 + m' \frac{v'}{v}$ v' le volume des frettes, v le volume du béton. m' = 8 à 15 cadres simples m' = 15 à 32 vraies frettes		$R_b \times k \leq 0,6N$ $k = 1 + m' \frac{v'}{v}$ v' le volume des frettes, v le volume du béton. $m' = \mu \left(1 - \frac{2t}{a} \right)$ $\mu = 30$ frettes rectangulaires $\mu = 55$ frettes hélicoïdales
	Contrainte limite de cisaillement	$0,10R_b$		$0,2N$
Acier	Contrainte limite de compression	$R_a = 0,5f_e$ ou $0,4f_e$ si choc	Suppression de la limite $0,4f_e$	Aciers lisses 13 à 14 kg/mm ² ou $0,5f_e < f_r/3$ Sous g+q +t =<13 kg/mm ² Sous g+q+t+v =<14 kg/mm ²
	Contrainte limite de traction	$R_a = 0,5f_e$ ou $0,4f_e$ si choc	Suppression de la limite $0,4f_e$	Aciers lisses 13 à 14 kg/mm ² ou $0,5f_e < f_r/3$ Sous g+q +t =<13 kg/mm ² Sous g+q+t+v =<14 kg/mm ²
	Contrainte limite d'adhérence	$0,10R_b$		$0,2N'$
	Coefficient d'équivalence	n = 8 à 15		n = 10 sauf justification contraire
Dispositifs divers	Enrobage des armatures	15 à 20 mm pour les armatures principales aucune indication pour les étriers		20 mm pour les ouvrages à terre et 35 mm pour les ouvrages à la mer



Désignation	Détail	Règles de 1906	Règles de charges de 1927 - Modifications	Règles de 1934
	Distance entre armatures	Non Renseigné		$\geq \phi$
	Longueur d'ancrage de 30 à 64 ϕ	NR		NR
	Ancrage en queue de carpe chez certains constructeurs	NR		NR
	Rayon de courbure des crochets variable suivant le constructeur	NR		NR
	Aciers de peau et pas d'armatures dans les parties comprimées	Non imposés		Non imposés
	Cadre périphérique autour des armatures principales (cadre suivant le contour de l'âme des poutres)	Non imposé		Non imposé
	Frettage autour des armatures principales (par exemple, dans les arcs)	Oui pour augmenter la contrainte limite de compression		Oui pour augmenter la contrainte limite de compression
	Règles de flambement basées sur la théorie élastique de Rankine ou d'Euler	Oui		Oui
	Étriers en fer plat chez certains constructeurs	NR		NR
	Barres relevées dans les poutres et même les dalles	NR		NR
	Épaisseur des âmes des poutres de rive des ponts moitié de celle des poutres intermédiaires (à cause de l'hypothèse sur l'articulation du hourdis sur les poutres)	NR		NR
	Poutres cantilever isostatiques à cause des calculs manuels	NR		NR
	Pseudo articulation des pilettes à la liaison avec le tablier des arcs	NR		NR



2.5 - Période des années 1960 aux années 1980

Cette troisième période recouvre les règles de 1964, 1968 (règles CCBA 68) et 1970 auxquelles ont été associées les règles de charges civiles de 1960, de 1971 et la réédition de 1981.

Il s'agit là encore de règles de calcul aux contraintes admissibles mais avec pondération des actions variables dans les combinaisons d'actions. De plus, les contraintes limites varient en fonction du type de sollicitation appliquée (compression simple, flexion simple, flexion composée, etc.), le comportement à rupture des sections a ainsi été intégré tout en conservant les méthodes de calcul classiques basées sur la théorie de l'élasticité. Cela a permis de relever fortement les valeurs des contraintes limites. C'est ainsi que la contrainte admissible de compression du béton en flexion simple $\bar{\sigma}_b$ pouvait atteindre deux fois la contrainte admissible en compression simple $\bar{\sigma}_{b0}$.

A noter :

- les règles 68 et 70 étaient applicables à la fois aux ponts et bâtiments ;
- les calculs sous les sollicitations pondérées des 1^{er} et 2^{ème} genre , celles du 2^{ème} genre pouvant être plus défavorables lorsqu'il n'y a pas proportionnalité des contraintes aux efforts (renversement du sens du moment fléchissant et flexion composée par exemple) ;
- les contraintes limites du bétons fonction de la classe du ciment, de l'épaisseur des pièces et du niveau de contrôle sur le chantier ;
- des règles de vérification des pièces vis-à-vis du flambement nettement moins évoluées que les règles actuelles ;
- les règles de limitation de la fissuration qui n'ont été que rarement appliquées.

Les valeurs des coefficients $\alpha, \beta, \gamma, \delta$ et ε qui servent à la détermination des contraintes admissibles en compression du béton sont données ci-dessous :

Règles de 1964 :

$\alpha = 1$ ciments classe 210/325

$\alpha = 9/10$ ciments classe 315/400

$\alpha = 5/6$ ciments classe 355/500

$\beta = 5/6$ pour les bétons courants avec contrôle atténué

$\beta = 1$ pour les courants strictement contrôlés, les bétons de qualité et les bétons exceptionnels (Cf. les fascicule 65 du CPC sur l'exécution des structures en béton paru en 1965)

$\gamma = 1$ si l'épaisseur minimale (a) de l'élément est supérieure à $4c_g$ qui est la grosseur du granulat (25mm le plus souvent)

$\gamma = \frac{a}{4c_g}$ dans le cas contraire

$\delta = 0,3$ en compression simple

$\delta = 0,6$ en flexion simple ou en flexion composée avec un effort de traction

$\delta = 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{e_1} \right) \leq 0,6$ si l'effort normal est une compression.



- e_0 désigne l'excentricité de l'effort normal par rapport à la section de béton seule (supposée non armée) ;
- e_1 désigne l'excentricité de même signe que e_0 que devrait présenter dans le même plan radial de la section de béton seule l'effort de compression pour que la contrainte extrême de compression soit le double de la contrainte extrême de traction.

$\varepsilon = 1$ en compression simple

$0,5 \leq \varepsilon \leq 1$ pour les autres cas de façon que la contrainte moyenne du béton de la section rendue homogène si elle est entièrement comprimée ou dans le cas contraire de la zone comprimée de la section homogène réduite ne dépasse pas la contrainte admissible en compression simple.

Règles de 1968 :

Idem sauf pour : α et δ

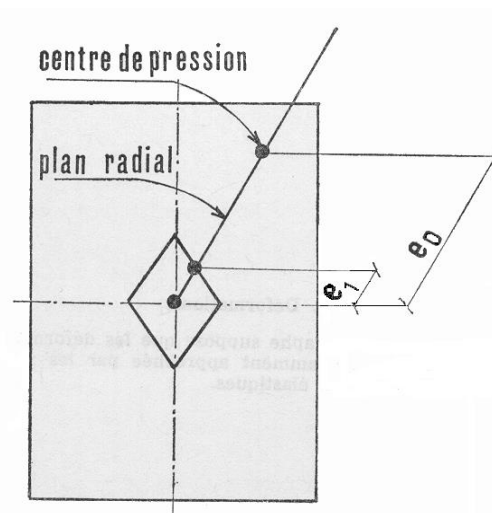
$\alpha = 1$ ciments classe 325

$\alpha = 9/10$ ciments classe 400

$\alpha = 5/6$ ciments classe 500

$$\delta = 0,30 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) \text{ avec } e_0 \text{ l'excentricité de la}$$

force extérieure par rapport au centre de gravité de la section complète du béton seul et e_1 le rayon vecteur de même signe que e_0 du noyau central de cette même section. Se reporter à la figure ci-contre.



Règles de 1970 :

Refonte complète de l'article 19 sur les conditions de non fragilité et modifications légères des articles 20 sur le calcul des efforts, 21 hypothèses de calcul et 61 limitation des flèches ... toutes ces modifications ne remettaient pas en cause les principes de ces règles de calcul.

Le tableau ci-après donne les principales règles de calcul et leur évolution entre les années 60 et 80.

2.6 - Tableau comparatif des règles de calcul de 1964, 1968 et 1970



Désignation	Détail	Règles de calcul de 1964	Règles de calcul de 1968	Règles de calcul de 1970	Observations
Sollicitations pondérées	(G) charge permanente (T) température (P) surcharges (charges d'exploitation) (V) charges climatiques normales (vent, etc.) (W) charges climatiques extrêmes (SI) séisme	1 ^{er} genre : $(S_1) = (G) + (T) + 1,2(P)$ et $S'_1 = (G) + (T) + (P) + (V)$ 2 ^{ème} genre : $(S_2) = (G) + (T) + 1,5(P)$	Modifications 1 ^{er} genre : $(S_1) = (G) + (T) + 1,2(P)$ et $S'_1 = (G) + (T) + (P) + (V)$ 2 ^{ème} genre : $(S_2) = (G) + 1,5(P) + 1,5(V) + (T)$ $(S'_2) = (G) + (P) + \gamma_w(W) + (T)$ $(S''_2) = (G) + (P) + (T) + (SI)$ Sollicitations de service : $(S) = (G) + (P) + (V) + (T)$	Idem 1968	Les contraintes admissibles (limites) sous les sollicitations du 2 ^{ème} genre sont celles relatives au 1 ^{er} genre majorées par 1,5 Remarque : pour les ponts, le vent n'est pas compatible avec les surcharges (charges d'exploitation)
Nouveau concept, les règles de non fragilité :	une pièce en béton armé doit satisfaire aux règles de non fragilité pour pouvoir être calculée avec les règles de 1964, 1968 et 1970	L'effort nécessaire au dépassement de la limite d'élasticité nominale des armatures tendues doit être supérieur à l'effort de rupture de la pièce non fissurée et non armée (effort de rupture du béton seul)	Idem règles de 1964 se reporter à l'article n° 19	Modifications importantes de l'article n°19 relatif aux règles de non fragilité pour éviter de majorer inutilement le ferrailage des pièces massives	
Béton	Résistance à la compression nominale (éprouvettes 16x32 à 28 jours)	σ_{28} ou σ_n	modification de la convention σ'_{28} ou σ'_n	Idem 1968	



Désignation	Détail	Règles de calcul de 1964	Règles de calcul de 1968	Règles de calcul de 1970	Observations
	Module de déformation instantanée du béton	$E_i = 21000 \sqrt{\sigma_j}$ <i>en bars(0,1MPa)</i>	$E_i = 21000 \sqrt{\sigma'_j}$ <i>en bars(0,1MPa)</i> Si $j > 28$ jours : $\sigma'_j = 1,2\sigma'_{28}$ ciments classe 325 $\sigma'_j = 1,1\sigma'_{28}$ ciments classes supérieures	Idem 1968	
	Module de déformation différée du béton	$E_v = 7000 \sqrt{\sigma_j}$ <i>en bars(0,1MPa)</i>	$E_v = 7000 \sqrt{\sigma'_j}$ <i>en bars(0,1MPa)</i>	Idem 1968	
	Contrainte admissible (limite) du béton en compression : En compression simple En flexion simple	$\bar{\sigma}_b = \alpha\beta\gamma\delta\varepsilon\sigma_n$ $\bar{\sigma}_{bo} = \alpha\beta\gamma\delta 0,3\sigma_n$ $\bar{\sigma}_b = \alpha\beta\gamma 0,6\sigma_n = 2\bar{\sigma}_{bo}$	Modifications de δ $\bar{\sigma}'_b = \alpha\beta\gamma\delta\varepsilon\sigma_n$ $\bar{\sigma}'_{bo} = \alpha\beta\gamma\delta 0,3\sigma_n$ $\bar{\sigma}'_b = \alpha\beta\gamma 0,6\sigma_n = 2\bar{\sigma}'_{bo}$	Idem 1968	
	Contrainte de traction de référence (utilisée dans certaines formules)cette contrainte est calculée à partir de la résistance à la compression	$\bar{\sigma}'_b = \alpha\beta\gamma\theta\sigma_n$ θ est fonction du dosage en ciment du béton en kg/m^3 : $300 \text{ kg/m}^3 = 0,027$ $350 \text{ kg/m}^3 = 0,025$ 400 kg/m^3 et plus = 0,024	Modification de θ $\bar{\sigma}_b = \alpha\beta\gamma\theta\sigma'_n$ θ est donné par la relation : $\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_n}$	Idem 1968	
	Contrainte tangente admissible au niveau du plan neutre	$\tau_b = \frac{T}{b_o Z}$	Modifications, la contrainte tangente admissible est (cas des armatures d'âme	Idem 1968	



Désignation	Détail	Règles de calcul de 1964	Règles de calcul de 1968	Règles de calcul de 1970	Observations
		<p>$\leq 2,3\bar{\sigma}'_b$ lorsque la zone comprimée de la section réduite a même largeur b_o que l'âme (section rectangulaire)</p> <p>$\leq 2,9\bar{\sigma}'_b$ lorsque la largeur moyenne b_m de la zone comprimée de la section réduite atteint 2 fois la largeur de l'âme b_o</p> <p>Dans les cas intermédiaires</p> $\tau_b \leq \bar{\sigma}'_b \frac{1,7b'_a + 0,6b_m}{b_o}$	<p>droites) fonction de la contrainte maximale de compression concomitante σ'_b (sous le même cas de charge) :</p> <p>Si $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b_o}$</p> $\tau_b \leq 3,5\bar{\sigma}'_b$ <p>Si $\sigma'_{b_o} \leq \sigma'_b \leq 2\bar{\sigma}'_{b_o}$</p> $\tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b_o}} \right) \bar{\sigma}'_b$		
Acier	Limite élastique	<p>σ_{en} en compression et σ'_{en} en traction</p> <p>Adx :</p> <p>$\Phi \leq 20\text{mm}=2400$ bars</p> <p>$\Phi = 25\text{mm}=2300$ bars</p> <p>$\Phi > 25\text{mm}=2200$ bars</p> <p>A42 =2400 bars</p> <p>A55=3200 bars</p> <p>A65=3600 bars</p> <p>A75=4000 bars</p>	<p>σ'_{en} en compression et σ_{en} en traction</p> <p>Ronds lisses :</p> <p>FeE22=2160 bars</p> <p>FeE24=2350 bars</p> <p>FeE34=3340 bars</p> <p>Armatures HA :</p> <p>FeE40 A et B :</p> <p>$\Phi \leq 20\text{mm} = 4120$ bars</p>	Idem 1968	



Désignation	Détail	Règles de calcul de 1964	Règles de calcul de 1968	Règles de calcul de 1970	Observations
		Armatures HA : se reporter aux fiches d'agrément BA60	$\Phi > 20mm = 3920$ bars FeE45 : $\Phi \leq 32mm = 4410$ bars FeE50 : $\Phi \leq 16mm = 4900$ bars		
	Contrainte admissible en traction	$\bar{\sigma}'_a = \rho'_a \sigma'_{en}$ avec $\rho'_a = \frac{2}{3}$ sauf exception	$\bar{\sigma}_a = \rho_a \sigma_{en}$ $\text{avec } \rho_a = \frac{2}{3}$ sauf exception	Idem 1968	
	Règles de fissuration limitant la contrainte de traction des armatures sous les sollicitations de service	cf. l'article n°42	Idem 1964 (cf. l'article n° 49) mais compléments dans l'annexe C qui développe une théorie simplifiée sur la fissuration	Idem 1968	Si ces règles ont été appliquées elles laissent une marge sur la capacité portante de la structure
	Contrainte admissible en compression	$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en}$	$\bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} \sigma'_{en}$	Idem 1968	
	Contrainte admissible des armatures transversales d'âme	$\rho'_a = \frac{2}{3}$ section sans reprise de bétonnage $\rho'_a = 1 - 0,14 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}'_b}$	$\bar{\sigma}'_{at} = \rho_a \sigma_{en}$ $\rho_a = 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}'_b} \geq \frac{2}{3}$ sans reprise de bétonnage	Idem 1968	



Désignation	Détail	Règles de calcul de 1964	Règles de calcul de 1968	Règles de calcul de 1970	Observations
		Avec τ_b la contrainte de cisaillement du béton	$\rho_a = \frac{2}{3}$ si reprise de bétonnage		
	Contraintes admissibles vis-à-vis de l'entraînement	Ronds lisses : $\bar{\tau}_d = 2\bar{\sigma}'_b$ dans les poutres $\bar{\tau}_d = 2,5\bar{\sigma}'_b$ dans les plaques et coques Barres HA : $\bar{\tau}_d = 3\bar{\sigma}'_b$ dans les poutres $\bar{\tau}_d = 3,75\bar{\sigma}'_b$ dans les plaques et coques	Modification des formules pour introduire le coefficient de scellement $\bar{\tau}_d = 2\psi_d\bar{\sigma}_b$ dans les poutres $\bar{\tau}_d = 2,5\psi_d\bar{\sigma}_b$ dans les plaques et coques ψ_d est le coefficient de scellement : $\psi_d = 1$ pour les ronds lisses $\psi_d =$ valeur fixée par les fiches d'identification. En attendant leur parution prendre : $\psi_d = \frac{1,5\eta_d}{\sqrt{2}} \text{ avec } \eta_d$ la valeur fixée par les fiches BA60	Idem 1968	Prévoir des armatures de couture
	Contraintes admissibles vis-à-vis de l'ancrage (sous réserve du respect des distances minimales)	Ronds lisses : $\bar{\tau}_d = 1,3\bar{\sigma}'_b$ zone d'ancrage normale	Modification des formules Zone d'ancrage normale : $\bar{\tau}_d = 1,25\psi_d^2\bar{\sigma}_b$	Idem 1968	Prévoir des armatures de couture



Désignation	Détail	Règles de calcul de 1964	Règles de calcul de 1968	Règles de calcul de 1970	Observations
	entre barres ou paquets de barres (une zone d'ancrage est dite en pleine masse si la barre est soumise à une étreinte susceptible d'équilibrer les réactions d'adhérence)	$\bar{\tau}_d = 2\bar{\sigma}'_b$ zone d'ancrage en pleine masse Barres HA : $\bar{\tau}_d = 2,8\bar{\sigma}'_b$ zone d'ancrage normale $\bar{\tau}_d = 5\bar{\sigma}'_b$ zone d'ancrage en pleine masse	Zones d'ancrage en pleine masse : $\bar{\tau}_d = 2\psi_d^2\bar{\sigma}_b$		
Dispositions diverses		Règles de calcul des coutures d'attache (dans les zones de recouvrement, d'ancrage, etc.)	Règles de calcul des coutures d'attache (dans les zones de recouvrement, d'ancrage, etc.)	Idem 1968	
		Coefficient d'équivalence n=15	Idem 1964	Idem 1964	
		Dispositions constructives des poteaux et colonnes et règles de vérification vis-à-vis du flambement	Modifications des dispositions constructives des poteaux et colonnes et des règles de vérification vis-à-vis du flambement (possibilité de recours aux calculs aux états-limites)	Nouvelles modifications des dispositions constructives des poteaux et colonnes et des règles de calcul	
		Espacements horizontaux et verticaux à respecter entre les barres et les paquets de barres ou entre les barres et	Idem 1964 (cf. article 29)	Idem 1964 (cf. article 29)	



Désignation	Détail	Règles de calcul de 1964	Règles de calcul de 1968	Règles de calcul de 1970	Observations
		paquets de barres et les parois pour admettre les contraintes d'adhérence. Ces espacements sont fonctions du diamètre des barres et du diamètre des granulats roulés ou concassés (cf. article 23)			
		Pressions localisées frettage et articulations (cf. le chapitre X)	Légères modifications (cf. le chapitre X)	Idem 1968	
		Protection des barres : 4cm structures à la mer 2cm autres structures 1cm locaux clos et chauffés sans condensations	Idem 1964	Idem 1964	
			Possibilité de justifier les structures par des calculs aux états-limites en particulier vis-à-vis du flambement	Idem 1968	
			Introduction de règles spécifiques aux bâtiments inspirées des règles BA 60	Idem 1968	



2.7 - Période des années 1980 aux Eurocodes

Cette quatrième période recouvre les différentes règles de calcul aux états-limites appelées respectivement BAEL 80, BAEL 83, BAEL 91 et enfin BAEL 99. Ces règles de calcul ont été associées aux règles de charges de 1971 et à leur réédition de 1981.

Les règles BAEL 80 ont été peu utilisées car les règles CCBA 70 pouvaient être utilisées concurremment. Les règles BAEL 83 se sont substituées aux règles CCBA 70 lorsque ces dernières ont été abrogées le 31 décembre 1984 par le décret du 7 octobre 1983.

Outre l'introduction des états-limites, les règles BAEL font référence aux résistances caractéristiques des matériaux et non plus aux résistances nominales comme les règles CCBA. A noter dans l'annexe D la pondération des charges de calcul des ponts par différents coefficients (1, 1,07, 1,2) pour passer de la valeur nominale à la valeur caractéristique suivant le type de charge et l'état-limite considéré. Il s'agit là « d'une cuisine » destinée à ne pas entraîner de bouleversements dans le dimensionnement des ponts tout en assurant une cohérence avec les Directives Communes au Calcul des Constructions de 1979 (les DC 79 sont la base nécessaire à l'élaboration de règles de calcul cohérentes aussi bien dans le domaine des structures béton que celui des fondations, etc.).

Remarque : les règles BAEL ont été associées au fascicule 65 puis au fascicule 65A. Ces deux textes regroupent les règles d'exécution des structures en béton.

Les règles BAEL 99 diffèrent peu des règles BAEL précédentes. Le tableau ci-après donne les principales évolutions qui se sont succédé de 1980 à 1999 mais sans rentrer dans les détails (se reporter au texte des différents BAEL et au guide d'emploi du BAEL 83 édité par le Sétra ainsi qu'au document du Sétra de mars 1993 intitulé : BAEL91 et BPEL 91. Principales modifications par rapport au BAEL 83 et au BPEL 83).

2.8 - Tableau comparatif des règles de calcul de 1980, 1983, 1991 et 1999

Désignation	Règles BAEL 80	Règles BAEL 83	Règles BAEL 91	Règles BAEL 99	Observations
Domaine d'application	Bétons de classes \leq 40 MPa	Idem BAEL 80	Bétons de classes \leq 60 MPa	Il y a des règles de calcul pour les bétons des classes \leq 60 MPa et d'autres (annexe F) pour ceux de classe $60 < et \leq 80$ MPa	évolution des règles en fonction du développement des bétons à haute performance





Désignation	Règles BAEL 80	Règles BAEL 83	Règles BAEL 91	Règles BAEL 99	Observations
Diagrammes contraintes déformations des armatures	Trois diagrammes l'un (élasto-plastique bilinéaire) pour les aciers naturels ou fortement écrouis deux autres pour les aciers écrouis (par torsion ou traction) un précis et un autre moins précis	Un seul diagramme l'élasto-plastique bilinéaire	Idem BAEL 83. Développement des armatures de classe FeE500	Idem BAEL 83	
Résistances caractéristiques du béton à la compression et à la traction	f_{cj} et f_{tj}	Idem BAEL 80	Modification de la loi donnant la contrainte f_{cj} en fonction du temps pour j=28 jours	Idem BAEL 91	
Diagramme contraintes déformations du béton	$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\gamma_b}$	Idem BAEL 80	$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$ Introduction du coefficient θ variant de 1 à 0,85 en fonction de la durée d'application de la charge	Idem BAEL 91	
Module de déformation longitudinale instantanée du béton	$E_{ij} = 12000 f_{cj}^{\frac{1}{3}}$	$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{\frac{1}{3}}$	Idem BAEL 83	Idem BAEL 83	
Coefficient de Poisson (calcul des dalles)	0,2 à l'ELS 0 à l'ELU	Idem BAEL 80	Idem BAEL 80	Idem BAEL 80	
Combinaisons d'actions	Conformité aux DC 79	Idem BAEL 80 et un complément en annexe D (coefficients	Idem BAEL 83	Idem BAEL 83	



Désignation	Règles BAEL 80	Règles BAEL 83	Règles BAEL 91	Règles BAEL 99	Observations
		partiels $\psi_o, \psi_1 \dots$ et combinaisons d'actions)			
Décalage de la courbe des moments fléchissants (épure d'arrêt des barres)	0,8h (h est la hauteur totale de la poutre) à la place du décalage de Z/2 du CCBA	Idem BAEL 80	Idem BAEL 80	Idem BAEL 80	
Condition de non fragilité	Clarification par rapport au CCBA	Idem BAEL 80	Idem BAEL 80	Idem BAEL 80	
État-limite ultime de résistance	Principale innovation par rapport au CCBA avec le diagramme des trois pivots	Idem BAEL 80 Modifications des règles en flexion composée avec compression	Idem BAEL 83	Idem BAEL 83	
État-limite de stabilité de forme	Nouvelles règles de calcul	Idem BAEL 80 mais introduction de l'annexe E7	Idem BAEL 83	Idem BAEL 83	
État-limite vis-à-vis de la durabilité de la structure	Introduction des états-limites : 1) de compression du béton, 2) d'ouverture des fissures	Idem BAEL 80	Modification importantes des règles vis-à-vis de l'état-limite d'ouverture des fissures (en particulier, limitation des aciers à 400 MPa pour les ponts routiers si la fissuration est peu préjudiciable)	Nouvelles formules mieux adaptées aux différentes classes de béton et d'environnement	
Justifications vis-à-vis des sollicitations tangentes	Nouvelles règles de calcul	Modification de la prise en compte de la part d'effort tranchant reprise par la membrure comprimée	Modification des contraintes limites, du terme soustractif, etc.	Idem BAEL 91	



Désignation	Règles BAEL 80	Règles BAEL 83	Règles BAEL 91	Règles BAEL 99	Observations
Justifications vis-à-vis de la torsion	N'existaient pas dans le CCBA	Idem BAEL 80	Modification des règles de cumul des contraintes de cisaillement	Idem BAEL 91	
Règles vis-à-vis de l'adhérence	Simplification des règles du CCBA	Idem BAEL 80 mais modification des notations	Idem BAEL 80	Idem BAEL 91	
Dispositions des éléments comprimés	Simplification des règles du CCBA	Idem BAEL 80	Idem BAEL 80	Idem BAEL 80	
Enrobages	Introduction de l'enrobage de 3 cm pour les parois non coffrées en cas d'actions agressives	Idem BAEL 80	Augmentation de l'enrobage pour ouvrages à la mer à 5 cm	Idem BAEL 91	
Dispositions en cas de pressions localisées, frettage et articulations	Adaptation des règles du CCBA et nouvelles règles	Idem BAEL 80	Adaptation des formules des règles BPEL pour les pressions localisées	Idem BAEL 91	

3 - Évolution des règles de calcul du béton précontraint

3.1 - Généralités

Il est possible de diviser cette évolution en trois périodes :

- 1^{ère} période du début du béton précontraint aux années 50 ;
- 2^{ème} période des années 50 aux années 80 ;
- 3^{ème} période des années 80 aux Eurocodes.

3.2 - Période du début du béton précontraint aux années 1950

Cette première période se caractérise par l'absence de règles de calcul officielles. Chaque bureau d'études spécialisé [l'Entreprise GTM, la STUP (Société pour l'Utilisation de le Précontrainte)] avait ses propres règles qui peuvent être retrouvées dans les notes de calcul des ponts construits à cette époque.

Les premières règles de calcul de 1953 sont basées sur les principes directeurs des pionniers de la précontrainte en vigueur durant cette époque (se reporter aux ouvrages de Guyon pour les périodes années 50 et 60).²

3.3 - Période des années 1950 aux années 1980

Cette seconde période recouvre les règles de calcul de 1953 (instructions provisoires relatives à l'emploi du béton précontraint), de 1965 (instruction provisoire relative à l'emploi du béton précontraint dite IP1) et la réédition de l'IP1 de 1979. Il s'agit de règles de calcul dites « aux contraintes admissibles » sans pondération des actions variables aux débuts puis avec pondération à partir de 1971. De plus, ces règles prévoyaient des vérifications dites à rupture sous les charges de calcul fortement pondérées mais sans pondération des charges permanentes.

A ceci s'ajoute l'IP2 l'ancêtre des règles de calcul aux états-limites qui, trop en avance et trop complexe, n'a été utilisée que pour le calcul des structures précontraintes par pré-tension et pour estimer la diffusion de la précontrainte dans les zones d'ancrage des armatures de précontrainte.

Malheureusement pour l'ingénieur chargé du recalcul d'un ouvrage de cette époque :

- diverses circulaires se sont intercalé entre les trois règles de calcul pour les modifier et les adapter aux progrès technologiques comme aux enseignements des pathologies. Il est possible de citer un paragraphe des règles de charges de 1971, la circulaire du 23 avril 1974, la circulaire du 2 avril 1975, la circulaire du 26 avril 1977, la circulaire du 16 août 1979 et la circulaire du 9 juillet 1980 ;
- la note technique B 03-4, E 6-1 du 24 novembre 1964 du SCET (un des ancêtres du Sétra) sur le calcul des dalles non visé par les règles de 1953, le CPS-type (cahier des charges) de la Division des Ouvrages d'Art B du Sétra qui introduisit des compléments aux règles de calcul dans les années 70 et le bulletin technique n°7 de la Division des Ouvrages d'Art A du Sétra de 1979 sur la conception et le calcul des ponts construits par encorbellements successifs.
- le bulletin technique n°7 de 1979 introduisit alors d'une part des exemples d'application des règles de la circulaire du 2 avril 1975 et d'autre part les règles de stabilité des fléaux pendant la construction pour éviter que des accidents dramatiques comme celui du viaduc de Calix en mai 1973 ne se reproduisent.

A ces règles de calcul ont été associées les règles de charges civiles de 1940 (uniquement avec les règles de 1953), de 1958/1960, de 1971 et la réédition en 1981 des règles de charges de 1971.

² Y. Guyon - Béton précontraint – Étude Théorique et Expérimentale en 2 tomes – Éditions Eyrolles 1958

Y. Guyon - Constructions en béton précontraint – Classes états limites – Cours du CHEBAP – Eyrolles éditions 1966



Remarque : le présent document ne développera pas les dispositions de l'IP2 compte tenu de sa faible utilisation. L'ingénieur chargé du recalcul d'une structure précontrainte par pré-tension devra toutefois relire ce document avant toute autre opération. De même les calculs de diffusion des efforts de précontraintes pouvaient s'appuyer sur l'IP2 faute de méthode exposée par ailleurs.

Enfin, le « CPS type » prévoyait que pour les convois militaires, les règles suivantes, légèrement différentes des dispositions des règles de charges de 1971, pouvaient s'appliquer :

- le domaine de sécurité du béton était déduit du domaine de résistance par une réduction homothétique dans le rapport 1 à 0,42x1,1 pour les espacements normaux entre véhicules (cas 1) et 1 à 0,42x1,2 pour les espacements réduits (cas 2) ;
- première exception : les sections ne devaient plus être entièrement comprimées, mais les axes des armatures de précontraintes devaient rester dans les zones comprimées et des armatures de béton armé devaient être disposées pour équilibrer les efforts de traction en étant tendues à $2/3 \sigma_e$ dans le cas 1 et $3/4 \sigma_e$ dans le cas 2 ;
- deuxième exception, la contrainte admissible des étriers $\rho'_{a\sigma_e}$ était fixée comme suit :

$$\rho'_a = 1 - \frac{m}{3} \left(\frac{\tau_b}{\bar{\tau}_b} \right)^2 \text{ pour une section sans reprise de bétonnage}$$

$$\text{et } \rho'_a = 1 - \frac{m}{3} \text{ pour une section avec une reprise de bétonnage}$$

- avec $m = 0,8$ pour le cas 1 et $0,6$ pour le cas 2 ;
- dans le cas de poutre dont l'âme était précontrainte par des étriers tendus normalement à la fibre moyenne la contrainte principale ne devait pas dépasser : $1,1x0,42\sigma_{28}$ dans le cas 1 et $1,2x0,42\sigma_{28}$ dans le cas 2 ;
- les vérifications à rupture sous surcharges multipliées par 1,8 n'étaient pas applicables ;
- pour le calcul des dalles, la fissuration était admise jusqu'à l'axe des armatures de BP et la contrainte admissible en compression était portée à $1,1x0,42\sigma_{28}$.

Remarque : Si les règles de ce CPS n'étaient pas toujours appliquées de façon exhaustive pour le cas des charges militaires, elles ont inspiré un principe similaire pour le calcul des ponts-dalles sous PSIDP-69 et MCP-70. Le bordereau de données de ces programmes prévoyait en effet une case σ_{mini} permettant d'autoriser une légère traction en service (typiquement de l'ordre de 0.15MPa), a priori réservé aux cas de charges « exceptionnelles (et/ou militaires) » et/ou aux tassements dits « aléatoires ». Si c'est le cas (et suivant la valeur de σ_{mini} du bordereau des données), il y a alors lieu de vérifier que les axes des armatures de précontraintes restent effectivement dans les zones comprimées et que des armatures équilibrent les efforts de traction (ce qui n'est pas toujours le cas).

Le tableau qui suit indique les principales dispositions des règles de calcul de 53, 65 et 79 et les principales modifications imposées aux règles de calcul par les différents textes déjà cités. Il y a lieu également de se reporter au volet expertise n° 4 relatif aux évolutions des matériaux et de certains procédés de construction (en particulier les armatures et procédés de précontrainte) qui recèle de nombreuses informations utiles pour le recalcul d'une structure.

3.4 - Tableau comparatif des règles de 1953 et 1965



Désignation	Détail	Règles de 1953	Règles de 1965	(*) Règles de charges de 1971, (**) la circulaire du 23 avril 74, (***) la circulaire du 2 avril 1975, (****) la circulaire du 26 avril 1977, (*****) circulaire du 9 juillet 1980
Variations thermiques	$\lambda_t E_b =$	$\pm 20 \text{ à } 30 \text{ kg/cm}^2$	$\rho_\theta E_{bi} = 20 \text{ à } 30 \text{ bars}$	
Retrait	$\lambda_r E_b =$	$- 30 \text{ kg/cm}^2$	$\rho_o E_b = 30 \text{ bars}$ avec $E_b = 100\,000 \text{ bars}$ pour les structures exceptionnelles, voir en annexe II les courbes d'évolution du retrait et du fluage avec $\rho_o = 3,5 \cdot 10^{-4}$ dans Sud-Est et $2,5 \cdot 10^{-4}$ dans le reste de la France	
Ponts construits par phases successives : actions, sollicitations et redistributions des efforts par déformations différées gênées				(***) suite aux incidents constatés, la circulaire de 1975 introduit des règles pour mieux prendre en compte : <ul style="list-style-type: none"> • les effets des déformations différées gênées (fluage) • les effets des gradients thermiques 5 et 10° C (6 et 12 °C dans le BPEL) • les efforts exercés par la diffusion de la précontrainte et les efforts tranchants concomitants • les effets d'entraînement en arrière des ancrages • la poussée au vide exercée dans les hourdis courbes par la compression du béton et la tension des câbles • le calcul des bossages d'ancrage



Désignation	Détail	Règles de 1953	Règles de 1965	(*) Règles de charges de 1971, (**) la circulaire du 23 avril 74, (***) la circulaire du 2 avril 1975, (****) la circulaire du 26 avril 1977, (*****) circulaire du 9 juillet 1980
				<ul style="list-style-type: none"> la nécessité de la continuité du ferrailage au droit des joints la nécessité de limiter au maximum les étriers actifs (tension difficile à obtenir)
Combinaisons d'actions	en service	Pas de formule	Pas de formule Attention, s'ajoutaient normalement aux surcharges 2 à 5 % des charges permanentes	(*) Introduction d'un coefficient de pondération de 1,1 applicable aux charges d'exploitation (A, B, freinage, force centrifuge et des remblais). Ce coefficient n'était pas applicable aux convois militaires et exceptionnels D et E
Combinaisons d'actions	à rupture (sécurité par rapport aux surcharges)	c+2s avec c les charges permanentes et s les surcharges (majorées par 2)	Voir l'article 14 de l'IP1 (G)+1,8[(Q)+(V)] et (G)+1,8(W) (G) charges permanentes (Q) surcharges (V) vent compatible avec les surcharges (ce n'était pas le cas des ponts) (W) vent sans surcharges	(*) V = 0 pour les ponts W = les valeurs de l'article 14 du titre II de 71 L'article 14 de l'IP1 ne s'appliquait pas aux convois militaires et exceptionnels D et E
Charges militaires et exceptionnelles			Le cas des charges militaires et exceptionnelles n'était pas évoqué ni pour le calcul des poutres ni celui des dalles. Se reporter au CPS type du SSAR et aux mesures transitoires de la page 11 des règles de charges de 1971	(*) Traitait des convois militaires et exceptionnels des classes D et E
Béton	résistance du béton en compression	Sur cube à 90 jours désignée par N	Sur cylindre 16x32 à 28 jours désignée par σ_{28}	



Désignation	Détail	Règles de 1953	Règles de 1965	(*) Règles de charges de 1971, (**) la circulaire du 23 avril 74, (***) la circulaire du 2 avril 1975, (****) la circulaire du 26 avril 1977, (*****) circulaire du 9 juillet 1980
	Résistance du béton en traction	Mesurée à 90 jours	Donnée en fonction de la résistance à la compression : $\sigma'_{28} = 7 + \frac{6}{100} \sigma_{28}$	
	modules de déformation instantanée, différée et de fluage du béton	$E_i = 18000 \sqrt{N}$ $E_d = 6000 \sqrt{N}$ $E_f = 9000 \sqrt{N}$ exprimés en kg/cm ²	$E_i = 21000 \sqrt{\sigma_j}$ $E_v = 7000 \sqrt{\sigma_j}$ $E_f = 10500 \sqrt{\sigma_j}$ exprimés en bars	
	contraintes admissibles en service	Le domaine de sécurité était déduit du domaine de résistance par une réduction homothétique de 1 à 0,28 sauf les exceptions 1, 2, 3 et 4 ci-dessous	Le domaine de sécurité était déduit du domaine de résistance par une réduction homothétique dans le rapport 1 à 0,42 sauf les exceptions 1, 2 et 3 ci-dessous $\bar{\sigma}_b = 0,42 \sigma_{28}$ $\bar{\sigma}'_b = 0,42 \sigma'_{28}$	(*) Pour les charges militaires et exceptionnelles, le domaine de sécurité était déduit du domaine de résistance par une réduction homothétique dans le rapport 1 à 0,50
	Exception	1 ^{ère} exception : sur la fibre extrême la plus proche de la ligne d'action de la précontrainte, la contrainte minimale de compression devait valoir 8% de la compression maximale sur la même fibre	1 ^{ère} exception : les fibres extrêmes devaient rester comprimées Soit : $\sigma_b \geq 0$	(*) Pour les charges militaires et exceptionnelles, les axes des armatures de précontrainte devaient rester dans les zones comprimées du béton supposé non fissuré sous réserve de disposer des armatures de BA tendues à $2/3 \sigma_e$ pour équilibrer l'effort de traction de la zone tendue
	Exception	2 ^{ème} exception : si la contrainte sur une fibre extrême diminuait sous les surcharges la	Sans objet	



Désignation	Détail	Règles de 1953	Règles de 1965	(*) Règles de charges de 1971, (**) la circulaire du 23 avril 74, (***) la circulaire du 2 avril 1975, (****) la circulaire du 26 avril 1977, (*****) circulaire du 9 juillet 1980
		compression maxi était portée à 0,4N		
	Exception	<p>3^{ème} exception : si la résistance à la traction du béton n'était pas atteinte, des étriers pour équilibrer l'effort tranchant n'étaient pas nécessaires. Cependant si (1)</p> $\frac{n_3}{ n_1 } \leq \frac{49}{4}$ <p>la condition générale de sécurité n'était pas considérée comme suffisante, des étriers étaient nécessaires (la contrainte principale de traction était désignée par n_1 et celle de compression par n_3)</p> <p>Dans le cas où la précontrainte était uniquement longitudinale, en désignant par n la contrainte de compression et t la contrainte de cisaillement, la condition (1) s'écrivait :</p>	<p>2^{ème} exception : la justification de l'intégrité du béton de l'âme se faisait au niveau du centre de gravité de la section. De plus, des armatures d'âme étaient nécessaires pour couder les bielles de béton découpées par la fissuration suivant une inclinaison d'angle γ telle que :</p> $\operatorname{tg} 2\gamma = \frac{2\tau_b}{\sigma_b}$ <p>Avec τ_b la contrainte de cisaillement et σ_b la contrainte de compression au niveau du centre de gravité (b_o désigne la largeur nette de l'âme)</p> <p>Il fallait vérifier que :</p> $\tau_b = \frac{T}{b_o Z} \leq \bar{\tau}_b$ <p>par exemple avec la règle de Chalos et Bétheille :</p> $\bar{\tau}_b^2 = \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_b} (\bar{\sigma}_b - \sigma_b)(\bar{\sigma}_b + \sigma_b)$ <p>Le cas où il y a une précontrainte verticale est aussi traité à l'article 14.</p>	<p>(*) Pour les charges militaires et exceptionnelles, modification de la contrainte admissible dans les étriers et limitation à $0,5\sigma_{28}$ de la contrainte principale de compression</p>

Désignation	Détail	Règles de 1953	Règles de 1965	(*) Règles de charges de 1971, (**) la circulaire du 23 avril 74, (***) la circulaire du 2 avril 1975, (****) la circulaire du 26 avril 1977, (*****) circulaire du 9 juillet 1980
		$\frac{n}{t} \leq \frac{45}{14}$		
	Exception	4 ^{ème} exception : à la construction, le domaine de sécurité du béton se déduisait du domaine de résistance par une réduction homothétique de rapport 1 à 0,45 Il était admis de mettre des armatures de béton armé sollicitées à la traction pour assurer la résistance des poutres	3 ^{ème} exception : à la la construction, le domaine de sécurité se déduisait du domaine de résistance par une réduction homothétique de rapport 1 à 0,55	
		Sous surcharges majorées par 2 : <ul style="list-style-type: none"> le domaine de sécurité du béton se déduisait du domaine de résistance par une réduction homothétique de rapport 1 à 0,56 (les contraintes du béton devaient rester à l'intérieur de ce domaine) les moments résistants du béton et des aciers de BP devaient être vérifiés 	Sous surcharges majorées par 1,8 : <ul style="list-style-type: none"> le domaine de sécurité du béton se déduisait du domaine de résistance par une réduction homothétique de rapport 1 à 0,80 sauf les trois exceptions suivantes : <ol style="list-style-type: none"> les moments résistants du béton et des aciers de BP devaient être vérifiés vis-à-vis de l'effort tranchant les vérifications portaient sur la contrainte de compression des bielles $\frac{2\tau_b}{\sin 2\gamma}$ et la 	(**) le §2 de l'article 14 sur la stabilité de forme a été supprimé



Désignation	Détail	Règles de 1953	Règles de 1965	(*) Règles de charges de 1971, (**) la circulaire du 23 avril 74, (***) la circulaire du 2 avril 1975, (****) la circulaire du 26 avril 1977, (*****) circulaire du 9 juillet 1980
			<p>contrainte de traction des étriers ($1,2\sigma_{en}$ ou σ_r)</p> <p>3. dans les tirants, l'effort de traction devait être inférieur à l'effort de rupture par traction des armatures de BP</p>	
Armatures de précontrainte	Module d'élasticité			(****) la circulaire de 1979 introduisit les valeurs suivantes : 200 000 MPa pour les fils parallèles 190 000 MPa pour les torons
	Tension initiale T_o	<p>Non limitée en principe mais souvent prise égale à contrainte caractéristique de déformation :</p> $T_o = T_g \cong 0,9R_g$	<p>Il fallait pouvoir calculer les allongements avec précision et éviter la rupture de l'armature. Il était conseillé de ne pas dépasser T_G (la contrainte caractéristique de déformation pour 0,1% d'allongement).</p> <p>Remarque : à la suite d'accidents et vers les années 1970 (soit avant parution des circulaires ci-contre), la tension effective sur chantier pouvait cependant être réduite par décision du maître d'œuvre ou du constructeur.</p>	<p>(**) la tension initiale avait été réduite à la plus faible des valeurs suivantes :</p> <ul style="list-style-type: none"> • La valeur de l'arrêté d'agrément • 0,85 R • 0,95 T_g si le remplacement d'un fil rompu était possible • 0,9 T_g dans le cas contraire <p>(****) la circulaire de 1976 introduisit une limitation de la tension initiale des barres de précontrainte à la plus petite des valeurs : 0,7F_{rg} ou 0,88F_{tg} (F_{rg} étant la contrainte de rupture garantie et F_{tg} la charge à la limite conventionnelle d'élasticité)</p> <p>(*****) la circulaire de 1979 introduisit une tension limitée à 0,7F_{rg} pour les armatures à faible rayon de courbure (étriers actifs)</p> <p>Elle introduisit aussi des règles pour mieux maîtriser la mise en tension</p>

Désignation	Détail	Règles de 1953	Règles de 1965	(*) Règles de charges de 1971, (**) la circulaire du 23 avril 74, (***) la circulaire du 2 avril 1975, (****) la circulaire du 26 avril 1977, (*****) circulaire du 9 juillet 1980
				(*****) la circulaire de 1980 introduisit les nouvelles limitations suivantes à la tension initiale des armatures de précontrainte : <ul style="list-style-type: none"> • 0,8 F_{rg} ou la valeur de l'agrément pour les câbles • 0,7 F_{rg} pour les barres définitives • 0,6 F_{rg} pour les barres provisoires • 0,5 F_{rg} pour les barres provisoires avec réemploi Elle autorisa l'emploi des torons supers
	Relaxation	Pour les câbles à fils parallèles de 5 mm de diamètre, de 140 à 160 kg/mm ² de résistance et tendus entre 90 et 110 kg/mm ² : la relaxation valait environ 10% de la tension initiale Remarque : souvent dans les notes de calcul la tension des câbles a été prise égale à 0,85 kg/mm ² toutes pertes effectuées	Les pertes par relaxation étaient déterminées à partir des pertes mesurées à 120h et 1000h $11 \left(\frac{\sigma'_i}{R_G} - 0,55 \right) rel_{120}$ $8 \left(\frac{\sigma'_i}{R_G} - 0,55 \right) rel_{1000}$ Ces formules ont été modifiées en 1974	(**) modification des formules, la perte par relaxation était donnée par la plus élevée des valeurs suivantes : $9,6 \frac{\rho_{1000}}{100} \left(\frac{\sigma'_i(x)}{R_g} - 0,55 \right) \sigma'_i(x)$ $4 \frac{\rho_{3000} + 2,5}{100} \left(\frac{\sigma'_i(x)}{R_g} - 0,55 \right) \sigma'_i(x)$ <p>ρ_{1000} et ρ_{3000} étant les relaxations mesurées en % à 1000 et 3000h et $\sigma'_i(x)$ la tension initiale à l'abscisse (x) après pertes instantanées</p> <p>Dans le cas où ρ_{3000} n'était pas fixé on remplaçait $\frac{\rho_{3000} + 2,5}{100}$ par 0,10</p> <p>Les exemples de calcul de relaxation de l'annexe I ont été annulés</p>



Désignation	Détail	Règles de 1953	Règles de 1965	(*) Règles de charges de 1971, (**) la circulaire du 23 avril 74, (***) la circulaire du 2 avril 1975, (****) la circulaire du 26 avril 1977, (*****) circulaire du 9 juillet 1980
	Coefficients de frottement	Pour les câbles à fils parallèles de 5 mm de diamètre dans des gaines en acier avec un rayon de courbure supérieur à 4 m, le coefficient de frottement en courbe f pouvait être pris égal à : f = 0,4 Aucune indication sur le coefficient de frottement en ligne φ	Pour les câbles à fils parallèles : le coefficient de frottement en courbe f variait de 0,1 à 0,3 le coefficient de frottement en ligne φ variait de 0,002 à 0,005 Dans un avant-projet, il était admis de prendre les valeurs suivantes : f = 0,23 câbles secs f = 0,20 câbles huilés $\varphi = 0,0003$ Dans un câble courbe, la tension T à une distance développée l_c de l'ancrage avec une déviation angulaire de α et une tension à l'ancrage T_0 valait : $T = T_0 e^{-(f\alpha + \varphi l_c)}$ Attention : souvent, les projeteurs ont sous-estimé les coefficients de frottement et ont oublié de tenir compte des déviations horizontales dans les pertes	(**) en 1974, les coefficients de frottement f et φ ont été fixés par les arrêtés d'agrément des procédés de précontrainte et si l'armature traversait un joint, les coefficients devaient être majorés (****) la circulaire de 1979 fixa de nouveaux coefficients de frottement et fonction du rayon de courbure, des joints traversés, etc. Elle introduisit aussi la mesure des coefficients de frottement Le choix du diamètre des conduits, de leur rayon de courbure...
Armatures de béton armé	En traction en phase de service En traction en service avec vent	0,54 σ_e 0,60 σ_e 0,75 σ_e	Les armatures de béton armé étaient utilisées : <ul style="list-style-type: none"> comme armatures de peau pour lutter contre la fissuration par retrait (barres de 8 ou 10 mm de diamètre espacées de 30 cm voir les 	

Désignation	Détail	Règles de 1953	Règles de 1965	(*) Règles de charges de 1971, (**) la circulaire du 23 avril 74, (***) la circulaire du 2 avril 1975, (****) la circulaire du 26 avril 1977, (*****) circulaire du 9 juillet 1980
	En traction en phase de construction En compression	$0,60\sigma_e$	dispositions constructives ci-après) <ul style="list-style-type: none"> • comme étriers • pour reprendre les poussées au vide • pour équilibrer les efforts de diffusion près des zones d'ancrage <i>la contrainte admissible était limitée à $2/3\sigma_{en}$ sauf pour les étriers en l'absence de reprise de bétonnage où une contrainte plus élevée était autorisée</i> <p>Attention, les structures de cette période peuvent avoir un comportement fragile vis-à-vis de la fissuration. En effet, comme le béton devait rester toujours comprimé, il n'était pas nécessaire de placer des armatures longitudinales de béton armé dans les poutres sauf en cas de torsion) Cependant, le CPS-type imposait des armatures longitudinales dans les poutre préfabriquées post-contraintes</p>	
Règles diverses	Calcul des dalles de couverture des ponts	Aucune indication, (Se reporter à la note technique du SCET de 1964 (a) qui dévoila avant l'heure les règles	L'article 15 précisait les dispositions constructives et les règles de calcul. Il était admis sous les charges de service la fissuration du	(*) Pour les charges militaires et exceptionnelles, il était admis : <ul style="list-style-type: none"> • la fissuration jusqu'à l'axe des armatures de BP



Désignation	Détail	Règles de 1953	Règles de 1965	(*) Règles de charges de 1971, (**) la circulaire du 23 avril 74, (***) la circulaire du 2 avril 1975, (****) la circulaire du 26 avril 1977, (***** circulaire du 9 juillet 1980
		de l'article 15 de l'IP1 et aux ouvrages de Guyon)	béton jusqu'à la fibre inférieure des conduits de précontrainte mais sans exiger d'armatures de BA pour reprendre les tractions	<ul style="list-style-type: none"> une contrainte admissible en compression portée à $0,5 \sigma_{28}$
Dispositions constructives		Les distances des armatures de précontrainte et de béton armé aux parois ne devaient pas descendre en dessous de 35 mm à la mer et 20mm ailleurs. Était évoqué la fixation par le système de précontrainte de l'enrobage des câbles de précontrainte	<p>Pour les enrobages des armatures de BA, le texte renvoyait aux règles de calcul du BA de 1964</p> <p>L'enrobage minimum des armatures de précontrainte était fixé au diamètre d'encombrement de la gaine ($\phi_e = \phi_i + 6\text{mm}$ en général)</p> <p>La distance d'une armature de précontrainte à une paroi non coffrée était fixée à la plus grande des deux distances :</p> <ul style="list-style-type: none"> le demi-diamètre d'encombrement de la gaine 3 cm <p>L'article 18 prévoyait également les dispositions à respecter pour les armatures transversales (% minimum, cadres de talon, coutures d'attache entre l'âme et les membrures, armatures de poussée au vide, frettages, etc.)</p> <p>L'article 20 prévoyait les principes de calcul au voisinage des ancrages pour assurer la reprise des efforts localisés</p>	



3.5 - Période des années 1980 aux Eurocodes

Cette troisième période recouvre les règles de calcul dites aux états-limites qui se sont succédées à partir de l'année 1983 sous le titre officiel de section II du titre 1^{er} du fascicule N° 62 plus connue sous le nom de BPEL à savoir : le BPEL 83, le BPEL 91 et le BPEL 99.

A ces règles de calcul ont été associées les seules règles de charges de 1971 avec quelques adaptations sur les coefficients partiels de sécurité qui figurent dans l'annexe 8 des différents BPEL. Outre l'introduction des états-limites, les règles BPEL font référence aux résistances caractéristiques des matériaux et non plus aux résistances nominales comme les règles précédentes.

A noter dans l'annexe 8 la pondération des charges de calcul des ponts par différents coefficients (1, 1,07, 1,2) pour passer de la valeur nominale à la valeur caractéristique suivant le type de charge et l'état-limite considéré. Il s'agit là « d'une cuisine » destinée à ne pas entraîner de bouleversements dans le dimensionnement des ponts tout en assurant une cohérence avec les Directives Communes au Calcul des Constructions de 1979 (les DC 79 sont la base nécessaire à l'élaboration de règles de calcul cohérentes aussi bien dans le domaine des structures que celui des fondations).

Remarque : les règles BPEL ont été associées aux fascicules 65 et 65A qui regroupent les règles d'exécution des structures en béton.

Les règles BPEL 99 diffèrent peu des règles BPEL précédentes. Le tableau ci-après donne les principales évolutions qui se sont succédé de 1980 à 1999 mais sans rentrer dans les détails (se reporter au texte des différents BPEL et au guide d'emploi du BPEL 83 édité par le Sétra ainsi qu'au document du Sétra de mars 1993 intitulé : BAEL91 et BPEL 91. Principales modifications par rapport au BAEL 83 et au BPEL 83)

3.6 - Tableau comparatif des règles de 1983, 1991 et 1999

Désignation	Règles BPEL 83	Règles BPEL 91	Règles BPEL 99
Domaine d'application	Bétons de classes ≤ 40 à 50 MPa	Bétons de classes ≤ 60 MPa	Les règles du BPEL 91 pour les bétons des classes ≤ 60 MPa restent applicables. Les nouvelles règles de l'annexe 14 sont applicables aux bétons des classes $60 < et \leq 80$ MPa



Désignation	Règles BPEL 83	Règles BPEL 91	Règles BPEL 99
Résistances caractéristiques du béton à la compression et à la traction		Modification de la loi donnant la contrainte f_{cj} en fonction du temps pour j=28 jours	Idem BPEL 91
Diagramme contraintes déformations du béton	Idem BAEL 83	$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$ Introduction du coefficient θ variant de 1 à 0,85 en fonction de la durée d'application de la charge	Idem BPEL 91
Retrait		La gamme des valeurs a été élargie à tous les climats	Idem BPEL 91
Prise en compte des valeurs caractéristiques de la précontrainte	Vis-à-vis de ELS, la précontrainte est représentée par deux valeurs caractéristiques P_1 et P_2	Il a été admis, ce qui est une simplification pertinente pour le calcul des grands ponts, que les calculs soient menés avec la précontrainte probable P_m sous réserve de quelques adaptations. A ceci s'ajoutent lors de l'exécution, la mise en place de gaines vides et la mesure des coefficients de transmission	Idem BPEL 91
États-limites de service	<p>En général les ponts sont dimensionnés pour satisfaire à la classe II. Certains ouvrages courants peuvent être dimensionnés en classe III</p> <p>En classe III, sous combinaisons rares, la traction des armatures est limitée à :</p> $\sigma_s \leq \frac{2}{3} f_e \text{ ou } 150\eta$ <p>En classe III sous combinaisons fréquentes, seule la traction des armatures de BA était limitée à 60MPa</p>	<p>Réduction de la sévérité de la classe I de vérification en admettant des contraintes de traction limitées à $0,7f_{tj}$ en phase de construction. La sévérité de la classe II a été accrue en réduisant la contrainte de traction dans la section d'enrobage à $0,7f_{tj}$ au lieu de f_{tj}.</p> <p>En classe III, sous combinaisons rares, la tension limite est celle du BAEL lorsque la fissuration est considérée comme préjudiciable en remplaçant 150η par : $110\sqrt{\eta f_{tj}}$</p> <p>En classe III sous combinaisons fréquentes, une double limitation de la traction des armatures a été instaurée à la place de la simple limitation de</p>	Idem BPEL 91

Désignation	Règles BPEL 83	Règles BPEL 91	Règles BPEL 99
		1983 : 100 MPa sur les armatures de BP et 0,35 fe sur les armatures de BA	
État-limite de stabilité de forme	Inclinaison d'une ossature 0,01 radian	Modification de l'inclinaison d'ensemble pour une ossature 0,01radian pour un étage 0,005 radian pour les autres cas	Idem BPEL 91
État-limite de fatigue		Adaptation de l'article 6.5 aux derniers résultats des recherches	Idem BPEL 91
Justifications vis-à-vis des sollicitations tangentes à l'ELS	$\tau^2 - \sigma_x \sigma_t \leq 0,4 f_{tj} (f_{tj} + \sigma_x + \sigma_t)$ ou $\leq 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0,6 f_{cj} - \sigma_x - \sigma_t) (f_{tj} + \sigma_x + \sigma_t)$	Les conditions de non-rupture du béton par fissuration et par compression ont été remplacées par : $\tau^2 - \sigma_x \sigma_t \leq 0,4 f_{tj} \left[f_{tj} + \frac{2}{3} (\sigma_x + \sigma_t) \right]$ ou $2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \left[0,6 f_{cj} - \sigma_x - \sigma_t \right] \left[f_{tj} + \frac{2}{3} (\sigma_x + \sigma_t) \right]$	Idem BPEL 91
Justifications vis-à-vis des sollicitations tangentes à l'ELU		Modification du taux de travail des étriers actifs	Idem BPEL 91
Justifications vis-à-vis de la torsion à l'ELS	Idem BAEL 83 $\tau = \tau_V + \tau_T \leq 1,2 \tau_{lim}$ $\tau_V \leq \tau_{lim}$ $\tau_T \leq \tau_{lim}$	Modification des règles de cumul des contraintes de cisaillement $\tau = \tau_V + \tau_T \leq \tau_{lim}$ poutres à parois minces $\tau_V^2 + \tau_T^2 \leq \tau_{lim}^2$ autres cas	Idem BPEL 91
Justifications vis-à-vis de la torsion à l'ELU	Justification du béton des bielles de compression $\tau_{Vu} \leq \frac{f_{cj}}{6} \quad \tau_{Tu} \leq \frac{f_{cj}}{6} \quad \tau_{Tu} + \tau_{Vu} \leq \frac{f_{cj}}{5}$	Modification du béton des bielles de compression $\tau_{Vu}^2 + \tau_{Tu}^2 \leq \left(\frac{f_{cj}}{4\gamma_b} \right)^2$	Idem BPEL 91
Préc. extérieure	Prescriptions nouvelles	Idem BPEL 83	Idem BPEL 91



Désignation	Règles BPEL 83	Règles BPEL 91	Règles BPEL 99
Enrobages	L'enrobage des armatures pour les ouvrages à la mer était de 4 cm	Augmentation à 5 cm de l'enrobage pour ouvrages à la mer Pour les parois soumises à des actions agressives, etc. L'enrobage minimum a été porté à 3 cm qui peut être ramené à 2 cm si leu béton présente une résistance supérieure à 40 MPa	Idem BPEL 91
Annexes 3		Valeurs numériques des coefficients de frottement complétée pour les torons gainés protégés et les câbles extérieurs au béton	Idem BPEL 91

Résumé

Ce document constitue une annexe électronique au guide Cerema de 2015

« Conception des réparations structurales et des renforcements des ouvrages d'art ».

L'évolution des règles de calcul des ouvrages en béton armé ou précontraint qui se sont succédé depuis 1852 y est développée dans deux parties :

- évolution des règles de calcul des ouvrages en béton armé ;
- évolution des règles de calcul des ouvrages en béton précontraint.

Aménagement et développement des territoires, égalité des territoires - Villes et stratégies urbaines - Transition énergétique et changement climatique - Gestion des ressources naturelles et respect de l'environnement - Prévention des risques - Bien-être et réduction des nuisances - Mobilité et transport - Gestion, optimisation, modernisation et conception des infrastructures - Habitat et bâtiment

Ce document ne peut être vendu. La reproduction totale du document est libre de droits.

En cas de reproduction partielle, l'accord préalable de l'auteur devra être demandé.

Référence : 1745w – ISRN : CEREMA-DteclTM-2017-045-1-FR

Centre d'études et d'expertise sur les risques, l'environnement, la mobilité et l'aménagement

Direction technique infrastructures de transport et matériaux - 110 rue de Paris, 77171 Sourdon - Tél. : +33 (0)1 60 52 31 31

Siège social : Cité des Mobilités - 25, avenue François Mitterrand - CS 92 803 - F-69674 Bron Cedex - Tél. : +33 (0)4 72 14 30 30

Établissement public - Siret 130 018 310 00016 - www.cerema.fr