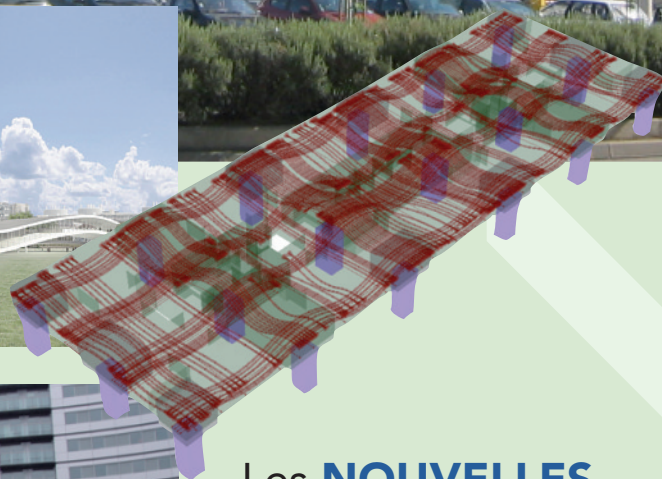
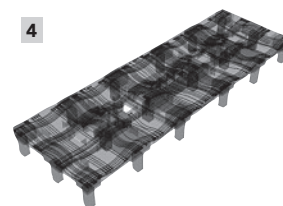


# La précontrainte dans le bâtiment

Une technique qui s'inscrit dans le développement durable...



Les **NOUVELLES**  
**RÈGLES DE CALCUL**,  
leurs **conséquences économiques**  
et **environnementales...**



- 1 – Hélistation de l'hôpital Purpan (Toulouse)
- 2 – EPFL de Lausanne
- 3 – Complexe immobilier Blenheim Center (Hounslow – UK)
- 4 – Tracé type d'une dalle de transfert

Ce document a été rédigé à l'initiative du SEDIP sous la Présidence de Pierre Bron.

---

## Comité de rédaction

**Lucien Boutonnet**

VSL, Membre du Conseil d'Administration de l'ASQPE et du SEDIP

**Patrick Chassagnette**

Professeur Ecole des Ponts ParisTech et Ecole Centrale Paris

**Claude Néant**

ETIC, Membre du Conseil d'Administration du SEDIP

**Jacky Seantier**

FREYSSINET, Président de l'ASQPE

**Henry Thonier**

Professeur École des Ponts ParisTech, plus particulièrement pour sa contribution à l'application de l'Eurocode et à la création du logiciel de calcul, libre et spécifique

---

Remerciements à la FNTP pour sa participation financière qui a permis la publication de ce document,



et à l'ensemble des membres du SEDIP qui ont contribué à l'élaboration de ce document.

Droit à l'image : l'illustration de ce document a été rendue possible par la mise à disposition gracieuse de photos d'entreprises ou privées.

# ↘ Sommaire

<b>1</b>	<b>PRÉFACE</b> .....	3
<b>2</b>	<b>RÉFÉRENCES ET PERSPECTIVES</b> .....	4
2.1	Évolution à ce jour .....	4
2.2	Perspectives .....	5
2.3	Quelques exemples .....	7
2.3.1	L'extension d'un centre commercial à Roques-sur-Garonne (France) .....	7
2.3.2	Le complexe immobilier Blenheim Center : (Hounslow – Royaume-Uni) .....	8
<b>3</b>	<b>POURQUOI LA PRÉCONTRAINTÉ POST-TENSION DANS LE BÂTIMENT ?</b> .....	9
<b>4</b>	<b>PRÉDIMENSIONNEMENT DES DALLES PRÉCONTRAIINTES PAR POST-TENSION</b> .....	13
4.1	Tableaux des épaisseurs en fonction de la portée.....	13
4.2	Tableaux de dimensionnement des planchers-dalles.....	15
4.3	Résumé des méthodes de dimensionnement des dalles précontraintes .....	22
<b>5</b>	<b>RÉALISATION DE LA POST-CONTRAINTÉ</b> .....	23
5.1	Les principes généraux.....	23
5.2	Les kits de précontrainte par post-tension .....	23
5.2.1	Précontrainte adhérente .....	24
5.2.2	Précontrainte non adhérente.....	24
5.3	Les différents cas d'application et les dispositions constructives particulières .....	26
5.3.1	Les différents cas d'application .....	26
5.3.2	Les dispositions constructives particulières.....	29
5.4	La mise en œuvre .....	31
5.4.1	Le cycle de mise en œuvre.....	31
5.4.2	Le coffrage.....	32
5.4.3	Le ferrailage.....	32
5.4.4	La réalisation de trémies .....	32
5.4.5	Le bétonnage .....	33
5.4.6	La mise en tension .....	33
5.4.7	Le décoffrage .....	33
5.4.8	La mise en œuvre de la protection.....	33
5.5	La création d'ouverture dans des ouvrages précontraints existants .....	33
<b>6</b>	<b>ASPECT ÉCONOMIQUE</b> .....	35
<b>7</b>	<b>CALCUL DES DALLES DE BÂTIMENT PRÉCONTRAIINTES PAR POST-TENSION</b> .....	36
7.1	Principes de calcul.....	36
7.2	Forces de précontrainte .....	40

7.3	Pertes instantanées de précontrainte par post-tension § 5.10.5 et 3.3.2 (7).....	40
7.4	Pertes différées de précontrainte par post-tension § 5.10.6.....	40
7.5	Contraintes du béton en ELS : faire les calculs avec deux valeurs (§ 5.10.9).....	40
7.6	Détermination des armatures passives éventuellement nécessaires à l'ÉLU.....	41
7.6.1	Cas des armatures de précontrainte adhérentes (câbles injectés au coulis de ciment).....	41
7.6.2	Cas des armatures de précontrainte non adhérentes (torons gainés graissés).....	42
7.7	Détermination des armatures passives éventuellement nécessaires à L'ELS.....	42
7.7.1	Cas des armatures de précontrainte adhérentes.....	42
7.7.2	Cas des armatures de précontrainte non adhérentes.....	42
7.8	Détermination des armatures passives minimales pour la maîtrise de la fissuration.....	43
7.9	Résistance au feu.....	45
7.9.1	Classement des constructions (Tableau 7.9.1).....	45
7.9.2	Exigences de résistance (Tableau 7.9.2).....	45
7.10	Annexes.....	47
7.10.1	Annexe – Tracé du câble.....	47
7.10.2	Annexe – Pertes de précontrainte par post-tension.....	49
7.10.3	Annexe – Actions des appuis sur la précontrainte par post-tension.....	53
7.10.4	Annexe – Poinçonnement des planchers-dalles.....	54
7.10.5	Annexe – Extraits de la norme NF EN 1992-1-2 (EC2 Feu).....	60
7.10.6	Annexe – Logiciel de calcul sur excel.....	62
<b>8</b>	<b>CONCLUSION</b> .....	69
8.1	Références.....	70
8.2	Lexique, bibliographie, site et liens.....	71
8.3	Bibliographie.....	72
8.4	Sites et liens.....	72



Elysian project – Ireland

(Photos Freyssinet)

# 1 Préface

La précontrainte par post-tension est souvent associée aux ouvrages d'art, plus particulièrement aux ponts de grandes portées, aux ouvrages haubanés, aux structures exceptionnelles comme les enceintes de confinement des réacteurs nucléaires, les stades – Parc des Princes, Stade de France ou des structures exceptionnelles de bâtiment – la Grande Arche de la Défense.

Toutes ces constructions ont pour particularité de faire appel à des unités de précontrainte (câbles et ancrages) de fortes puissances dont la mise en œuvre complexe requiert des moyens importants.

Si nombre d'ouvrages réalisés dans le monde sont autant d'exemples remarquables valorisant la technique de la précontrainte par post-tension, ils ont occulté l'utilisation de cette technique dans les bâtiments.

Depuis plusieurs décennies, la précontrainte par post-tension a été utilisée et appliquée dans de nombreux pays à des bâtiments courants qu'ils soient de grande hauteur ou à usages spécifiques (hôpitaux – structures de stockage – parkings – bureaux – centres sportifs) ou encore architecturalement particulier, apportant dans tous les cas des solutions satisfaisant à des exigences techniques ou économiques.

La précontrainte par post-tension permet :

- une meilleure maîtrise de la fissuration des bâtiments courants ou des grandes surfaces de stockage ;
- une utilisation optimale des surfaces créées en limitant le nombre de poteaux (garages, hôpitaux, grandes surfaces à usage commercial) ;
- des gains de hauteur conséquence de la diminution des épaisseurs de planchers ;
- une moindre consommation de matériaux de construction, etc.

La précontrainte par post-tension appliquée aux bâtiments, encore très peu utilisée en France peut être une réponse aux préoccupations et exigences actuelles dans une approche globale du **développement durable**.

Il apparaît opportun de vouloir faire appel davantage à cette technique en s'appuyant sur les récentes évolutions des règlements en vigueur aux fins de **construire mieux en maîtrisant davantage les économies de matériaux, et donc de production et d'énergie**.

Pierre BRON  
*Président du SEDIP*

# 2 Références et perspectives

## 2.1 Évolution à ce jour

Les premières réalisations de structures précontraintes par post-tension sont européennes dans les années 1920-1930, mais c'est au USA et en Australie que le développement de la précontrainte dans le bâtiment a connu son plus grand essor dès les années 60. Les avantages apportés par cette technique ont rapidement été mis en évidence et améliorés grâce aux efforts développés par les entreprises dans la recherche et le développement de méthodes efficaces encadrées par l'édition de recommandations techniques. En quelques années, plusieurs dizaines de millions de m<sup>2</sup> de planchers post-contraints ont été construits sur le seul territoire des USA.

En France, c'est dans les années 70-80 que la précontrainte a réellement commencé à faire son apparition dans les planchers de bâtiment comme adaptation des techniques employées dans les ouvrages d'art.

À ce jour, de nombreuses applications ont été réalisées en France ; cependant, celles-ci ont souvent été initiées du fait des limites techniques du béton armé plutôt qu'en réponse à une volonté d'optimisation des structures.

On peut citer à titre d'exemple la réalisation de parkings de centres commerciaux dans les années 70, le ministère des Finances au début des années 80 ou encore le Parlement européen de Strasbourg en 1998.



(Photo Eitic)

**Le Ministère des Finances**



(Photo Freyssinet)

**Le Parlement Européen**

D'autres réalisations nécessitant de larges surfaces libres, telles que les hôpitaux ou les salles de sports, ont fait appel à des techniques de poutres ou de planchers précontraints par post-tension.

Certaines applications de renforcement de structure après incendie ou pour mise aux normes de structures dans des zones sismiques ont été également réalisées.

La construction de planchers précontraints continue de se développer dans les parties du monde où cette technique est historiquement utilisée et dans de nombreux pays européens, mais elle se développe aussi depuis les années 90 dans certaines zones émergentes du globe (Dubai, Hong Kong...). Les possibilités techniques très étendues de la précontrainte par post-tension sont souvent illustrées par d'audacieuses structures.

Le marché mondial pour la réalisation de bâtiments post-contraints est estimé à 100 000 tonnes d'acier de précontrainte par an.



(Photo Eitic)

**Renforcement après incendie  
d'un plancher de parking  
– câbles monotorons BBR CMM**



(Photos Freyssinet)

Ouvrages de la ville de Dubai

## ┌ 2.2 Perspectives

Le développement d'une technologie est fonction des gains techniques et financiers qu'elle apporte par rapport aux solutions concurrentes traditionnelles. Une réglementation conservatrice peut à cet égard masquer partiellement l'apport d'innovations en imposant des règles de dimensionnement contraignantes et peu ambitieuses. Cela a été longtemps le cas en France pour la précontrainte par post-tension dans les planchers, le règlement de calcul BPEL imposant de manière importante des armatures passives minimales.

La nouvelle réglementation européenne (Eurocode 2 – NF EN 1992-1-1) permet maintenant de s'affranchir partiellement ou totalement des armatures passives en fonction de la souplesse des poteaux, du retrait non gêné, des caractéristiques du béton, etc.

Une conception suivant les règles de l'art en matière de « bridage », position des noyaux de contreventement notamment, peut permettre une optimisation économique des structures grâce à la précontrainte.

À titre d'exemple et pour offrir des plateaux de plus grande polyvalence, considérons un plancher-dalle de 10 m x 10 m et de 20 cm d'épaisseur, avec des monotorons T 15 S espacés de 20 cm (12 kg/m<sup>2</sup>). Dans ce cas, on peut ne pas prévoir d'armatures passives longitudinales. Cette solution est à comparer avec le même plancher-dalle en béton armé qui aurait 45 cm d'épaisseur et 19 kg/m<sup>2</sup> d'armatures passives.

On notera de plus que la condition de flèche du tableau 7.4N de l'Eurocode 2, n'est pas satisfaite avec la dalle en béton armé avec un rapport L/d = L/24 au lieu de L/15 du tableau.

L'application de l'Eurocode 2 permet des gains de hauteur et de matériaux, **25 cm par niveau** dans notre exemple associés à une amélioration significative du bilan carbone des constructions précontraintes ainsi calculées.

### Économies potentielles

Le tableau ci-après donne une première estimation des économies potentielles :

Comparatif des solutions/m <sup>2</sup> de plancher	Béton	Acier	Ancrages
Béton armé	0,45 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>	19 kg/m <sup>2</sup>	–
Béton précontraint	0,20 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>	12 kg/m <sup>2</sup>	1,3 kg/m <sup>2</sup>
Différence	– 0,25 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>	– 7 kg/m <sup>2</sup>	1,3 kg/m <sup>2</sup>

Ces économies de matériaux sont aussi associées à des économies de gaz à effet de serre (GES) qui peuvent être évaluées de la manière suivante :

Hypothèses (source Ademe Tableur V6) :

1 tonne de béton = 367 kg eq CO<sub>2</sub> ⇒ 1 m<sup>3</sup> de béton ≈ 880 kg eq CO<sub>2</sub>

1 tonne d'acier = 3 667 kg eq CO<sub>2</sub>

Économie d'eq CO<sub>2</sub> :

– pour le béton = 0,25 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> × 880 kg = 220 kg eq CO<sub>2</sub>/m<sup>2</sup>

– pour l'acier = (0,007 T armature – 0,0013 T ancrage)/m<sup>2</sup> × 3 667 kg = 20 kg eq CO<sub>2</sub>/m<sup>2</sup>

Économie totale : 220 + 20 ≈ 240 kg eq CO<sub>2</sub>/m<sup>2</sup>

Pour un bâtiment de 50 m × 40 m, l'économie par plancher est de 480 tonnes eq CO<sub>2</sub>.

De façon plus globale, l'apport de la post-tension de cet exemple peut se décliner de différentes manières :

### Application 1.

Pour un immeuble (50 m × 40 m) de 5 niveaux sur rez-de-chaussée les économies réalisées sont les suivantes :

● À la construction :

- gain de 2500 m<sup>3</sup> de béton armé soit 6250 t de descente de charge en moins sur les fondations,
- 225 m<sup>2</sup> de réduction de surface de façade à la construction,
- 3 100 tonnes eq CO<sub>2</sub> à la construction.

● Pendant toute la durée de vie de l'ouvrage :

- économies d'énergie liées à la réduction de 225 m<sup>2</sup> de surface d'échanges thermique avec le milieu extérieur ;
- économie d'entretien et de maintenance liées à la réduction de 225 m<sup>2</sup> de surface de façade.

### Application 2.

Avec des façades de surface équivalente et une hauteur sensiblement identique un immeuble (50 m × 40 m) de 13 niveaux en béton armé en comportera 14 avec des planchers post-contraints.

À la construction, on économisera de l'ordre de 6100 m<sup>3</sup> de béton et la descente de charge sur les fondations sera réduite d'environ 15250 t avec un gain de surface utilisable de 2000 m<sup>2</sup> supplémentaires.

Pour ce bâtiment, l'économie initiale sera de 7 500 tonnes eq CO<sub>2</sub>.

Le tableau ci-après donne les épaisseurs des planchers pour des cas plus traditionnels :

	Exemple 1	Exemple 2(*)	Exemple 3
	Radier général sous bâtiment de 10 niveaux	Bureaux	Couverture parking sous voirie
Maille	6 m × 6 m	7,5 m × 7,5 m	8,5 m × 7,8 m
Charges permanentes autres que le poids propre (kN/m <sup>2</sup> )	50	2	14
Charge d'exploitation (kN/m <sup>2</sup> )	25	3,5	20
Épaisseur (m)	0,45 Soit L/13	0,17 Soit L/44	0,35 Soit L/24

(\*) Le même plancher peut être réalisé en plancher-dalle préfabriqué précontraint par pré-tension avec 35 cm d'épaisseur totale et un poids équivalent à 21 cm de béton. Le gain de hauteur est de 18 cm par plancher.



## └ 2.3 Quelques exemples

### 2.3.1 L'extension d'un centre commercial à Roques-sur-Garonne (France)



L'extension du parking et de la galerie marchande du centre commercial à Roques-sur-Garonne est un exemple significatif de l'apport de la précontrainte par post-tension dans le bâtiment.

Pour répondre aux souhaits de la SCI Horizon Galerie Marchande – E. LECLERC Maître d'Ouvrage, le Groupement d'entreprises BOURDARIOS – TMSO sur la base de ses expériences précédentes a choisi de privilégier une solution précontrainte par post-tension pour réaliser les 67000 m<sup>2</sup> de plancher dans les délais impartis.

Grâce à une collaboration étroite entre les différents acteurs, une méthode de construction pour ce bâtiment de 5 niveaux associant des éléments préfabriqués à la précontrainte par post-tension a permis d'optimiser les délais et de réduire les coûts.



Une conception simple permettant d'optimiser les cycles de production



Un tracé adapté à la mise en œuvre

- Maître d'ouvrage :  
SCI Horizon Galerie Marchande – E. LECLERC
- Architecte :  
Cabinet BRUNERIE et IRISSOU
- Entreprise générale :  
Groupement Vinci Construction France BOURDARIOS – TMSO
- Entreprise spécialisée :  
Freysinet France

## 2.3.2 Le complexe immobilier Blenheim Center (Hounslow – Royaume-Uni)



Construit autour d'une vaste place publique dans la banlieue de Londres, le Blenheim Center est un complexe à usage mixte d'une superficie impressionnante (102000 m<sup>2</sup>). Il comprend un parking de 415 places, des magasins, des cinémas, des bureaux et 487 appartements répartis sur sept étages. Situé aux abords d'Heathrow, la plus grande plate-forme aéroportuaire d'Europe, entre les couloirs aériens nord et sud, le Blenheim Center a dû respecter les restrictions de hauteur imposées par les autorités aéroportuaires ainsi qu'une servitude en sous-sol, représentée par une galerie abritant toutes les liaisons de communication et d'information de réservation vers le nouveau terminal 5 de l'aéroport.

Plutôt que de détourner la servitude, solution onéreuse, les ingénieurs de Norwest Holst (VINCI Construction) ont préféré relever l'ensemble de la structure de 1,5 m par rapport au projet de base, réduire la profondeur des fondations et construire le parking souterrain au-dessus de la galerie.

Cette modification augmentait la hauteur de l'édifice, qui dépassait dès lors la limite autorisée.

La conception initiale du bâtiment prévoyait une structure de transfert de 2,5 m d'épaisseur entre l'hypermarché, au rez-de-chaussée, et les appartements construits au-dessus.

L'emploi de la précontrainte a permis de réduire considérablement l'épaisseur et le poids des planchers du bâtiment. La réduction de hauteur de la structure de transfert à 2 m (au lieu des 2,5 m prévue à l'origine) associée à un gain de 40 cm par étage a réduit la hauteur totale de près de 3,6 m.

En outre, le recours à la précontrainte par post-tension a fortement diminué la quantité d'aciers passifs et permis d'alléger l'ouvrage par rapport à une solution en béton armé classique. Le gain de temps apporté par la précontrainte par post-tension lors de la réalisation a permis une livraison avant la date prévue.



(Photos Freyssinet Ltd)

- Maître d'ouvrage :  
Blenheim Center (Day & Johnson Ltd).
- Architecte :  
Michael Aukett Architects.
- Maître d'œuvre :  
KM Anthony Hunt Ltd.
- Entreprise générale :  
Norwest Holst.
- Entreprise spécialisée :  
Freyssinet Ltd.

# ↳ 3 Pourquoi la précontrainte par post-tension dans le bâtiment ?

Lors de la construction d'un bâtiment, les principales préoccupations sont de trois ordres :

- **fonctionnelle** : l'ouvrage doit offrir les volumes et surfaces maximaux pour une occupation au sol et aux différents niveaux la plus réduite possible avec, éventuellement, des surfaces de plancher modulables pour pouvoir s'adapter aux différentes utilisations potentielles durant la vie de l'ouvrage ;
- **écologique** : le bilan énergétique global de la construction doit s'inscrire dans une démarche de développement durable ;
- **économique** : les coûts du terrain et de la construction doivent être optimisés par rapport aux surfaces exploitables créées.

Le béton précontraint par post-tension, par ses performances, permet d'atteindre ces objectifs grâce à une meilleure utilisation des caractéristiques mécaniques du béton et de l'acier.

Les contraintes, les flèches induites par le poids propre et partiellement les charges d'exploitations sont compensées par celles générées par la courbure des câbles noyés dans l'épaisseur des dalles.

En fonction du besoin, il est possible d'agir sur de nombreux paramètres : l'effort dans les câbles, leur courbure et leur espacement.

Il est en particulier possible d'améliorer notablement la capacité portante des planchers par l'application de ce principe dans deux directions perpendiculaires et de cette manière permettre une meilleure utilisation des caractéristiques isotropes du béton.

## └ La post-contrainte est aussi un acteur efficace du développement durable

Les études de l'impact de la construction d'un bâtiment sur l'environnement montrent que c'est la réduction des quantités de matériaux mis en œuvre (béton, acier...) qui est la principale source de diminution de l'impact CO<sub>2</sub> et des économies d'énergie.

L'énergie utilisée pour la production des torons à haute limite élastique est largement compensée par des performances trois fois plus élevées.

De ce point de vue, l'utilisation de la post-tension se révèle particulièrement respectueuse de l'environnement.

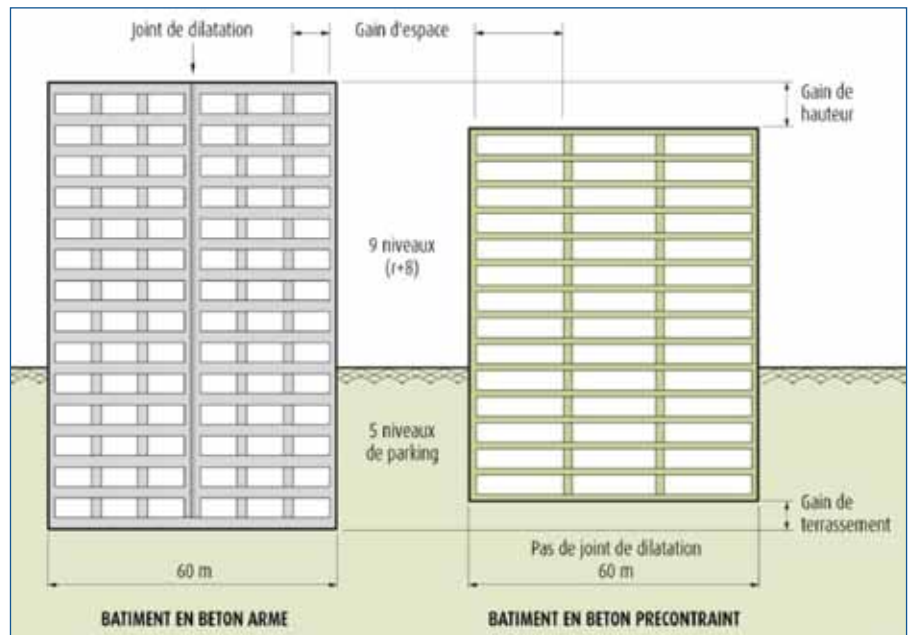
Ces avantages se déclinent pour les différents « acteurs-partenaires » de la construction de la manière suivante :

### Pour le Maître d'ouvrage et l'Architecte

L'utilisation de la précontrainte permet en particulier :

- la **suppression des retombées** de poutre si nécessaire, un nombre de poteaux ou piliers réduits grâce à de **plus grandes portées** ; ces deux possibilités permettent une augmentation de l'espace disponible et facilitent grandement le passage des réseaux, des véhicules... ;

Optimisation des volumes apportée par la post-contrainte



- une plus **grande liberté d'agencement** des plateaux qui peuvent être distribués à volonté et suivant les époques en vastes bureaux, en logements **évolutifs** ou simplement en aire de stockage ;
- une annulation des flèches en service courant ;
- une réduction voire la suppression de joints de retrait pour les dallages ;
- des **économies directes** de matériaux et de coûts induits ;
- des **économies indirectes** sur les éléments porteurs et fondations souvent associées à :
  - un gain de hauteur de l'ouvrage qui peut se traduire par une augmentation du nombre de niveaux,
  - une diminution et une simplification des fondations (réalisation hors nappe phréatique),
  - la réduction ou la suppression des joints de dilatation,
  - la qualité du parement en sous face du plancher,
  - des délais de livraison réduits et une **compétitivité financière globale** accrue.

### Pour les constructeurs et bureaux d'études

L'appropriation de techniques largement développées à l'étranger, dans des pays développés ou de croissance récente forte, offre l'opportunité de **se distinguer par l'utilisation de logiciels simples** (voir en § – 7.10.6 ci-après) mis à disposition par des professionnels qui utilisent toutes les possibilités offertes par la nouvelle réglementation européenne.

Pour les passages des réseaux, la suppression des retombées de poutre simplifie les tracés et réduit le coût induit des études.

### Pour les entreprises de bâtiment

Les unités de précontrainte et leurs équipements bénéficient maintenant de la mondialisation du marché : leur maniabilité a été optimisée et leurs coûts réduits du fait de leur développement.

La précontrainte par post-tension permet de se distinguer en développant une technicité sans besoin de formation spécifique du personnel de l'entreprise générale : la mise en œuvre des gaines, câbles ou torons est réalisée par les équipes en place avec le même niveau de tolérance de positionnement que les armatures passives.

Les interventions de mise en tension devant être réalisées par des équipes d'entreprises spécialisées sont réduites. Les études et l'assistance à la pose des armatures de précontrainte (torons, gainé graissé) peuvent aussi être assurées par ces mêmes entreprises spécialisées.

Cela conduit à :

- l'allègement et la réduction de la complexité des coffrages ;
- une fissuration de retrait mieux maîtrisée ;
- des rythmes de construction accélérés, les mises en tension pouvant être réalisées au jeune âge du béton.

---

## Réponse aux questions les plus courantes

### Comment traite-t-on les trémies dans les planchers ?

L'implantation et le tracé des câbles peuvent être projetés de façon à réserver de larges zones dans lesquelles les trémies pourront être réalisées en toute sécurité.

En outre, en cas de coupure d'un câble, l'injection au coulis de ciment à l'intérieur de la gaine, dans le cas de la post-tension adhérente, permet d'assurer une reprise par adhérence de l'ancrage des torons identique à celle des aciers passifs. Dans le cas de la création de trémie sur un ouvrage existant des ancrages spécialement conçus pour cet usage particulier permettent le transfert des efforts de précontrainte en rive.



### Comment se comporte un plancher précontraint vis-à-vis de la résistance au feu ?

C'est une question importante, mais la sensibilité aux élévations de température des aciers de précontrainte est compensée par un enrobage plus important (position des gaines en retrait des aciers passifs habituels, décalage vers l'axe neutre des torons tendus dans les zones de courbure des gaines (appuis et travées).

En tant que dalle pleine et en continuité sur plusieurs travées :

- le plancher postcontraint a une bonne capacité d'absorption de la chaleur (inertie thermique d'une dalle pleine) ce qui ralentit la montée de température du béton et de l'acier ;
- les armatures relevées sur appui sont aussi mieux protégées.

### Quelle est l'incidence du coût de la main-d'œuvre ?

La mise en œuvre de la post-tension dans les planchers a commencé à se développer dans les pays où le coût de la main-d'œuvre était faible, mais depuis plusieurs années, elle a fait son apparition dans la plupart des pays européens.

# Les points forts

## ↳ Le rythme de construction

Les cadences de réalisation (nombre de jours par niveau) obtenues en cas de réalisation de planchers précontraints sont plus rapides que celles constatées sur les bâtiments classiques en béton armé, grâce à la réduction des quantités mises en œuvre.

## ↳ Grande portée et optimisation des surfaces disponibles

L'augmentation des trames dans les deux directions rend possible la diminution du nombre d'éléments porteurs (poutres, poteaux, voiles).

## ↳ Limitation, voire annulation des flèches en service courant

Les flèches en fonction de l'effort de précontrainte par post-tension mis en place peuvent être réduites, voire annulées quelle que soit la portée sous les charges courantes de service (pour améliorer l'esthétique des solutions courantes).



(Photo Freyssinet)

Niveau de parking d'aéroport

## ↳ Facilité d'approvisionnement et de manutention

L'approvisionnement du chantier est largement simplifié, pas de transport lourd. La manutention ne nécessite pas d'engins de levage importants en particulier dans des zones inaccessibles aux grues.

## ↳ Économie de matériaux

La meilleure utilisation des hautes performances des matériaux permet de diminuer les quantités de matériaux (béton, aciers...) mis en œuvre et ainsi de réduire les coûts.

## ↳ Respect de l'environnement

La diminution des quantités de matériaux mis en œuvre est le paramètre le plus efficace pour réduire l'impact énergétique et l'émission de gaz à effet de serre (bilan carbone) dans la construction des ouvrages.

La précontrainte par post-tension des planchers, par post-tension dans les deux directions, contribue ainsi activement au respect de l'environnement.

# 4 Prédimensionnement des dalles précontraintes par post-tension

On distingue trois types de dalles précontraintes :

- les planchers-dalles (flat-slab) reposant directement sur les poteaux sans aucune poutre, avec ou sans chapiteau ;
- les dalles reposant sur des files de poutres parallèles dans une seule direction ;
- les dalles reposant sur des files de poutres parallèles dans deux directions perpendiculaires.

En fonction de la précision recherchée et du temps disponible, on peut utiliser :

- des tableaux donnant le **rapport portée/épaisseur** des planchers-dalles et des dalles (Tab. 4.1) ;
- des tableaux pour les planchers-dalles, avec ou sans chapiteau (Tab. 4.2 à 4.5) ;
- un **programme de calcul** détaillé de vérification complète et de **calcul des quantités**, permettant d'optimiser les dimensions par variations des paramètres (épaisseur, chapiteaux ou non, armatures de poinçonnement ou non...). Voir en 7.10.6 ci-après.

L'épaisseur d'un plancher-dalle précontraint par post-tension est déterminée principalement par des conditions de non-poinçonnement.

L'épaisseur des autres dalles précontraintes par post-tension est déterminée par un critère de vérification des contraintes de compression, rarement de flèche. Comme l'action de la précontrainte s'oppose aux charges permanentes, voire également, si on le souhaite, à une fraction des charges d'exploitation, grâce à un tracé judicieux des câbles, seules sont à prendre en compte les charges d'exploitation (ou même seulement une fraction).

L'épaisseur s'en trouve diminuée par rapport aux dalles en béton armé.

L'épaisseur des dalles des planchers en béton armé est fonction de la somme de la totalité des charges permanentes et d'exploitation et est conditionnée principalement pour des raisons de flèche.

## 4.1 Tableaux des épaisseurs en fonction de la portée

Les dalles portent suivant une direction ou deux directions comme indiqué par des flèches sur les dessins de la page suivante.

On peut considérer deux tailles de chapiteaux (en cas de nécessité) :

- les chapiteaux de petites dimensions :  
épaisseur (retombée sous dalle) = 0,75 fois l'épaisseur  $h$  de la dalle et débord du poteau = 2 fois cette retombée, soit  $A = a + 3 h$  ;

- les chapiteaux de grandes dimensions :  
 épaisseur (retombée sous dalle) = 1,5 fois l'épaisseur  $h$  de la dalle et  
 débord du poteau = 2 fois cette retombée, soit  $A = a + 6 h$  ;

pour une dimension de poteau (supposé carré)  $a$ , une épaisseur de dalle  $h$ .

Les chapiteaux peuvent être droits (parallélépipédiques) ou tronconiques.

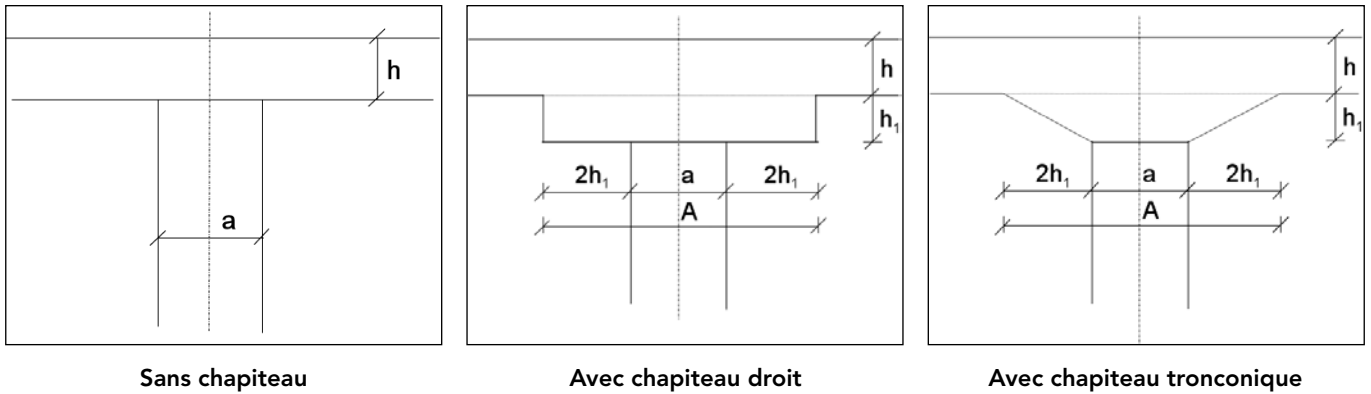


Fig. 4.1. Plancher-dalle avec et sans chapiteau

Tableau 4.1.

Dimensionnement rapide par le rapport portée/épaisseur  
 (pour les planchers-dalles, on distinguera les dalles non armées  
 et les dalles armées au poinçonnement)

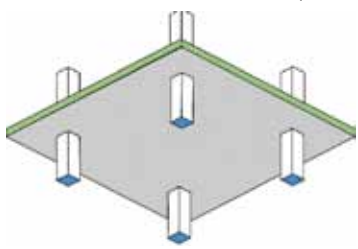
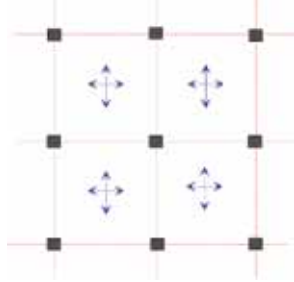
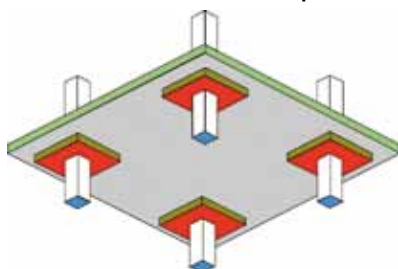
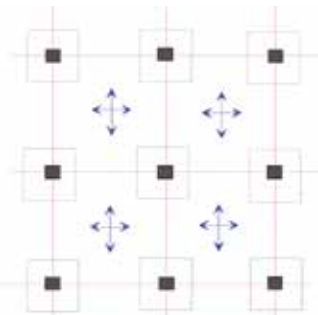
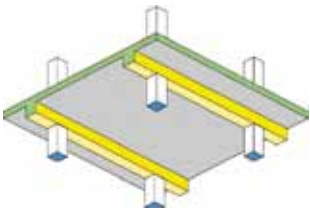
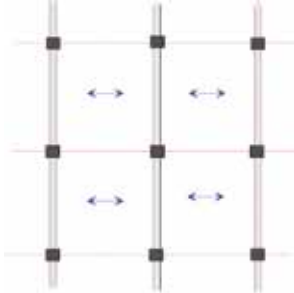
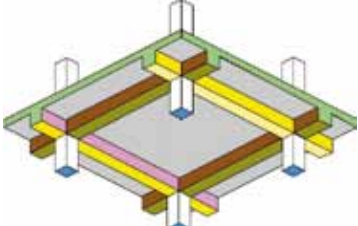
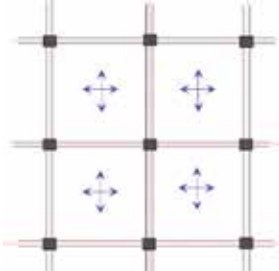
Schéma	Domaine d'utilisation	Charge d'exploitation kN/m <sup>2</sup>	Rapport L/h non armé/armé
<b>a) Plancher-dalle</b> (portant dans deux directions)  Charges d'exploitation relativement légères ou moyennes	Portées sensiblement égales dans les deux directions de 5 à 12 m 	1,5	30/45
		2,5	25/40
		5	20/35
<b>b) Plancher-dalle avec chapiteaux</b>  Mêmes applications mais pour des portées plus grandes et charges d'exploitation moyennes Retombée chapiteau entre 0,75 h et 1,5 h et débord entre 3 h et 6 h	Portées jusqu'à 16 m 	1,5	35/50
		2,5	30/45
		5	25/40



Schéma	Domaine d'utilisation	Charge d'exploitation kN/m <sup>2</sup>	Rapport L/h non armé/armé
<p><b>c) Dalle portant dans une seule direction</b></p>  <p>Recommandé pour les planchers ayant une portée prépondérante dans une direction</p>	<p>Portées jusqu'à 16 m</p> 	1,5	55
		2,5	45
		5	35
<p><b>d) Dalle portant dans deux directions</b></p>  <p>Portées sensiblement égales dans les deux directions</p>	<p>Portées de 10 m à 20 m</p> 	1,5	70
		2,5	60
		5	50

## └ 4.2 Tableaux de dimensionnement des planchers-dalles

Les épaisseurs des planchers-dalles précontraints par post-tension sont plus conditionnées par des raisons de résistance au poinçonnement que de flexion ou de flèche.

L'EC2 demande de vérifier la résistance au poinçonnement en deux endroits :

- au nu du poteau ;
- à une distance  $2d$  du nu du poteau, si  $d$  représente la hauteur utile.

Les tableaux 4.2, 4.3 et 4.4 ci-après permettent, pour des planchers-dalles de maille carrée, de déterminer une des trois variables : **côté du poteau, épaisseur de la dalle, dimension de la maille**, connaissant les deux autres.

Ils ont été établis avec les hypothèses suivantes :

- mailles carrées ;
- classe de béton C30/37 (une classe supérieure peut permettre une épaisseur plus faible) ;
- classe d'environnement XC1 (pour des classes plus sévères, augmenter l'épaisseur de la dalle) ;
- absence d'armatures de poinçonnement dans la dalle et dans les chapiteaux éventuels.

**Exemple 1.** Plancher-dalle sans chapiteau.

Variables connues :

maille carrée de 6,5 m × 6,5 m,

charge d'exploitation (y compris charges permanentes autres que le poids propre de la dalle) :

$q = 5 \text{ kN/m}^2$ , dimension des poteaux 0,45 m × 0,45 m.

On lit pour  $q = 5$ ,  $a = 0,45$  et  $h = 0,35$  : maille 6,6 m > 6,5 OK

L'épaisseur de la dalle, **sans chapiteau et sans armature de poinçonnement** est de 35 cm.

**Exemple 2.** Le même plancher-dalle **sans armature de poinçonnement mais avec petit chapiteau.**

On trouve pour  $h = 0,2 \text{ m}$  : maille 6,2 m et pour  $h = 0,25 \text{ m}$  : maille 7,3 m.

Par interpolation, on trouve  $h = 0,214 \text{ m}$  arrondi à 0,22 m

Dimensions du chapiteau :

hauteur =  $0,75 h = 0,75 \times 0,214 = 0,16 \text{ m}$  et  $A = a + 3 h = 0,45 + 3 \times 0,214 = 1,092 \text{ m}$

Soit pour le chapiteau : 1,10 × 1,10 m × 0,16 m de retombée.

**Remarque 1**

L'utilisation d'un béton de résistance supérieure à 30 MPa permet de diminuer la maille du plancher-dalle dans le rapport  $\sqrt{f_{ck}/30}$ . Pour un béton de classe C35/45, la maille peut être majorée de 8 % dans chaque direction.

**Remarque 2**

Les valeurs des tableaux sont des enveloppes pour prendre en compte un certain nombre de paramètres tels que effort de précontrainte mis en œuvre, enrobages, caractéristiques du béton, etc.

**Détermination des abaques**

Cisaillement résistant au droit du poteau  $N_{Rd0}$

$$v_{Rd0} = 0,4 v \cdot f_{cd} = 0,4 \times 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,24 \times \left(1 - \frac{30}{250}\right) \times \frac{30}{1,5} = 4,224 \text{ MPa}$$

(Corrigendum N° 2 de l'Eurocode 2-1-1 : coefficient 0,4 au lieu de 0,5)

$$v_{Rd,c} = 0,035 k^{1,5} \cdot f_{ck}^{0,5} + 0,1 \sigma_{cp}$$

$$k = \text{Min} \left[ 1 + \sqrt{\frac{0,2}{d}} ; 2 \right] \text{ avec } d \text{ en m}$$

Hauteur utile  $d = h - 0,035 \text{ m}$  (XC1)

$q$  = charge d'exploitation en  $\text{kN/m}^2$

$g$  = charge permanente en  $\text{kN/m}^2$  due au poids propre de la dalle

$L$  = dimension de la trame carrée en m.

## Sans chapiteau

Périmètres :  $u_0 = 4 a$      $u_1 = 4 (a + \pi \cdot d)$

Charges résistantes de poinçonnement :

$$V_{Rd0} = 4,224 u_0 \cdot d \text{ et } v_{Rd1} = (0,192 k^{1,5} + 0,1 \sigma_{cp}) \cdot u_1 \cdot d$$

$$\text{Avec } k = \text{Min} \left[ 1 + \sqrt{\frac{0,2}{d}} ; 2 \right]$$

D'où la force capable de poinçonnement :  $V_{Rd} = \text{Min}[V_{Rd0} ; V_{Rd1}]$

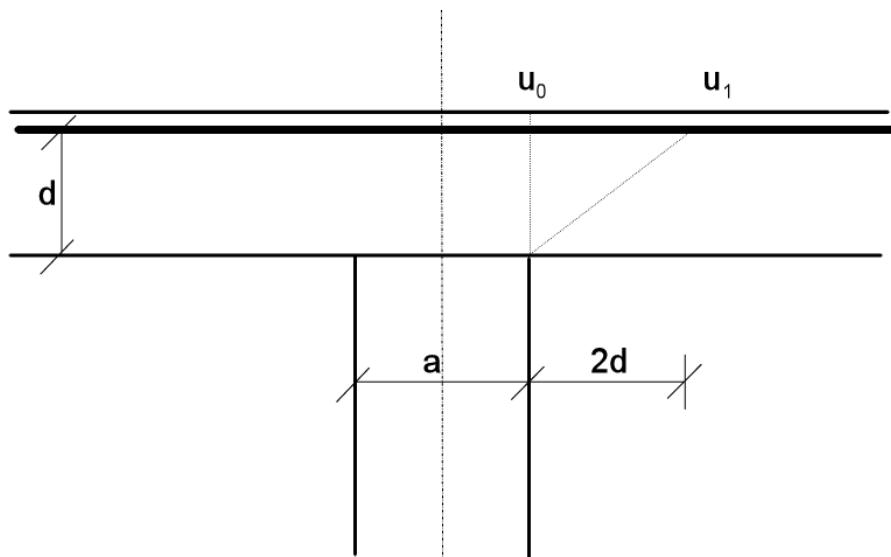


Fig. 4.2. Plancher-dalle sans chapiteau.  
Contours de calcul

Charge ELU :  $p = 1,35 g + 1,5 q = 1,35 \times (25 h) + 1,5 q$

D'où :  $V_{Rd} = p \cdot L^2 = (1,35 \times (25 h) + 1,5 q) \cdot L^2$

$$\text{et } L = \sqrt{\frac{1000 V_{Rd}}{33,75 h + 1,5 q}}$$

## Avec chapiteau

Périmètres :  $u_0 = 4 a$      $u_1 = 4 (a + \pi \cdot d_1)$      $u_2 = 4 (A + \pi \cdot d)$      $u_3 = 4 A$

Hauteurs utiles :  $d$  et  $d_1 = d + h_1$

Contraintes limites :

$$V_{Rd1} = 0,192 k_1^{1,5} + 0,1 \sigma_{cp} \text{ avec } k_1 = \text{Min} \left[ 1 + \sqrt{\frac{0,2}{d + h_1}} ; 2 \right]$$

$$V_{Rd2} = 0,192 k_2 + 0,1 \sigma_{cp} \text{ avec } k_2 = \text{Min} \left[ 1 + \sqrt{\frac{0,2}{d}} ; 2 \right]$$

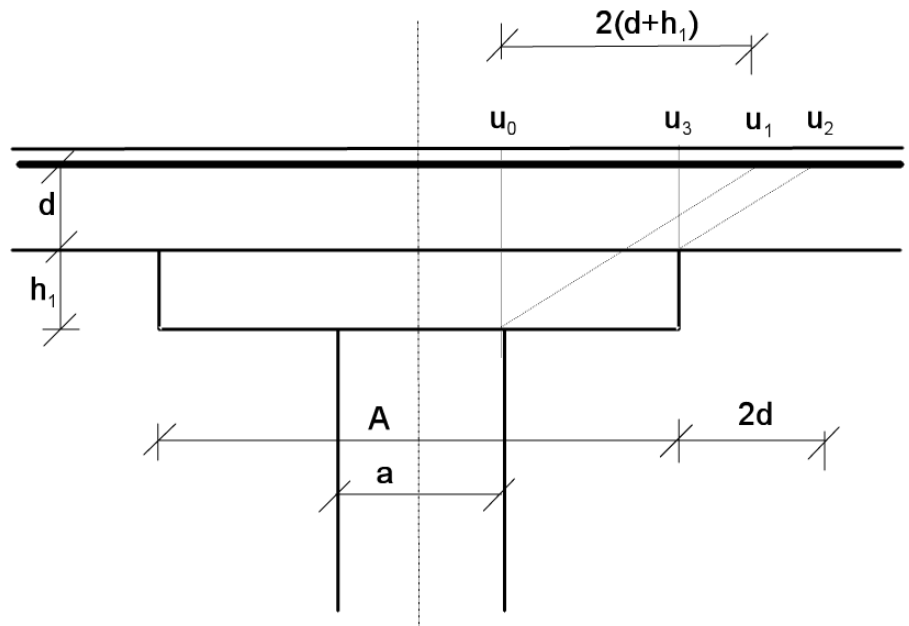


Fig. 4.3. Plancher-dalle avec chapiteau. Contours de calcul

Charges résistantes de poinçonnement :

$$V_{Rd0} = 4,224 u_0 \cdot d_1; V_{Rd1} = v_{Rd1} \cdot u_1 \cdot d_1; V_{Rd2} = v_{Rd2} \cdot u_2 \cdot d; V_{Rd3} = 4,224 u_3 \cdot d$$

D'où la force capable de poinçonnement :

$$V_{Rd} = \text{Min}[V_{Rd0}; V_{Rd1}; V_{Rd2}; V_{Rd3}]$$

$$\text{Charge ELU : } p = 1,35 g + 1,5 q = 1,35 \times (25 h) + 1,5 q$$

$$\text{D'où : } V_{Rd} = p \cdot L^2 = (1,35 \times 25 \times h + 1,5 q) \cdot L^2 + 1,35 \times 25 h_1 \cdot A^2$$

$$\text{et } L = \sqrt{\frac{1000 V_{Rd} - 33,75 h_1 \cdot A^2}{33,75 h + 1,5 q}}$$

### Remarque 1 ▶

Par souci d'efficacité et pour en limiter les dimensions, on peut prendre un débord de chapiteau égal à deux fois son épaisseur (retombée).

### Remarque 2 ▶

Ces tableaux ci-après permettent un dimensionnement rapide. L'utilisation du programme Excel du § 7.10.6 ci-après conduit à optimiser les quantités de béton et d'aciers.

a côté du poteau carré

h épaisseur de la dalle

L portée entre axes des poteaux de la maille carrée

p charge par unité de surface de plancher en ELU (kN/m<sup>2</sup>)

p·L<sup>2</sup> charge reprise par poteau en ELU (MN)

σ<sub>cp</sub> contrainte moyenne de compression de la section due à la précontrainte P : σ<sub>cp</sub> = P/h (MPa)

Tab. 4.2. Plancher-Dalle sans armatures de poinçonnement

$f_{ck}$	30	MPa
$d'$	0,035	m
$\sigma_{cp}$	3	MPa

Charge maximale ELU p.L<sup>2</sup> SANS chapiteau (en MN)

(p = 1,35 g + 1,5 q)

a/h	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,45	0,5	0,55	0,6
0,2	0,399	0,623	0,864	1,064	1,233	1,402	1,571	1,740	1,909
0,3	0,455	0,694	0,948	1,238	1,563	1,924	2,320	2,610	2,864
0,4	0,510	0,766	1,032	1,334	1,671	2,044	2,452	2,895	3,373
0,5	0,566	0,837	1,115	1,430	1,779	2,164	2,584	3,039	3,528
0,6	0,622	0,908	1,199	1,526	1,887	2,284	2,716	3,182	3,683
0,7	0,677	0,979	1,283	1,622	1,995	2,404	2,847	3,325	3,838
0,8	0,733	1,050	1,367	1,718	2,103	2,524	2,979	3,469	3,993
0,9	0,788	1,122	1,450	1,814	2,212	2,644	3,111	3,612	4,148
1	0,844	1,193	1,534	1,910	2,320	2,764	3,243	3,756	4,303

Maille maximale L × L SANS chapiteau (en m) pour q = 2 kN/m<sup>2</sup>

a/h	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,45	0,5	0,55	0,6
0,2	6,4	7,4	8,1	8,5	8,6	8,8	8,9	9,0	9,1
0,3	6,8	7,8	8,5	9,1	9,7	10,3	10,8	11,0	11,1
0,4	7,2	8,2	8,9	9,5	10,1	10,6	11,1	11,6	12,0
0,5	7,6	8,6	9,2	9,8	10,4	10,9	11,4	11,9	12,3
0,6	8,0	8,9	9,6	10,1	10,7	11,2	11,7	12,1	12,6
0,7	8,3	9,3	9,9	10,5	11,0	11,5	12,0	12,4	12,8
0,8	8,7	9,6	10,2	10,8	11,3	11,8	12,2	12,7	13,1
0,9	9,0	9,9	10,5	11,1	11,6	12,1	12,5	12,9	13,4
1	9,3	10,2	10,8	11,4	11,9	12,3	12,8	13,2	13,6

Maille maximale L × L SANS chapiteau (en m) pour q = 5 kN/m<sup>2</sup>

a/h	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,45	0,5	0,55	0,6
0,2	5,3	6,3	7,0	7,4	7,7	7,9	8,0	8,2	8,3
0,3	5,7	6,6	7,3	8,0	8,6	9,2	9,8	10,0	10,2
0,4	6,0	6,9	7,7	8,3	8,9	9,5	10,0	10,5	11,0
0,5	6,3	7,2	8,0	8,6	9,2	9,8	10,3	10,8	11,3
0,6	6,6	7,5	8,2	8,9	9,5	10,0	10,6	11,0	11,5
0,7	6,9	7,8	8,5	9,2	9,7	10,3	10,8	11,3	11,8
0,8	7,2	8,1	8,8	9,4	10,0	10,5	11,1	11,5	12,0
0,9	7,4	8,4	9,1	9,7	10,3	10,8	11,3	11,8	12,2
1	7,7	8,7	9,3	9,9	10,5	11,0	11,5	12,0	12,5

Maille maximale L × L SANS chapiteau (en m) pour q = 10 kN/m<sup>2</sup>

a/h	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60
0,2	4,3	5,2	5,9	6,3	6,6	6,8	7,0	7,2	7,4
0,3	4,6	5,4	6,1	6,8	7,4	8,0	8,5	8,8	9,0
0,4	4,8	5,7	6,4	7,1	7,7	8,2	8,8	9,3	9,8
0,5	5,1	6,0	6,7	7,3	7,9	8,5	9,0	9,5	10,0
0,6	5,3	6,2	6,9	7,5	8,1	8,7	9,2	9,7	10,2
0,7	5,6	6,5	7,1	7,8	8,4	8,9	9,5	10,0	10,4
0,8	5,8	6,7	7,4	8,0	8,6	9,1	9,7	10,2	10,6
0,9	6,0	6,9	7,6	8,2	8,8	9,4	9,9	10,4	10,8
1	6,2	7,1	7,8	8,4	9,0	9,6	10,1	10,6	11,0

H. Thonier – décembre 2009 – L'auteur n'est pas responsable de l'utilisation faite de ces tableaux

**Tab. 4.3. Plancher-dalle et petit chapiteau sans armatures de poinçonnement**

$h_1/h$	0,75	retombée chapiteau/épaisseur dalle		hauteur chapiteau = 0,75 h
$\sigma_{cp}$	3	MPa	$f_{ck}$	30
				MPa
				longueur chapiteau A = a + 3 h

Charge maximale ELU p.L<sup>2</sup> AVEC chapiteau (en MN)

a\h	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,45	0,5	0,55	0,6
0,200	0,733	1,157	1,618	1,951	2,247	2,543	2,839	3,134	3,430
0,300	0,788	1,228	1,701	2,245	2,860	3,544	4,258	4,701	5,145
0,400	0,844	1,300	1,785	2,341	2,968	3,664	4,429	5,262	6,164
0,500	0,900	1,371	1,869	2,437	3,076	3,784	4,560	5,406	6,319
0,600	0,955	1,442	1,953	2,533	3,184	3,904	4,692	5,549	6,474
0,700	1,011	1,513	2,036	2,629	3,292	4,024	4,824	5,693	6,629
0,800	1,066	1,584	2,120	2,725	3,400	4,144	4,956	5,836	6,784
0,900	1,122	1,656	2,204	2,821	3,508	4,264	5,088	5,980	6,939
1,000	1,178	1,727	2,287	2,917	3,616	4,384	5,219	6,123	7,094

Maille maximale L × L AVEC chapiteau (en m) pour q = 2 kN/m<sup>2</sup>

a\h	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,45	0,5	0,55	0,6
0,2	8,7	10,0	11,1	11,4	11,6	11,8	11,9	12,0	12,0
0,3	9,0	10,3	11,3	12,3	13,1	13,9	14,6	14,7	14,8
0,4	9,3	10,6	11,6	12,5	13,4	14,1	14,9	15,5	16,2
0,5	9,6	10,9	11,9	12,8	13,6	14,3	15,1	15,7	16,4
0,6	9,9	11,2	12,1	13,0	13,8	14,6	15,3	15,9	16,6
0,7	10,1	11,5	12,4	13,3	14,0	14,8	15,5	16,1	16,8
0,8	10,4	11,7	12,6	13,5	14,3	15,0	15,7	16,3	17,0
0,9	10,7	12,0	12,9	13,7	14,5	15,2	15,9	16,5	17,1
1	10,9	12,2	13,1	13,9	14,7	15,4	16,1	16,7	17,3

Maille maximale L × L AVEC chapiteau (en m) pour q = 5 kN/m<sup>2</sup>

a / h	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,45	0,5	0,55	0,6
0,2	7,2	8,5	9,6	10,0	10,3	10,5	10,7	10,9	11,0
0,3	7,4	8,8	9,8	10,7	11,6	12,4	13,2	13,4	13,5
0,4	7,7	9,0	10,0	11,0	11,8	12,6	13,4	14,1	14,8
0,5	7,9	9,2	10,3	11,2	12,0	12,8	13,6	14,3	15,0
0,6	8,2	9,5	10,5	11,4	12,2	13,0	13,8	14,5	15,2
0,7	8,4	9,7	10,7	11,6	12,5	13,2	14,0	14,7	15,3
0,8	8,6	9,9	10,9	11,8	12,6	13,4	14,2	14,9	15,5
0,9	8,8	10,1	11,1	12,0	12,8	13,6	14,3	15,0	15,7
1	9,0	10,4	11,3	12,2	13,0	13,8	14,5	15,2	15,9

Maille maximale L × L AVEC chapiteau (en m) pour q = 10 kN/m<sup>2</sup>

a\h	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60
0,2	5,8	7,0	8,0	8,5	8,8	9,1	9,4	9,6	9,8
0,3	6,0	7,2	8,2	9,1	10,0	10,8	11,5	11,8	12,0
0,4	6,2	7,4	8,4	9,3	10,2	11,0	11,7	12,5	13,1
0,5	6,4	7,6	8,6	9,5	10,3	11,1	11,9	12,6	13,3
0,6	6,6	7,8	8,8	9,7	10,5	11,3	12,1	12,8	13,5
0,7	6,8	8,0	9,0	9,9	10,7	11,5	12,2	12,9	13,6
0,8	7,0	8,2	9,1	10,0	10,9	11,6	12,4	13,1	13,8
0,9	7,1	8,4	9,3	10,2	11,0	11,8	12,5	13,2	13,9
1	7,3	8,5	9,5	10,4	11,2	12,0	12,7	13,4	14,1

H. Thonier – décembre 2009 – L'auteur n'est pas responsable de l'utilisation faite de ces tableaux

**Tab. 4.4. Plancher-dalle et grand chapiteau sans armatures de poinçonnement**

$h_{ch}/h$	1,5	retombée chapiteau/épaisseur dalle							hauteur chapiteau = 1,5 h
$\sigma_{cp}$	3	MPa	$f_{ck}$	30	MPa				longueur chapiteau A = a + 6 h

**Charge maximale ELU  $p.L^2$  AVEC chapiteau (en MN)**

a/h	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,45	0,5	0,55	0,6
0,200	1,066	1,691	2,371	2,839	3,261	3,683	4,106	4,528	4,951
0,300	1,122	1,762	2,455	3,253	4,156	5,163	6,159	6,792	7,426
0,400	1,178	1,834	2,539	3,349	4,265	5,283	6,405	7,629	8,955
0,500	1,233	1,905	2,622	3,445	4,373	5,403	6,537	7,773	9,110
0,600	1,289	1,976	2,706	3,541	4,481	5,523	6,669	7,916	9,265
0,700	1,344	2,047	2,790	3,637	4,589	5,643	6,801	8,060	9,420
0,800	1,400	2,118	2,873	3,733	4,697	5,763	6,932	8,203	9,576
0,900	1,455	2,190	2,957	3,829	4,805	5,883	7,064	8,347	9,731
1,000	1,511	2,261	3,041	3,925	4,913	6,003	7,196	8,490	9,886

**Maille maximale  $L \times L$  AVEC chapiteau (en m) pour  $q = 2$  kN/m<sup>2</sup>**

a/h	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,45	0,5	0,55	0,6
0,2	10,4	12,0	13,3	13,6	13,8	13,9	13,9	13,9	13,9
0,3	10,6	12,3	13,5	14,6	15,6	16,5	17,2	17,3	17,3
0,4	10,9	12,5	13,7	14,8	15,8	16,7	17,5	18,3	19,1
0,5	11,1	12,7	13,9	15,0	16,0	16,9	17,7	18,5	19,2
0,6	11,3	13,0	14,1	15,2	16,1	17,0	17,9	18,6	19,4
0,7	11,6	13,2	14,3	15,4	16,3	17,2	18,0	18,8	19,5
0,8	11,8	13,4	14,5	15,6	16,5	17,4	18,2	18,9	19,7
0,9	12,0	13,6	14,7	15,7	16,7	17,5	18,3	19,1	19,8
1	12,2	13,8	14,9	15,9	16,8	17,7	18,5	19,2	19,9

**Maille maximale  $L \times L$  AVEC chapiteau (en m) pour  $q = 5$  kN/m<sup>2</sup>**

a / h	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,45	0,5	0,55	0,6
0,2	8,6	10,2	11,4	11,9	12,2	12,4	12,6	12,7	12,8
0,3	8,8	10,4	11,6	12,8	13,8	14,8	15,5	15,7	15,8
0,4	9,0	10,6	11,8	12,9	14,0	14,9	15,8	16,7	17,5
0,5	9,2	10,8	12,0	13,1	14,1	15,1	16,0	16,8	17,6
0,6	9,4	11,0	12,2	13,3	14,3	15,2	16,1	17,0	17,7
0,7	9,6	11,2	12,4	13,5	14,5	15,4	16,3	17,1	17,9
0,8	9,8	11,3	12,5	13,6	14,6	15,5	16,4	17,2	18,0
0,9	10,0	11,5	12,7	13,8	14,8	15,7	16,6	17,4	18,1
1	10,1	11,7	12,9	13,9	14,9	15,8	16,7	17,5	18,3

**Maille maximale  $L \times L$  AVEC chapiteau (en m) pour  $q = 10$  kN/m<sup>2</sup>**

a/h	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60
0,2	6,9	8,4	9,6	10,1	10,5	10,8	11,0	11,2	11,3
0,3	7,1	8,6	9,7	10,8	11,9	12,8	13,6	13,8	14,1
0,4	7,3	8,7	9,9	11,0	12,0	13,0	13,8	14,7	15,5
0,5	7,4	8,9	10,1	11,1	12,1	13,1	14,0	14,8	15,6
0,6	7,6	9,1	10,2	11,3	12,3	13,2	14,1	14,9	15,7
0,7	7,8	9,2	10,4	11,4	12,4	13,3	14,2	15,1	15,9
0,8	7,9	9,4	10,5	11,6	12,6	13,5	14,4	15,2	16,0
0,9	8,1	9,5	10,6	11,7	12,7	13,6	14,5	15,3	16,1
1	8,2	9,6	10,8	11,8	12,8	13,7	14,6	15,4	16,2

H. Thonier – décembre 2009 – L'auteur n'est pas responsable de l'utilisation faite de ces tableaux

## └ 4.3 Résumé des méthodes de dimensionnement des dalles précontraintes

### Planchers-dalles

Le critère principal de dimensionnement est la résistance au poinçonnement sous l'action des charges totales (permanentes et d'exploitation). La dalle peut nécessiter ou non des armatures de poinçonnement (épingles verticales près des poteaux) ou des chapiteaux.

### Dalles sur poutres

Le critère principal de dimensionnement est la flèche sous l'action des charges d'exploitation seules, voire le cisaillement d'effort tranchant ou l'ouverture des fissures.

**Tableau 4.5. Dimensionnement des dalles précontraintes : rapport L/h (par ordre de précision croissante et de rapidité décroissante)**

	Plancher-dalle à maille carrée		Dalles sur poutres à maille carrée	
	sans chapiteau	avec chapiteau	portant dans une direction	portant dans deux directions
1	Tableau 4.1a	Tableau 4.1b	Tableau 4.1c	Tableau 4.1d
2	Tableau 4.2	Tableaux 4.3 et 4.4	$\frac{L}{h} = \frac{60}{\sqrt[3]{q}}$	$\frac{L}{h} = \frac{85}{\sqrt[3]{q}}$
3	Programme de calcul en § 7.10.6 ci-après			



# 5 Réalisation de la post-contrainte

La post-contrainte est réalisée par des entreprises spécialisées utilisant des systèmes qui font l'objet d'Agréments Techniques Européens (ETA), délivrés par des Organismes Notifiés d'Agrément (ONA), en France : le SETRA. La surveillance continue du contrôle de production et de la qualité de la mise en œuvre est assurée par des Organismes de Certification (OC), en France : l'ASQPE.

Les différents systèmes utilisés et leur mise en œuvre sont décrits ci-après.

## 5.1 Les principes généraux

La post-contrainte mise en œuvre dans le bâtiment est de manière courante réalisée par la mise en place de gaines ou conduits contenant un ou plusieurs torons en acier équipé(s) d'organes d'ancrage à leurs extrémités.

De manière simple, on peut distinguer :

- la précontrainte adhérente : un ou plusieurs torons nus sont enfilés dans des gaines nervurées métalliques ou plastiques. Ils sont protégés après mise en tension par une injection rigide au coulis de ciment ;
- la précontrainte non adhérente : des torons gainés et lubrifiés en usine sont directement positionnés dans les coffrages.

Les unités généralement développées par les différents systèmes sont composées de un à quatre torons. Dans certains cas, pour équiper des structures porteuses fortement sollicitées, des unités de puissance supérieure, identiques à celles couramment utilisées pour la réalisation d'ouvrages d'arts, peuvent également être mises en œuvre.



Exemple d'un dallage postcontraint

## 5.2 Les kits de précontrainte par post-tension

On appelle « kit de précontrainte » l'ensemble des composants et accessoires qui sont nécessaires à la réalisation des unités de précontrainte. Ceux-ci sont fournis par les entreprises spécialisées de précontrainte et font l'objet d'une traçabilité conforme aux différents règlements applicables (marquage CE). Le kit comprend notamment :

- un conduit ;
- une armature ;
- des organes d'ancrage ;
- une protection définitive des armatures.

## 5.2.1 Précontrainte adhérente

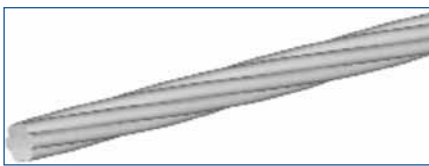
### 5.2.1.1 Description du kit

Les kits de précontrainte adhérente mis en œuvre sont constitués par :

- des conduits ; ils sont de types métalliques réalisés, à partir de feuillard d'acier ou plastiques, de formes circulaire ou rectangulaire. Ces conduits peuvent être équipés de systèmes d'injection intermédiaire positionnés en fonction du tracé ;
- une armature ; elle est composée de un ou plusieurs torons caractérisés par une section nominale et une classe de résistance. Ces fournitures font l'objet de certification par des organismes accrédités (en France, l'ASQPE) permettant de garantir les différentes caractéristiques mécaniques et dimensionnelles ;
- des ancrages ; on distingue les ancrages actifs et passifs, noyés ou non. La mise en tension est effectuée à partir des ancrages actifs disposés à une ou aux deux extrémités du câble en fonction de la longueur. Dans le cas d'une mise en tension du câble à une seule extrémité, l'autre ancrage est dit passif.



Conduit gaine rectangulaire métallique 4 torons



Toron à 7 fils

Exemple d'ancrages 4 torons avec système d'injection



Dans certains cas, des coupleurs peuvent être mis en œuvre afin de permettre d'assurer la continuité entre deux câbles tendus (pour les arrêts de bétonnage par exemple).

- une protection définitive des armatures ; elle est assurée par l'injection sous pression d'un coulis de ciment préparé dans un malaxeur. Ce coulis fait l'objet d'un agrément technique européen (ATE).

## 5.2.2 Précontrainte non adhérente

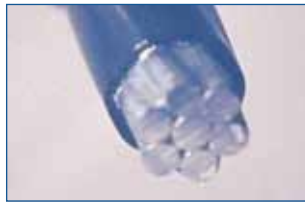
### 5.2.2.1 Description du kit

Les kits mis en œuvre sont dans ce cas constitués par :

- une armature : généralement un ou plusieurs torons lubrifiés introduits dans une gaine polyéthylène haute densité (PEHD) lors de la fabrication en usine. Elle est caractérisée par une section nominale et une classe de résistance. Ces fournitures font l'objet de certification (ASQPE par exemple) permettant de garantir les différentes caractéristiques mécaniques et dimensionnelles. Ces torons peuvent être regroupés (2, 3 ou 4) pour former des unités plus puissantes ;
- des organes d'ancrage : comme dans le cas de la précontrainte adhérente, on distinguera les ancrages actifs ou passifs, noyés ou non. L'utilisation de coupleurs est également possible ;



Principe



Détail

Monotoron et sa gaine PEHD

- une protection définitive des armatures, assurée par la gaine PEHD et un lubrifiant protecteur (généralement de la graisse ou de la cire) lors de la fabrication en usine.

### Tableau comparatif

Type de précontrainte	Avantages	Inconvénients
La précontrainte adhérente	<ul style="list-style-type: none"> <li>– permet un meilleur niveau de protection incendie,</li> <li>– assure un ré-ancrage des câbles dans le cas de la réalisation d'ouvertures <i>a posteriori</i> grâce à l'auto-ancrage par adhérence.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>– injection à réaliser sur chantier.</li> </ul>
La précontrainte non adhérente	<ul style="list-style-type: none"> <li>– permet un encombrement réduit dans l'épaisseur de la dalle,</li> <li>– facilite les opérations sur site (pas d'enfilage dans les conduits),</li> <li>– ouvre une plus grande liberté dans le tracé en plan,</li> <li>– diminue les pertes par frottement,</li> <li>– ne nécessite pas d'opération d'injection après tension,</li> <li>– permet le remplacement éventuel du toron possible.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>– nécessite des précautions particulières lors de la création d'ouverture après coulage et mise en tension.</li> </ul>



(Photo VSL)

Ensemble immobilier City Plaza, HK

## └ 5.3 Les différents cas d'application et les dispositions constructives particulières

### 5.3.1 Les différents cas d'application

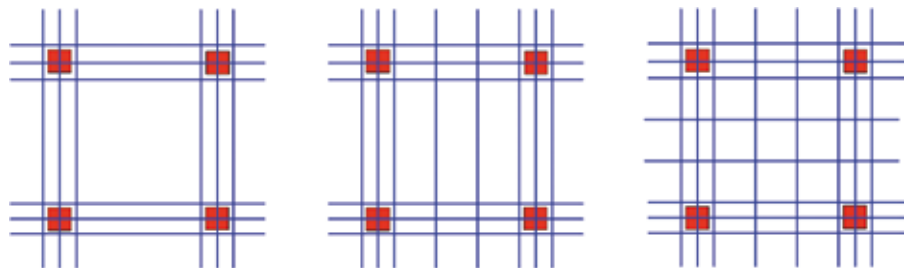
Les systèmes de précontraintes par post-tension permettent de s'adapter à toutes les configurations de construction.

#### 5.3.1.1 Cas des planchers-dalles

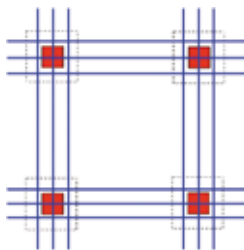
Ce type de structure est constitué par une dalle mince d'épaisseur constante, en général continue sur plusieurs travées et reposant ponctuellement sur des poteaux. Le câblage de la précontrainte peut être réalisé dans deux directions orthogonales, ou dans une direction préférentielle avec compléments d'armatures passives dans la direction perpendiculaire.

Le positionnement des câbles peut être concentré sur poteaux (bandes porteuses) ou réparti sur la largeur entre files d'appui. Le tracé des câbles suit préférentiellement la courbe des moments.

Exemple de schémas de câblage de plancher-dalle (dalle plate)



Dalle plate avec chapiteau



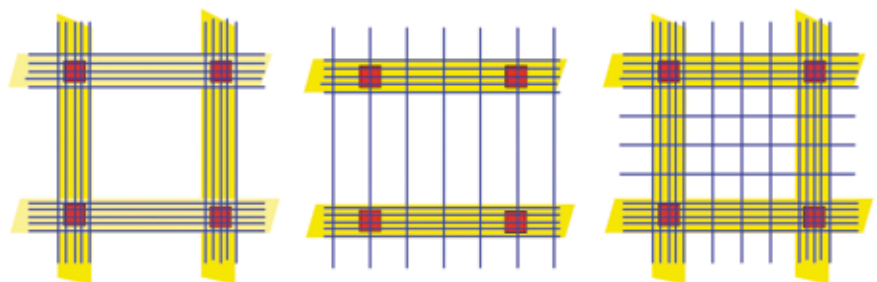
#### 5.3.1.2 Cas des planchers-dalles avec chapiteaux

Ce type de structure est similaire au cas des planchers-dalles sans chapiteau sur lesquels on ajoute des chapiteaux au droit des poteaux afin d'assurer la transmission des efforts de poinçonnement (cf. paragraphe 4.1.).

Le positionnement des câbles est similaire.

#### 5.3.1.3 Planchers type poutre-dalle

Ce type de structure est constitué par des dalles reposant sur des poutres portant dans une ou deux directions. Les câbles sont regroupés par bandes porteuses dans une ou dans les deux directions (cf. paragraphe 4.1.).



Différents tracés pouvant être retenus pour les planchers type poutre-dalle



Vue d'un plancher type poutre-dalle en cours de réalisation

#### 5.3.1.4 Dallage

Il s'agit de dalle reposant directement sur le sol support. Les câbles de précontrainte sont rectilignes et centrés dans la section du plancher. Ils peuvent être interrompus aux arrêts de bétonnage avec des organes d'ancrages permettant d'assurer une continuité du câble. Il est possible de réaliser ainsi de grandes surfaces sans joint de retrait.

(Photos VSL)



Exemple d'un dallage précontraint en cours de réalisation

(Photos VSL)



Exemple d'un dallage précontraint de 28.000 m<sup>2</sup> sans joint de dilatation – Chili

### 5.3.1.5 Dalle de transfert

Il s'agit de dalle de très forte épaisseur, fortement sollicitée, permettant de reprendre les charges des poteaux supérieurs non alignés avec les poteaux inférieurs.

Ces dalles de transfert sont généralement mises en œuvre dans les bâtiments de grande hauteur afin d'assurer un espace dégagé et sans éléments porteurs (hall, salle de cinéma, etc.). Les unités de précontrainte mises en œuvre seront généralement de plus forte puissance que dans les cas précédents.



Dalle de transfert sous un bâtiment de grande hauteur

(Image VSL)



Gainage d'une dalle de transfert



Vue de l'intrados

(Photo VSL)

### 5.3.1.6 Radiers

Il s'agit de dalle, directement en contact avec le sol, permettant de fonder les constructions avec des points porteurs espacés sur des terrains aux caractéristiques mécaniques médiocres tout en prévenant éventuellement les venues d'eau. Dans ce cas, le schéma de câblage est celui d'un plancher « renversé » comme traité sur la photo ci-après.



Exemple de schéma de câblage d'un plancher « renversé »

### 5.3.1.7 Les voiles minces

Il s'agit d'élément de structure de faible épaisseur, généralement fortement élancé. Dans ce cas, l'avantage des câbles de précontrainte est de pouvoir s'adapter à toutes les géométries rencontrées.

Pour ce type de structure, du fait que l'on peut compenser entièrement les charges permanentes et du fait que les charges variables sont faibles, l'épaisseur peut être fortement diminuée par rapport à des voiles minces en béton armé.

### 5.3.1.8 Piscines et réservoirs

Il s'agit de structures de formes simples ou plus complexes pour lesquelles l'utilisation de la précontrainte permet de limiter la fissuration et d'espacer les joints d'étanchéité, points sensibles de ce type de structure.



## 5.3.2 Les dispositions constructives particulières

Tous les procédés de précontrainte disposent d'une large gamme de pièces d'ancrages et d'accessoires qui permettent de s'adapter à toutes les géométries ou problèmes particuliers pouvant être rencontrés.

### 5.3.2.1 Fixation des ancrages aux coffrages

Les ancrages sont généralement équipés de dispositifs permettant d'assurer leur fixation aux coffrages et de faciliter ainsi le bétonnage dans les meilleures conditions.



Exemple d'ancrages 4 T155 fixés sur un coffrage d'about

(Photos Freyssinet - VSL)

### 5.3.2.2 Support des câbles le long du tracé

Pour optimiser la résistance vis-à-vis des charges verticales, les câbles sont généralement ondulés. Le tracé est assuré par des supports ponctuels (chaises d'appui) disposés sur le coffrage. La distance entre support est de l'ordre du mètre dans les parties courantes et plus réduite aux points hauts ou bas avec des courbures plus prononcées.



(Photo VSL)

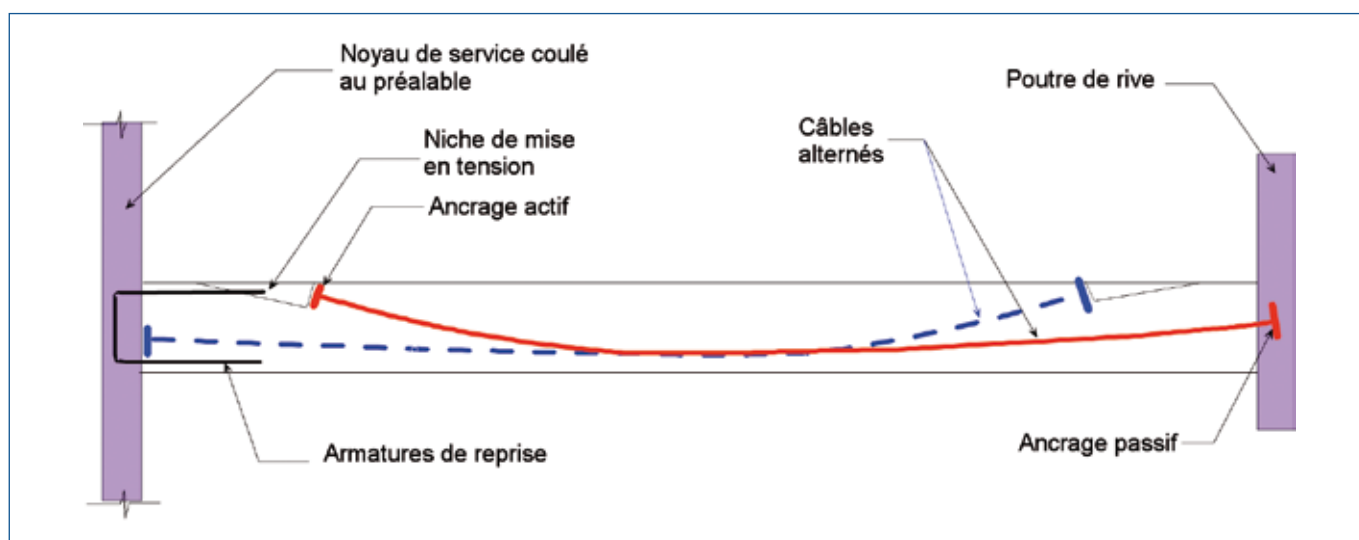
Exemple de mise en place de chaises support

### 5.3.2.3 Arrêt de câble contre un obstacle

Les câbles sont arrêtés et équipés d'ancrages passifs noyés ou non (sortie du câble dans une niche en surface). Dans le cas de sortie d'ancrages dans des niches superficielles, des vérins équipés de nez spéciaux permettent d'assurer la mise en tension avec recul faible.

### 5.3.2.4 Câblage d'un plancher entre deux parois existantes

Les câbles sont équipés d'un ancrage passif noyé et peuvent être alternativement tendus à partir de l'autre extrémité, d'un côté puis de l'autre, à partir de niche d'ancrage permettant la sortie des câbles en surface.



### 5.3.2.5 Utilisation de coupleurs

Ces accessoires permettent d'assurer la continuité de la précontrainte entre des parties d'ouvrages bétonnées en plusieurs phases distinctes.



## └ 5.4 La mise en œuvre

Comme dans le cas d'un plancher courant en béton armé coulé en place, les planchers de bâtiments précontraints par post-tension nécessitent pratiquement les mêmes étapes : coffrage, ferrailage, bétonnage. Une seule phase supplémentaire est nécessaire : la mise en tension avant décoffrage qui est sans incidence sur le planning.

Les opérations spécifiques de mise en œuvre de la précontrainte doivent être réalisées par le personnel qualifié d'une entreprise spécialisée (en France, une certification délivrée par l'ASQPE est nécessaire pour la mise en œuvre de la précontrainte par post-tension).

### 5.4.1 Le cycle de mise en œuvre

Sur les projets de construction de bâtiment, la construction des différents niveaux est réalisée suivant un cycle de mise en œuvre répétitif.

Ainsi, la réalisation d'un étage nécessite les différentes étapes successives suivantes :

- création des éléments verticaux (murs et poteaux porteurs) ;
- coffrage du plancher ;
- ferrailage passif éventuel ;
- pose des câbles de précontrainte ;
- bétonnage puis cure du béton ;
- mise en tension quand le béton a atteint la résistance requise ;
- réalisation des éléments verticaux.

#### Remarques

- Certaines tâches peuvent être interverties, suivant les moyens constructifs choisis ;
- un bâtiment peut être divisé en plusieurs zones, enchaînant à tour de rôle les différentes étapes.

Dans le cas d'une précontrainte adhérente, l'injection des câbles au coulis de ciment peut s'effectuer en temps masqué, hors des tâches critiques.

#### Exemple de cycle de mise en œuvre sur 4 jours

	Jour 1	Jour 2	Jour 3	Jour 4	Jour 5
Mise en tension (Cycle N-1)	■				
Coffrage (Cycle N & N+1)		■			■
Ferrailage (Cycle N & N+1)		■			■
Pose des câbles		■			
Bétonnage			■		
Cure			■	■	
Éléments verticaux				■	
Mise en tension (Cycle N)					■

La mise en tension peut intervenir lorsque le béton a atteint une résistance d'environ 15 MPa (suivant les procédés), soit 1 à 3 jours après le bétonnage, suivant la composition (classe de ciment...) et la classe de résistance du béton choisies. Une mise en tension partielle peut permettre un décoffrage plus rapide.

### 5.4.2 Le coffrage

Le coffrage d'une dalle post-tendue est de même type que celui nécessaire pour réaliser un plancher béton armé coulé en place. Les épaisseurs de dalle post-contrainte étant plus réduites, le coffrage peut donc être « allégé ».

L'utilisation de coffrages industriels permet de réduire les enrobages et diminuer les épaisseurs de dalle (Annexe Nationale à l'Eurocode 2).

Au niveau des abouts de dalle, il existe toute une gamme d'accessoires permettant la fixation aisée des ancrages sur les coffrages ou partie courante.



(Photo Freyssinet)

Accessoire de coffrage en partie courante

### 5.4.3 Le ferrailage

Les gaines sont mises en œuvre en même temps que le ferrailage passif éventuellement nécessaire.

Les câbles de précontrainte peuvent être préfabriqués, sur chantier ou en usine, avant leur pose sur des chaises supports permettant le réglage altimétrique dans l'épaisseur de la dalle ou des poutres.

Dans le cas d'une précontrainte adhérente, les torons sont préférentiellement enfilés dans les gaines avant bétonnage.

Dans le cas d'une précontrainte non adhérente, les câbles avec ou sans ancrages à leurs extrémités sont installés directement sur le coffrage dans le ferrailage passif éventuel.

### 5.4.4 La réalisation de trémies

Lors de la construction, la réalisation d'ouverture ne pose pas de problème particulier dans des planchers post-contraints, le ferrailage passif éventuel et le tracé des câbles sont adaptés en conséquence pour permettre l'ouverture dans la structure. Suivant les dimensions de l'ouverture à réaliser, le tracé des câbles est à adapter ou non :

- si la trémie est de dimension inférieure à la distance entre deux câbles, aucune précaution n'est à prendre si l'enrobage est respecté ;
- si la trémie est de dimension supérieure, une déviation des torons permet en général d'enserrer l'ouverture (il n'est pas nécessaire de disposer des chevêtres comme dans le cas de planchers béton armé), mais seulement quelques armatures de traction.

Parfois, les dimensions des trémies imposent d'interrompre le tracé des câbles. Des ancrages passifs peuvent alors être disposés de part et d'autre de l'ouverture.



(Photos VSL)

Exemple d'une trémie d'escalier prévue dès la conception

### 5.4.5 Le bétonnage

Le bétonnage ne demande pas de précaution particulière (avec notamment l'utilisation des bétons autoplaçants) par rapport au bétonnage d'un plancher béton armé coulé en place. Celui-ci est généralement effectué par pompage ce qui peut permettre le coulage de gros volumes en un temps réduit.

### 5.4.6 La mise en tension

Le matériel de mise en tension adapté aux unités de précontrainte pour le bâtiment est un matériel léger, permettant une manipulation manuelle des vérins monotoron d'un poids d'environ 25 kg.

La mise en tension peut intervenir lorsque le béton a atteint la résistance minimale définie par les études d'exécution (de 15 à 25 MPa sur cylindre) qui, suivant les unités de précontrainte, la tension à appliquer et la qualité du béton, peut être obtenue dans les un à trois jours suivant le bétonnage.

### 5.4.7 Le décoffrage

La dépose du coffrage peut intervenir immédiatement après mise en tension. Le plancher devient autoporteur, contrairement au plancher béton armé qui nécessite le maintien d'un étaielement pendant plusieurs semaines. Seul un faible étaielement est nécessaire pour la poursuite du chantier et la mise en place du coffrage des niveaux supérieurs.

### 5.4.8 La mise en œuvre de la protection

Dans le cas d'une précontrainte adhérente, l'injection des gaines au coulis de ciment peut être réalisée en temps masqué, dans un délai maximum d'environ un mois après mise en place des armatures dans les conduits.

## └ 5.5 La création d'ouverture dans des ouvrages précontraints existants

La première étape consiste à repérer les câbles de précontrainte dans le plancher existant. Cette opération est menée sur la base du dossier de plans de récolement et complétée par une vérification de la position réelle des câbles à l'aide d'un détecteur d'armatures (magnétique ou ultrasonique).

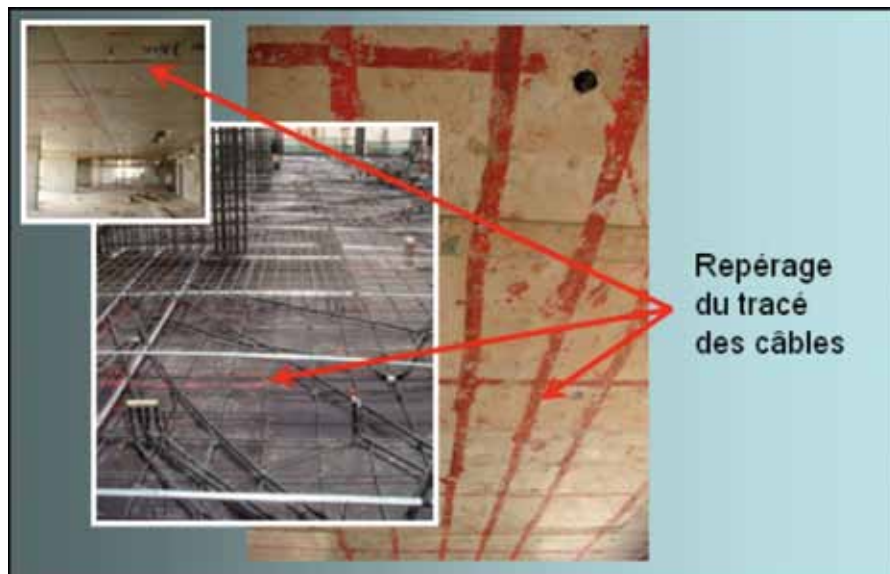
Cette recherche préalable est largement facilitée si lors de la réalisation du coffrage et de la mise en place des torons, un système permettant de matérialiser la position des torons après décoffrage a été judicieusement prévu.

À titre d'exemple, la mise en place en fond de coffrage d'un repère visible après le décoffrage permet de signaler les extrémités des câbles. Cela peut également consister à réaliser des marquages à la peinture (ou autres techniques) sur le fond de coffrage et qui resteront visibles après le décoffrage.



(Photos Freyssinet)

Exemples d'équipement de mise en tension



Exemples de repérage des câbles

Comme dans le cas d'autres techniques mettant en œuvre des armatures passives, une vérification structurelle est indispensable préalablement à l'ouverture de la trémie.

Des renforts peuvent alors s'avérer nécessaires afin de reprendre et redistribuer les efforts présents dans les câbles.

Réalisés avant les ouvertures, ils peuvent être réalisés de manière classique par :

- un renforcement en béton armé ;
- l'ajout de structures métalliques ;
- par fibre composite directement collé au support suivant les techniques habituelles ;
- ou éventuellement par post-tension suivant l'importance des efforts à reprendre.

Lors de l'élaboration des méthodes et procédures de réalisation, il convient de distinguer deux situations :

- le cas de la précontrainte adhérente, l'auto-ancrage par adhérence des câbles permet de réaliser les ouvertures (après renforcements éventuels) par carottage ou par sciage, sans précaution particulière comme pour un plancher en béton armé ;
- le cas de la précontrainte non adhérente, après une étude spécifique, le transfert de l'effort de précontrainte sera assuré par la mise place avant coupure, d'ancrages spéciaux permettant le ré-ancrage des torons devant être interrompus.



(Photo VSL)

Création d'ouvertures dans le cas d'une précontrainte adhérente avec renforcement par épaissement localisé de la dalle



(Photo VSL)

Exemples de création d'ouvertures avec une précontrainte adhérente

# 6 Aspect économique

Lorsque l'on envisage le recours à la post-contrainte dans un bâtiment le premier réflexe est bien entendu de faire référence à des expériences passées de chiffrage associées à des interrogations que l'on pourrait avoir sur le coût réel du changement des méthodes de travail.

Cela conduit généralement à la comparaison rapide de ratios ou de prix ramenés au m<sup>2</sup> qui n'intègrent pas tous les gains induits par la post-contrainte.

Pour que l'**étude économique comparative** soit représentative de la réduction des coûts réels, **elle doit être globale** et intégrer au minimum les aspects suivants :

- la réduction des descentes de charges et l'allègement induit des fondations ;
- la suppression du coffrage des retombées de poutre et la simplification de la gestion des réservations pour les réseaux ;
- la réduction des armatures passives maintenant autorisée par l'Eurocode 2 ;
- la réduction des volumes de béton ;
- la réalisation de plus grande surface sans poteau.

L'étude et le suivi de la réalisation, pris en charge par l'entreprise spécialisée de précontrainte (ESP), ne doivent pas être un obstacle pour le choix de cette technique.

En particulier l'utilisation de **programmes libres de calcul** permet une analyse comparative rapide et un dimensionnement optimal (voir § 7 ci-après).

Pour le Maître d'ouvrage, la réduction des coûts est obtenue à la construction mais aussi durant toute la vie de la structure par la réduction des charges d'exploitation et d'entretien (cf. paragraphe 2.2.).

# ↘ 7 Calcul des dalles de bâtiment précontraintes par post-tension

La précontrainte agit de deux façons sur un plancher :

- pour des câbles rectilignes, elle permet de compenser le retrait et de diminuer la section d'armatures nécessaire, car le calcul est fait en flexion composée et non en flexion simple (dallage par exemple) ;
- pour un tracé courbe judicieusement choisi (portions de paraboles), elle induit des actions réparties verticales dirigées vers le haut qui viennent compenser, voire annuler, les charges permanentes et donc la déformée due à ces charges.

L'action est donc double et conduit à des réductions importantes du matériau béton.

## └ 7.1 Principes de calcul

La précontrainte par post-tension dans les dalles de bâtiment offre les avantages suivants :

- compensation des actions des charges permanentes, voire d'une partie des charges variables, car à un tracé parabolique du câble correspond, à effort constant, une charge verticale uniforme ascendante s'opposant aux charges gravitaires ;
- d'où il s'ensuit une diminution importante des flèches (quasi nulle sous charges permanentes par exemple) ;
- diminution de l'épaisseur des dalles permettant une économie sur les hauteurs d'étage, sur les poids des structures porteuses et des fondations ;
- la possibilité de ne pas mettre d'armatures de béton armé en choisissant l'espacement des câbles en conséquence ;
- limitation, voire absence d'ouvertures de fissures dues au retrait et à la flexion sous combinaison des charges quasi permanente.

Les paragraphes visés dans le présent chapitre 7 sont ceux de l'Eurocode 2.

### Remarque

L'Eurocode 2 impose la maîtrise de l'ouverture des fissures.

Le calcul des sollicitations est effectué en considérant l'action de la précontrainte comme une action externe se réduisant à :

- une charge répartie dirigée vers le haut  $p(x)$  ;
- un effort normal centré  $P(x)$ .

## Tracé simplifié<sup>1</sup>

L'équation de la parabole est de la forme  $y = a \cdot x^2$  avec  $a = \frac{\delta}{(L/2)^2}$ .

La courbure vaut  $\frac{1}{r} = 2a = \frac{8\delta}{L^2}$ . Comme la force radiale vaut  $p = \frac{P}{r}$ , on obtient  $p = \frac{8P \cdot \delta}{L^2}$ .

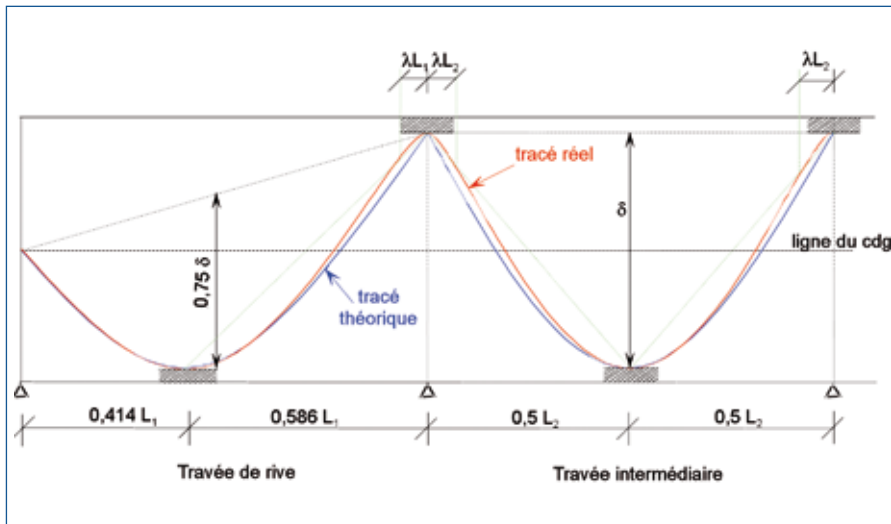


Fig. 7.1. Tracé théorique et tracé réel

Un calcul très simple peut être fait comme suit :

- ➊ Décider de la fraction des charges permanentes et d'une fraction des charges variables que l'on souhaite compenser, par exemple  $1,2g$  ou  $g + \Psi 2 \cdot q$ .
- ➋ Supposer une contrainte constante dans les armatures avec  $s_p = 0,65 f_{pk}$  pour les câbles de moins de 50 m de long ( $0,6 f_{pk}$  pour plus de 50 m), soit  $0,65 \times 1860 = 1209$  MPa, arrondi à 1200 MPa.
- ➌ Action de la précontrainte  $p = \frac{8P \cdot \delta}{L^2} = 1,2g$ , d'où  $P = \frac{1,2g \cdot L^2}{8\delta}$  avec  $\delta =$  amplitude de variation du tracé du câble dans une travée intermédiaire (Fig. 7.1).

Pour des monotorons T15S ( $150 \text{ mm}^2$ ), en classe d'exposition XC1 (intérieur de bâtiment) et avec  $f_{ck} = 30$  MPa, on peut prendre  $\delta = h - 0,07$  m pour un plancher portant dans une direction (et  $\delta = h - 0,08$  m pour un plancher-dalle).

- ➍ L'effort de précontrainte vaut :

$$P = \frac{150 \text{ mm}^2 \times 10^{-6} \times 1200 \text{ MPa}}{s} = \frac{1,2g \cdot L^2 \cdot 10^{-3}}{8\delta} = \frac{1,2 \times (25h) \cdot L^2 \cdot 10^{-3}}{8(h-0,07)}$$

- ➎ L'espacement  $s$  des monotorons T15S est donné par :

$$s = 48 \frac{h-0,07}{h \cdot L^2} \text{ en m.}$$

1. Une étude plus détaillée du tracé est donnée au § 7.10 du présent document.

## Sollicitations

Comme la contrainte de l'acier n'est pas constante (frottement), la charge répartie  $p(x)$  due à la précontrainte n'est pas uniforme. On devra procéder par intégration (Simpson) pour obtenir l'effort tranchant, le moment et les rotations sur appuis nécessaires au calcul des moments sur appuis.

$$\text{Effort tranchant à l'appui gauche : } V_0 = \int_0^L p(x) \cdot \left(1 - \frac{x}{L}\right) \cdot dx$$

$$\text{Effort tranchant à l'abscisse } x : V(x) = - \int_0^x p(x) \cdot dx + V_0$$

$$\text{Moment à l'abscisse } x : M(x) = \int_0^x V(x) \cdot dx$$

$$\text{Rotation à l'appui gauche : } \omega_0 = - \int_0^L \left(1 - \frac{x}{L}\right) \cdot \left(\frac{M(x)}{E \cdot I}\right) dx$$

$$\text{Rotation à l'appui droit : } \omega_1 = \int_0^L \frac{x}{L} \cdot \left(\frac{M(x)}{E \cdot I}\right) dx$$

Le calcul des moments sur appuis dus à la précontrainte est effectué avec l'équation des trois moments (Clapeyron) :

$$L_i \cdot M_{i-1} + 2(L_i + L_{i+1}) \cdot M_i + L_{i+1} \cdot M_{i+1} = - \delta E \cdot I \cdot (\omega_{1,i} - \omega_{0,i+1})$$

Si l'on suppose un effort de précontrainte constant, il suffit de considérer l'action de la précontrainte comme une charge répartie uniforme dirigée vers le haut  $p = \frac{8P \cdot \delta}{L^2}$  en travée intermédiaire et  $p = \frac{6P \cdot \delta}{L^2}$  en travée de rive.

## Combinaisons de charges

Les différents cas de charge pris en compte sont suivant l'article § 5.1.3 (1)P) de l'Eurocode 2 :

- travées impaires chargées pour obtenir les moments maximaux en travées impaires ;
- travées paires chargées pour obtenir les moments maximaux en travées paires ;
- couple de deux travées adjacentes chargées pour obtenir les moments maximaux sur appui.

– Combinaisons caractéristiques ELS :

$$G + P + Q \rightarrow M_{ELS} = M_g + M_p + M_q$$

– Combinaisons quasi permanentes ELS :

$$G + P + \Psi_2 \cdot Q \rightarrow M_{qp} = M_g + M_p + \Psi_2 \cdot M_q$$

– Combinaisons fréquentes ELS :

$$G + P + \Psi_1 \cdot Q \rightarrow M_{fr} = M_g + M_p + \Psi_1 \cdot M_q$$

– Combinaisons caractéristiques ELU :

$$1,35 G + P + 1,5 Q \text{ ou } G + P + 1,5 Q \\ \rightarrow M_{Ed} = 1,35 M_g + M_p + 1,5 M_q \text{ ou } M_{Ed} = M_g + M_p + 1,5 M_q$$



## Coefficients d'équivalence

Avec l'Eurocode 2, le coefficient d'équivalence n'est plus pris constant et égal à 15, mais il faut le calculer pour chaque projet.

$$\text{Posons } \varphi(\infty, t_0) = \varphi_0 = \left[ 1 + \frac{1 - RH / 100}{0,1 \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \times \frac{16,8}{f_{ck} + 8} \times \frac{1}{0,1 + t_0^2}$$

avec :  $h_0$  = rayon moyen de l'élément =  $h$  en mm,  
RH = taux d'humidité relative,

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left( \frac{9}{2 + t_{0,T}^2} + 1 \right)^{\alpha_0} \geq 0,5$$

$t_{0,T}$  = âge du béton lors du chargement en jours

$$\alpha_1 = \left( \frac{35}{f_{ck} + 8} \right)^{0,7} \geq 1 \text{ et } \alpha_2 = \left( \frac{35}{f_{ck} + 8} \right)^{0,2} \geq 1$$

$\alpha_0 = -1$  pour un ciment 32,5N

$\alpha_0 = 0$  pour un ciment 32,5R ou 42,5N

$\alpha_0 = 1$  pour un ciment 42,5R, 52,5N ou 52,5R

Pour les combinaisons quasi permanentes en ELS :

$$\alpha = \frac{E_p \text{ (ou } E_s)}{E_{cm}} \cdot (1 + \varphi_0)$$

avec  $E_p$  pour les armatures de précontrainte et  $E_s$  pour les armatures de béton armé.

Pour les combinaisons caractéristiques en ELS :

$$\alpha = \frac{E_p \text{ (ou } E_s)}{E_{cm}} \cdot \left( 1 + \varphi_0 \cdot \frac{G + P + \Psi_2 \cdot Q}{G + P + Q} \right),$$

le rapport  $\frac{G + P + \Psi_2 \cdot Q}{G + P + Q}$  peut prendre n'importe quelle valeur, voire négative du fait que  $P$  agit en sens inverse de  $G$  et  $Q$ . Un coefficient d'équivalence calculé ainsi n'a plus de sens. Nous retiendrons uniquement :

$$\alpha = \frac{E_p \text{ (ou } E_s)}{E_{cm}} \cdot (1 + \varphi_0)$$

**Exemple.** Classe d'environnement XC1. Épaisseur  $h = 0,20$  m, portée entre axes  $L = 10$  m.

$$\text{Espacement des monotorons T15S : } s = 48 \cdot \frac{h - 0,07}{h \cdot L^2} = 48 \cdot \frac{0,13}{0,2 \times 100} = 0,312 \text{ m}$$

Flèche sous charges permanentes : négligeable

$$\text{Flèche en travée de rive sous charges d'exploitation avec } q = 2,5 \text{ kN/m}^2 : f = \frac{5p \cdot L^4}{384E \cdot I} - 0,8 \frac{p \cdot L^2}{8} \cdot \frac{L^2}{16} \text{ pour}$$

$$\text{un moment sur appui voisin de rive } 0,8 M_0, \text{ soit } f \approx \frac{2,5p \cdot L^4}{384E \cdot I}$$

Sous charges d'exploitation quasi permanentes  $\Psi_2 \cdot q$  avec un module d'Young  $E_c = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_0}$  et le restant en instantanée  $(1 - \varphi_2) \cdot q$  avec  $E_{cm}$ . En prenant par exemple  $\varphi_0 = 2$ , on obtient une charge équivalente :  $(0,3 \quad 3 + 0,7) \cdot q = 1,6 q$  avec  $E_{cm}$ .

$$\text{Ce qui donne une flèche approchée : } f = \frac{2,5 \quad 10^4 \quad 12}{384 \quad 33000 \quad 0,2^3} \quad 1,6 \quad 2,5 = 11,8 \text{ mm, soit } L/845 \text{ (faible).}$$

## ┘ 7.2 Forces de précontrainte

- À la mise en tension § 5.10.2.1 (1)  

$$\sigma_{p,max} = \text{Min}[k_1 \cdot f_{pk} ; k_2 \cdot f_{p0,01k}] \text{ avec } k_1 = 0,8 \text{ et } k_2 = 0,9$$
- Après la mise en tension § 5.10.3 (2)  

$$\sigma_{pm0} = \text{Min}[k_7 \cdot f_{pk} ; k_8 \cdot f_{p0,01k}] \text{ avec } k_7 = 0,77 \text{ et } k_8 = 0,87$$
 (Annexe Nationale française)

## ┘ 7.3 Pertes instantanées de précontrainte<sup>2</sup> § 5.10.5 et 3.3.2 (7)

- Déformation élastique du béton § 5.10.5.1 :  $\Delta\sigma_{el} = \frac{E_p}{2} \cdot \frac{\Delta\sigma_c(t)}{E_{cm}(t)}$
- Frottement § 5.10.5.2 (1) :  $\Delta\sigma_f = \sigma_{p,max} \cdot [1 - e^{-\mu(\theta+k \cdot x)}]$
- Recul  $g$  à l'ancrage :  $\Delta\sigma_{sl}$  sur une longueur d'influence  $\xi_0$  tels que  

$$g = \int_0^{\xi_0} \frac{\Delta\sigma_{sl}(x)}{E_p} \cdot dx$$
- Relaxation à court terme : peut être négligée en post-tension.

## ┘ 7.4 Pertes différées de précontrainte<sup>3</sup> § 5.10.6

- Retrait :  $\Delta\sigma_s = \varepsilon_{cs} \cdot E_p$  avec  $\varepsilon_{cs}$  = retrait total de séchage et endogène.
- Fluage :  $\Delta\sigma_c = \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi_0 \cdot \sigma_{c,QP}$
- Relaxation § 3.3.2 (7) :  $\Delta\sigma_{pr} = 0,66 \sigma_{pm0} \cdot \rho_{1000} \cdot e^{\rho, \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5}$  en classe 2 (torons).
- Total des pertes différées. Compte tenu de l'interaction des pertes entre elles, on fait un abattement forfaitaire de 20 % sur les pertes de relaxation, d'où : 
$$\Delta\sigma_{c+s+tr} = \frac{\Delta\sigma_s + 0,8\Delta\sigma_{pr} + \Delta\sigma_c}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{l_c} \cdot z_{\varphi}\right) \cdot [1 + 0,8\varphi(t, t_0)]}$$
 avec  

$$A_c = h ; l_c = \frac{h^3}{12} ; z_{\varphi} = |e_0| \text{ (excentricité).}$$

## ┘ 7.5 Contraintes du béton en ELS : faire les calculs avec deux valeurs (§ 5.10.9)

$$\sigma_{k,sup} = r_{sup} \cdot \sigma_{pm} \text{ et } \sigma_{k,inf} = r_{inf} \cdot \sigma_{pm}$$

2. Voir détails au § 7.10.2 du présent document.  
 3. Voir détails au § 7.10.2 du présent document.

Tableau 7.1.

Torons	Non-adhérents	Adhérents
$r_{sup}$	1,05	1,10
$r_{inf}$	0,95	0,90

Contraintes en fibres extrêmes :  $\sigma = \frac{P}{A_c} \pm \frac{6M}{h^2}$

## 7.6 Détermination des armatures passives éventuellement nécessaires à l'ÉLU

### 7.6.1 Cas des armatures de précontrainte adhérentes (câbles injectés au coulis de ciment)

Allongement des aciers de précontrainte sous charges permanentes et précontrainte :

$$\epsilon_1 = \frac{P}{A_p \cdot E_p}$$

Variation de déformation du béton au niveau du câble sous charges permanentes pour ramener la déformation à une valeur nulle :  $\Delta\epsilon_1 = \alpha_p \cdot \frac{\sigma_{c1}}{E_p}$  pour un coefficient d'équivalence

$$\alpha = \frac{E_p}{E_{cm}} \text{ et } \sigma_{c1} = \frac{P}{h} + \frac{(M_p + M_g) \cdot e_0}{h^3 / 12}$$

$e_0$  = excentricité du câble par rapport au centre de gravité de la section brute de béton.

$\Delta\epsilon_2$  = déformation sous le moment  $M_{Ed}$  d'un acier de béton armé qui serait au même niveau que le câble.

L'action de la précontrainte se traduit par un moment  $M_p = P \cdot e_0$  et un effort centré  $P$ .

Posons  $M_1$  = moment par rapport aux armatures de précontrainte :

$$M_1 = M_{Ed} + P \cdot e_0$$

Moment réduit :  $\mu = \frac{M_1}{d_p^2 \cdot f_{cd}} \rightarrow \xi = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \Delta\epsilon_2 = \epsilon_{cu2} \cdot \frac{1 - \xi}{\xi}$  avec

$\epsilon_{cu2} = 3,5$  pour  $f_{ck} \leq 50$  MPa.

D'où :  $\epsilon_3 = \epsilon_1 + \Delta\epsilon_1 + \Delta\epsilon_2$ , la contrainte  $\sigma_3 = f(\epsilon_3)$  d'après Fig. 3.10 de l'EC2 et l'effort compte tenu de la surtension :  $P_1 = A_p \cdot \sigma_3$

On peut réitérer le calcul précédent en remplaçant  $P$  par  $P_1$ , ainsi trouvé. L'effort de compression du béton est donné par :  $N_c = 0,8 \times f_{cd}$  avec  $x = \xi \cdot d_p$

L'armature passive éventuellement nécessaire vaut :  $A_s = \frac{N_c - P_1}{f_{yd}}$ . Si  $A_s < 0$ , alors  $A_s = 0$ .

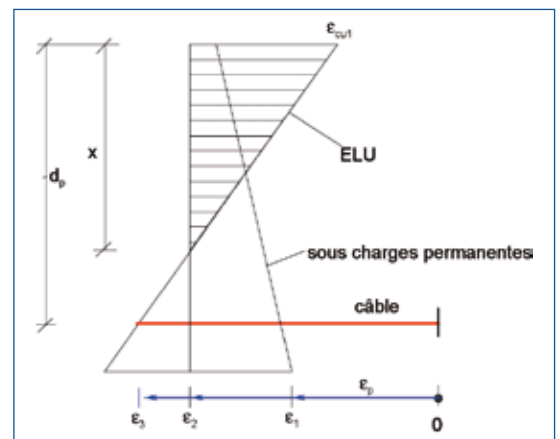


Fig. 7.2. Diagramme des contraintes

On a négligé le moment dû aux armatures passives par rapport au câble :  $A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - d_p)$  compte tenu de la faible distance  $(d - d_p)$  entre les armatures passives et le câble.

### 7.6.2 Cas des armatures de précontrainte non adhérentes (torons gainés graissés)

La surtension des armatures de précontrainte est prise forfaitairement égale à 100 MPa (§ 5.10.8 (2)). D'où  $P_1 = P + 100 \cdot A_p$

Le calcul est effectué en flexion composée de béton armé en prenant le moment par rapport aux armatures passives tendues :

$$M_1 = M_{Ed} + P_1 \cdot (d - 0,5 h).$$

$$\mu = \frac{M_1}{d^2 \cdot f_{cd}} \rightarrow z = 0,5d(1 + \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow A_s = \left( \frac{M_1}{z} - P_1 \right) \cdot \frac{1}{f_{yd}}$$

Si  $A_s < 0$ , alors  $A_s = 0$ .

## 7.7 Détermination des armatures passives éventuellement nécessaires à L'ELS

### 7.7.1 Cas des armatures de précontrainte adhérentes

On détermine la surtension des armatures suivant le même principe que ci-dessus en supposant que l'on reste dans le domaine élastique.

$$\text{Posons : } \sigma_{c1} = \frac{P}{h} + (M_g + M_p) \cdot \frac{12e_0}{h^3} \text{ et } \sigma_{c2} = \frac{P}{h} + (M_g + M_p + M_q) \cdot \frac{12e_0}{h^3}$$

$$\text{Décompression du béton : } \Delta\sigma_c = \sigma_{c2} - \sigma_{c1}$$

$$\text{Allongement de l'acier : } \Delta\varepsilon_1 = \alpha \cdot \Delta\sigma_c \text{ (avec } \alpha = \text{coefficient d'équivalence)}$$

$$\text{Effort de précontrainte : } P_1 = P + \Delta\varepsilon_1 \cdot E_p \cdot A_p$$

Méthode des moments par rapports aux armatures tendues :

$$M_1 = M_{ELS} + P_1 \cdot (d - 0,5 h)$$

Pour déterminer la section d'armatures, on procède par essais successifs :

$$\beta = \frac{M_1}{d^2} \rightarrow \xi = \sqrt{\frac{6\alpha \cdot \beta}{\sigma_s} \cdot \frac{1 - \xi}{3 - \xi}} \text{ par approximations successives, puis } \sigma_c = \frac{\sigma_s}{\alpha} \cdot \frac{\xi}{1 - \xi}$$

Si  $\sigma_c > 0,6 f_{ck}$ , calculer  $\sigma_s = \alpha \cdot \sigma_c \cdot \frac{1 - \xi}{\xi}$  et recalculer  $\xi$  suivant le processus de la ligne précédente.

$$z = d \cdot \left(1 - \frac{\xi}{3}\right) \rightarrow A_s = \left( \frac{M_1}{z} - P_1 \right) \cdot \frac{1}{\sigma_s}. \text{ Si } A_s < 0, \text{ alors } A_s = 0.$$

La contrainte des armatures passives peut être prise égale à  $0,8f_{yk}$  (§ 7.2.5).

### 7.7.2 Cas des armatures de précontrainte non adhérentes

La surtension est difficile à déterminer. À défaut, nous la négligerons.

Le calcul est fait comme précédemment avec  $P_1 = P$ .

## 7.8 Détermination des armatures passives minimales pour la maîtrise de la fissuration

La maîtrise de la fissuration n'est pas exigée dans les cas suivants, sauf clause contraire dans les documents du marché :

- Classes d'exposition X0, XC1.
- Classes d'exposition XC2, XC3 et XC4 pour les classes de bâtiments A à D au sens du DTU 21 (AN de l'EC2, § 7.3.1 (5) Note) et pour des bétons de résistance de moins 30 MPa.
- Dalles d'épaisseur  $h \leq 0,2$  m.

Le calcul de l'ouverture des fissures  $w_k$  (tab. 7.1 NF) n'est à faire que si les sections sont fissurées, c'est-à-dire si le moment agissant  $M_{qp}$  en combinaison quasi permanente pour les armatures non adhérentes ou combinaisons fréquentes pour les armatures adhérentes, vérifie :  $M_{qp} > M_{cr}$ .

Le moment de fissuration  $M_{cr}$  correspond à une contrainte de traction du béton  $\sigma_{ct} = f_{ct,eff}$ . Il est donné par :  $M_{cr} = \frac{h^2}{6} \cdot \left( f_{ctm} + \frac{P}{h} \right)$ .

### Armatures minimales

Dans le cas où le calcul en ELS et en ELU conduit à une section nulle, il n'est pas exigé d'armature minimale (§ 7.3.1 (6)).

Si la maîtrise de la fissuration est exigée, il n'est nécessaire de disposer d'une section d'armatures minimale que si la contrainte de traction du béton est supérieure à  $f_{ctm}$  (§ 7.3.2 (4)). Dans ce cas, elle vaut :  $A_{s,min} \cdot \sigma_s + \xi_1 \cdot A'_p \cdot \Delta\sigma_p = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}$ .

Avec :  $f_{ct,eff} = f_{ctm}$

$$\sigma_s = f_{yk}$$

$$A_{ct} = 0,5 h$$

$k = 1$  pour  $h \leq 0,30$  m et  $k = 0,65$  pour  $h \geq 0,8$  m avec interpolation entre ces limites

$$k_c = 0,4 \left[ 1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \cdot (h/h^*) \cdot f_{ct,eff}} \right] \text{ Eq. (7.2) de l'Eurocode 2}$$

$$\sigma_c = \frac{P}{h}$$

$$h^* = \text{Min}[h ; 1 \text{ m}]$$

$$k_1 = 1,5$$

$$\xi_1 = \sqrt{\xi \cdot \frac{\varnothing_s}{\varnothing_p}}$$

$\varnothing_s$  = diamètre maximal des armatures passives

$\varnothing_p = 1,75 \varnothing_{\text{wire}}$ , soit 9,1 mm pour un monoton T15, ou bien

$$1,6 \sqrt{A_p} \text{ pour un paquet de section } A_p$$

$\xi = 0,5$  pour le cas de post-tension adhérente et  $f_{ck} \leq 50$  MPa

## Ouverture des fissures Tab.7.1NF de l'EC2

Tableau 7.2.

Classes d'exposition	Armatures non-adhérentes	Armatures adhérentes
	Combinaison quasi permanente	Combinaison fréquente
X0, XC1	0,40 mm <sup>(2)</sup>	0,20 mm <sup>(2)</sup>
XC2, XC3, XC4	0,30 mm <sup>(3)</sup>	0,20 mm <sup>(4)</sup>
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3, XD3 <sup>(5)</sup>	0,20 mm	Décompression <sup>(6)</sup>

Note 1. L'attention est attirée sur le fait que  $w_{max}$  est une valeur conventionnelle servant pour le calcul.

Note 2. Sauf demande spécifique des Documents particuliers du marché (DPM), la maîtrise de la fissuration est supposée assurée par des dispositions constructives minimales données dans la section § 7.3 de l'EC2-1-1 (section minimale d'armatures, voir en 5.3 ci-après), le calcul de  $w_{max}$  n'est pas alors requis.

Note 3. Dans le cas des bâtiments de catégorie et d'usage A à D (voir chap. 6, art. 4.2 ci-après l'EN 1991), sauf demande spécifique des Documents particuliers du marché, la maîtrise de la fissuration est supposée assurée par des dispositions constructives minimales données ailleurs que dans la section § 7.3, le calcul de  $w_{max}$  n'est pas alors requis.

Note 4. Pour ces classes d'exposition, en outre, il convient de vérifier la décompression sous combinaison quasi permanente des charges.

Note 5. Pour la classe XD3, en l'absence de dispositions particulières, ce sont ces valeurs qui s'appliquent.

Note 6. La décompression impose que le béton situé à moins de 25 mm des armatures de précontrainte adhérente ou de leurs gaines, soit comprimé sous combinaison de charges spécifiée.

## Calcul des flèches § 7.4

On peut :

- soit utiliser les formules simplifiées 7.16a ou 7.16b ou encore le tableau 6.4NF de l'Eurocode 2 ;
- soit faire une intégration de la courbure suivant que la section est ou n'est pas fissurée, c'est-à-dire en section non-fissurée si  $M_{qp} \leq M_{cr}$  et en section fissurée si  $M_{qp} > M_{cr}$ .

Compte tenu du fait que la contrainte de traction du béton est inférieure ou dépasse de peu la contrainte limite  $f_{ct,fl} = \text{Max}[1,6h ; 1] \cdot f_{ctm}$ , on peut considérer la section comme non-fissurée. On est alors ramené aux formules classiques :

$f = \frac{5p \cdot L^4}{384E \cdot I} + \frac{M_e + M_w}{16E \cdot I}$  en combinaison quasi permanente ( $M_e$  et  $M_w$  en valeur algébrique).

## Condition de non fragilité § 9.3

### Pour les dalles précontraintes à armatures adhérentes

L'équation 9.1N n'est pas adaptée au béton précontraint, mais on en réduit les conséquences par application de la clause § 9.3.1.1. (1) NOTE pour les dalles.

$$A_{s,min} = \text{Min} \{ 1,2 A_s ; \text{Max} [ 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d ; 0,0013 b_t \cdot d ] \}$$

On majore la section d'armature nécessaire de 20 %.

## Pour les dalles précontraintes à armatures non-adhérentes § 9.2.1.1 (4)

On vérifie :  $M_{Rd'ELU} \geq 1,15 M_{cr}$

Avec  $M_{Rd'ELU}$  = moment résistant ultime

et  $M_{cr}$  = moment de fissuration =  $\frac{h^2}{6} \cdot \left( \frac{P}{h} + f_{ctm} \right)$ .

## └ 7.9 Résistance au feu

### 7.9.1 Classement des constructions (Tableau 7.9.1)

HAB	Bâtiments d'habitation	Familles : 1 : bâtiment $\leq R + 1 \rightarrow$ SF ¼ d'heure 2 : bâtiment $> R + 1$ et $\leq R + 3 \rightarrow$ SF ½ heure 3 : bâtiment Hauteur $\leq 28$ m $\rightarrow$ SF 1 heure 4 : bâtiment Hauteur $> 28$ m et $\leq 50$ m $\rightarrow$ SF 1 h ½
ERP	Établissements recevant du public	Il existe un classement par type selon l'activité (ex. M ; Magasin, O hôtel, Y musées...) et par Catégories : 1 : sup à 1500 personnes 2 : de 701 à 1500 3 : de 301 à 700 4 : seuil à 300 5 : en dessous du seuil
IGH	Immeubles de grande hauteur	Classes : SF de 2 à 3 heures selon la hauteur de l'IGH A : Immeubles à usage d'habitation O : Immeubles à usage d'hôtel R : Immeubles à usage d'enseignement S : Immeubles à usage de dépôt d'archives U : Immeubles à usage sanitaire W : Immeubles à usage de bureaux Z : Immeubles à usages mixtes
EIC	Établissements industriels et commerciaux	
ICPE	Installations classées pour la protection de l'environnement	

### 7.9.2 Exigences de résistance (Tableau 7.9.2)

	0	R15	R30	R60	R90	R120	R180-R240
RdC seulement ERP (cat 5) Bureaux	Industries		ERP (cat 5) <sup>1</sup>				Isolement entre IGH et parc de stationnement <sup>2</sup>
$H \leq 8$ m	Bureaux Industries	Hab. (fam 1)	ERP (cat 2, 3 et 4) Hab. (fam 2)	ERP (cat 1)			
$8 < H \leq 8$ m				ERP (cat 2, 3 et 4) <sup>3</sup>	ERP (cat 1)		
$28 < H \leq 50$ m					Hab. (fam 4)	IGH (clas WORUZ) <sup>4</sup>	Isolement entre IGH et ERP, IGH et parc de stationnement <sup>2</sup>
$50 < H \leq 200$ m						IGH (clas A) <sup>4</sup>	Isolement entre ERP et parc de stationnement <sup>2</sup>

H = hauteur du niveau le plus haut (prise au niveau du plancher bas).

1) ERP avec locaux réservés au sommeil au-dessus du RdC. 2) Béton avec protection. 3) R30 pour un plancher sur vide sanitaire non aménageable. 4) R180 pour IGH de hauteur  $> 200$  m.

Pour des planchers-dalles précontraints (torons adhérents ou non-adhérents) et à défaut de calculs plus précis, la résistance au feu est assurée à condition de respecter les dispositions minimales des tableaux ci-après et moyennant quelques dispositions d'armatures passives (EC2-Feu et voir également Annexe E ci-après).

**Tableau 7.5. Planchers-dalles**

Résistance au feu normalisé	Dimensions minimales (mm)	
	Épaisseur de la dalle $h_s$	Distance $a$ de l'axe des armatures à la sous-face
REI 30	150	25
REI 60	180	30
REI 90	200	40
REI 120	200	50
REI 180	200	60
REI 240	200	65

R = résistance au feu (ex-SF du DTU).  
 E = étanchéité aux flammes (ex-PF du DTU).  
 I = isolation (ex-CF du DTU).

**Tableau 7.6. Dalles autres que planchers-dalles**

Résistance au feu normalisé	Dimensions minimales (mm)			
	Épaisseur de la dalle $h_s$ (mm)	Distance $a$ de l'axe des armatures à la sous-face		
		un seul sens porteur	deux sens porteurs	
			$l_y/l_x \leq 1,5$	$1,5 < l_y/l_x \leq 2$
REI 30	60	25	25	25
REI 60	80	35	25	30
REI 90	100	45	30	35
REI 120	120	55	35	40
REI 180	150	70	45	55
REI 240	175	80	55	65

$l_x$  et  $l_y$  sont les portées d'une dalle à deux sens porteurs (selon deux directions à angle droit),  $l_y$  étant la portée la plus longue. La redistribution des moments à froid ne doit excéder 15 %.

La distance  $a$  des axes des armatures à la sous-face indiquée dans les colonnes 4 et 5 pour les dalles à deux sens porteurs concerne les dalles appuyées sur 4 côtés ; si tel n'est pas le cas, il convient de traiter les dalles comme des dalles à un seul sens porteur.

### Exemple

Établissement recevant du public (300 personnes) de moins de 28 m de hauteur.

- Tab. 7.3 et 7.4 → Catégorie 4 et R60
- Tab. 7.5 : épaisseur de la dalle 180 mm minimum et enrobage à l'axe 30 mm.

Or l'enrobage nominal pour des raisons de maîtrise de la fissuration est au moins de 30 mm.

Il n'y a donc pas de vérification de stabilité au feu particulière à faire.

Le calcul à froid de la dalle est suffisant.



## ┘ 7.10 Annexes

### 7.10.1 Annexe – Tracé du câble

#### Travée de rive

Amplitude du tracé du câble :  $\delta = h - c_1 - c_2$

Pente de la droite pointillée joignant les extrema :

$$p = \frac{\delta}{(1-\alpha) \cdot L} = \frac{\eta_1 \cdot h}{\lambda \cdot L} = \frac{(\eta_2 + \eta_3) \cdot h}{(1-\alpha-\lambda) \cdot L}$$

D'où :  $\eta_2 + \eta_3 = \frac{1-\alpha-\lambda}{1-\alpha} \cdot \frac{\delta}{h}$

Équation de la parabole gauche de la forme :  $y = \beta \cdot x^2$  avec  $\beta = \frac{0,5h - c_1}{\alpha^2 \cdot L^2}$

Pour l'abscisse  $(1-\alpha-\lambda) \cdot L$ , on a :

$$y = (\eta_2 + \eta_3) \cdot h = \frac{1-\alpha-\lambda}{1-\alpha} \cdot \delta = \beta \cdot (1-\alpha-\lambda)^2 \cdot L^2$$

D'où :  $\delta \cdot \alpha^2 = (0,5h - c_1) \cdot (1-\alpha) \cdot (1-\alpha-\lambda)$

Équation du 2<sup>e</sup> degré en  $\alpha$  :  $\left[ \frac{\delta}{0,5h - c_1} - 1 \right] \cdot \alpha^2 + (2-\lambda) \cdot \alpha + \lambda - 1 = 0$

Posons  $A = \left[ \frac{\delta}{0,5h - c_1} - 1 \right]$  ;  $B = 2 - \lambda$  ;  $C = \lambda - 1$  ;  $D = B^2 - 4 A \cdot C$

On trouve :  $\alpha = \frac{\sqrt{D} - B}{2A}$  et  $\eta_1 = \frac{\lambda \cdot \delta}{(1-\alpha) \cdot h}$      $\eta_2 = 0,5 - \frac{c_2}{h} - \eta_1$      $\eta_3 = 0,5 - \frac{c_1}{h}$

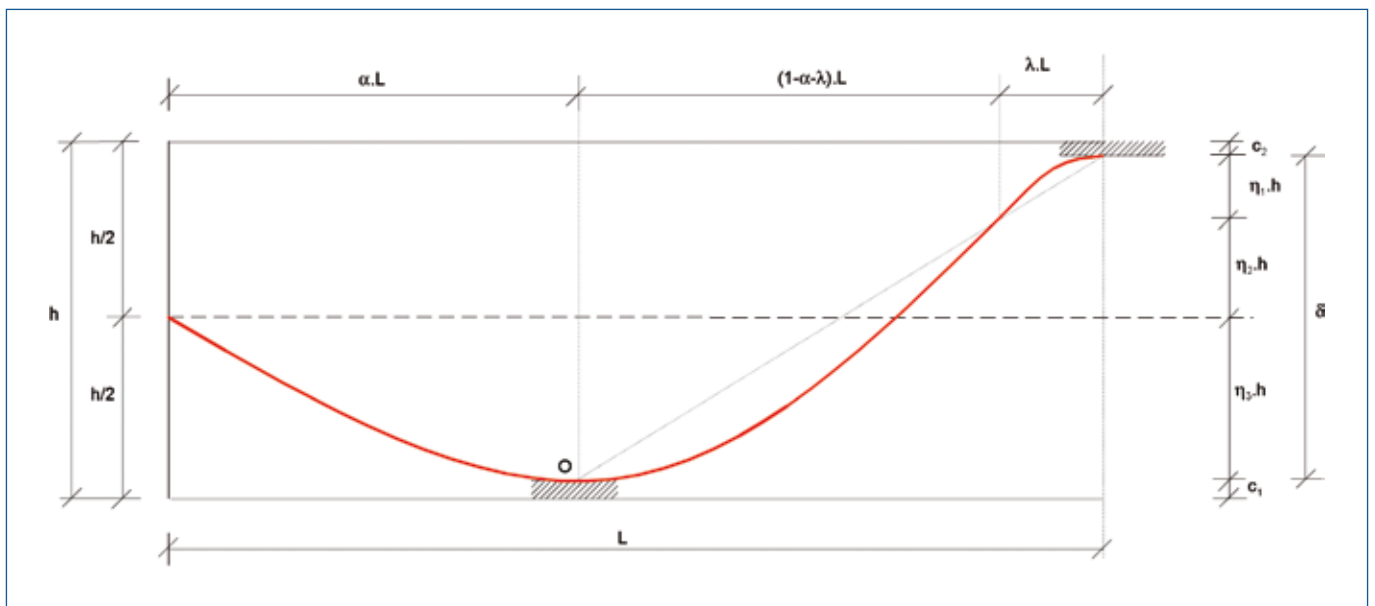


Fig. 7.3. Travée de rive

Tableau 7.7.

		Parabole de gauche $x < (1 - \lambda) \cdot L$	Parabole de droite $x \geq (1 - \lambda) \cdot L$
Distance du point bas à l'appui gauche	$x_0$	$x - \alpha \cdot L$	$L - x$
	$\beta$	$\frac{0,5h - c_1}{(\alpha \cdot L)^2}$	$\frac{\delta}{(1 - \alpha) \cdot \lambda \cdot L^2}$
Cote au-dessus du coffrage	$y$	$c_1 + \beta \cdot x_0^2$	$h - c_2 - \beta \cdot x_0^2$
Pente	$y'$	$2\beta \cdot x_0$	$2\beta \cdot x_0$
Courbure	$\frac{1}{r} = y''$	$2\beta$	$-2\beta$
Rotation cumulée depuis l'appui gauche	$\theta$	$\theta_0 + \frac{2(0,5h - c_1) \cdot x_0}{\alpha^2 \cdot L^2}$	$\theta_0 + \frac{2\delta}{L(1 - \alpha)} \left( 2 - \frac{x_0}{\lambda \cdot L} \right)$

L'abscisse du point bas est :  $\alpha \cdot L$

Rotation entre l'appui gauche et le point bas :  $\theta_0 = \frac{2(0,5h - c_1)}{\alpha \cdot L}$

Somme des variations angulaires :  $\theta = \theta_0 + \frac{4\delta}{(1 - \alpha) \cdot L}$

### Travée intermédiaire

Pente de la droite pointillée joignant les extrema :

$$p = \frac{(\eta_1 + \eta_2) \cdot h}{0,5L} = \frac{\eta_2 \cdot h}{(0,5 - \lambda) \cdot L} = \frac{\eta_1 \cdot h}{\lambda \cdot L} = \frac{2\delta}{L}$$

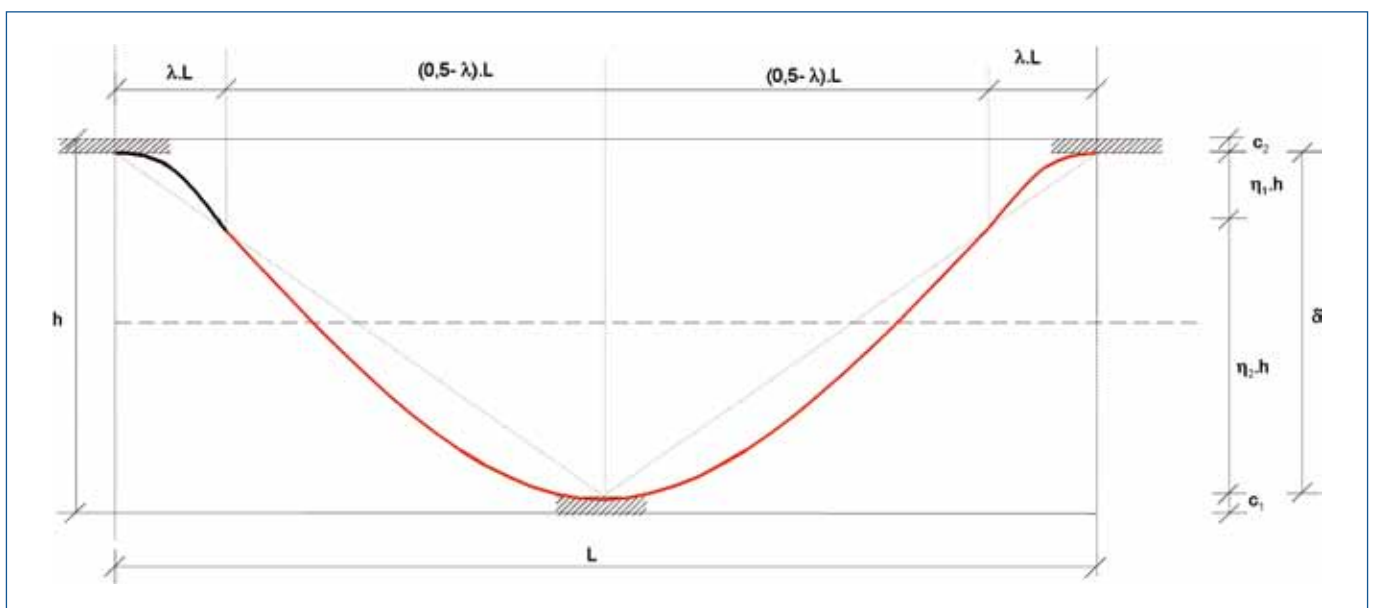


Fig. 7.4. Travée intermédiaire

Amplitude du tracé :  $\delta = h - c_1 - c_2$

Tableau 7.8.

	Parabole de gauche $x \leq \lambda \cdot L$	Parabole du milieu $\lambda \cdot L < x \leq (1 - \lambda) \cdot L$	Parabole de droite $x \geq (1 - \lambda) \cdot L$
$x_0$	$x$	$x - 0,5L$	$L - x$
$\beta$	$\frac{2\delta}{\lambda \cdot L^2}$	$\frac{2\delta}{(0,5 - \lambda) \cdot L^2}$	$\frac{2\delta}{\lambda \cdot L^2}$
$y$	$h - c_2 - \beta \cdot x_0^2$	$c_1 + \beta \cdot x_0^2$	$h - c_2 - \beta \cdot x_0^2$
$y'$	$-2\beta \cdot x_0$	$2\beta \cdot x_0$	$2\beta \cdot x_0$
$\frac{1}{r} = y''$	$-2\beta$	$2\beta$	$-2\beta$
$\theta$	$\frac{4\delta \cdot x_0}{\lambda \cdot L^2}$	$2\theta_0 + \frac{4\delta \cdot (x - 0,5L)}{(0,5 - \lambda) \cdot L^2}$	$4\theta_0 + \frac{4\delta \cdot (x - L)}{\lambda \cdot L^2}$

Rotation cumulée depuis l'appui gauche et le point bas :  $\theta_0 = \frac{4\delta}{L}$ .

Somme des variations angulaires :  $\theta = 4 \theta_0 = \frac{16\delta}{L}$ .

### 7.10.2 Annexe – Pertes de précontrainte

$f_{pk}$  = contrainte limite de résistance (§ 3.3.2 (2))

$f_{p0,01k}$  = limite élastique conventionnelle

$\sigma_{pmax}$  = contrainte au vérin lors de la mise en tension  
=  $\text{Min}[0,8 f_{pk} ; 0,9 f_{p0,01k}]$  (§ 5.10.2.1 (1))

$\sigma_{pm0}$  = contrainte après pertes instantanées, fonction de  $x$  et de  $t$

$\sigma_{p0}$  = contrainte après pertes différées, fonction de  $x$

$E_p$  = 195 GPa pour des torons

#### Pertes instantanées

$$\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_\mu + \Delta\sigma_{sl} + \Delta\sigma_{el}$$

#### Pertes par frottement<sup>4</sup> (§ 5.10.5.2)

$$\Delta\sigma_\mu = \sigma_{pmax} \cdot [1 - e^{-\mu(\theta+k \cdot x)}]$$

$x$  = longueur du câble entre l'ancrage et le point de calcul

$k$  = variation angulaire parasite par mètre :  $0,055 \leq k \leq 0,010$  à défaut de plus de précision, on pourra retenir  $k = 0,007$

$\theta$  = somme des valeurs absolues des déviations angulaires du câble entre l'ancrage et le point de calcul, jusqu'à l'abscisse  $x$

$\mu$  = coefficient de frottement angulaire = 0,19 pour des torons adhérents à l'intérieur de la dalle et  $\mu = 0,10$  pour des torons gainés graissés

**Pertes par glissement  $g$  à l'ancrage** telles que  $g = \int_0^{\xi_0} \frac{\Delta\sigma_{sl}}{E_p} \cdot dx$  sur une longueur  $\xi_0$  à partir de l'ancrage. C'est la méthode retenue par le programme (Annexe F ci-après).

4. Voir l'ATE du procédé.

Pour simplifier, on peut admettre une variation linéaire des pertes de frottement (et non une contrainte exponentielle décroissante), ce qui

conduit à :  $\xi_0 = \sqrt{\frac{g \cdot E_p}{p_e}}$  avec  $p_e$  = perte moyenne de précontrainte par unité de longueur =  $\mu (\theta_0 / L + L_0)$  et  $\theta_0$  = somme des variations angulaires entre les deux extrémités de la dalle de longueur totale  $L_0$ .

**Pertes par raccourcissement élastique du béton (§ 5.10.5.1 (2))**

$$\Delta\sigma_{el} = E_p \cdot \sum \frac{j \cdot \Delta\sigma_c}{E_{cm}}$$

avec  $j = \frac{n-1}{2n}$  que l'on prendra égal à  $j = 0,5$

$\Delta\sigma_c = \Delta\sigma_c(t)$  = variation de contrainte au centre de gravité des armatures à l'âge  $t$

$E_{cm}(t)$  = module instantané du béton au temps  $t$  (§ 3.1.3 (3))

$E_p = 195$  GPa pour des torons

On peut prendre  $\Delta\sigma_c = \frac{P_{mi}}{h}$  avec  $P_{mi} = A_p \cdot \sigma_{pmax} - (\Delta\sigma_\mu + \Delta\sigma_{sl})$ , car l'effort de précontrainte est choisi pour compenser plus ou moins les charges permanentes ou quasi permanentes. Compte tenu des incertitudes existant sur les autres paramètres (raccourcissements dû au retrait et au fluage, glissement à l'ancrage...), il serait illusoire de chercher à faire un calcul plus précis.

**Pertes différées (§ 5.10.6)**

$$\Delta\sigma_{c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_p + 0,8\Delta\sigma_{pr} + (E_p / E_{cm}) \cdot \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot (1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2) \cdot [1 + 0,8\varphi(t, t_0)]} \quad (\text{Eq.5.46})$$

$\sigma_{c,QP}$  = contrainte de compression du béton au niveau du câble sous combinaison quasi permanente.

$\rho_{1000} = 2,5$  % pour des torons à basse relaxation

$$\mu = \frac{\sigma_{pm0}}{f_{pk}}$$

$t$  = date de calcul (pour l'infini, prendre  $t = 500\,000$  heures, soit 57 ans)

$$\sigma_{pm0} = \sigma_{pmax} - (\Delta\sigma_\mu + \Delta\sigma_{sl} + \Delta\sigma_{el}) \rightarrow P_{m0} = \sigma_{pm0} \cdot A_p$$

en vérifiant :  $\sigma_{pm0} \leq \text{Min}[0,77f_{pk} ; 0,87f_{p,0,01k}]$  (§ 5.10.3 (2))

$$\Delta\sigma_{pr} = 0,66 \rho_{1000} \cdot e^{9,1\mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{pm0}$$

$A_c$  = aire de la section droite de béton =  $h$

$A_p$  = aire des armatures de précontrainte

$I_c$  = moment d'inertie de la section droite de béton =  $h^3 / 12$

$z_{cp}$  = distance des armatures au centre de gravité du béton (excentricité)

$\sigma_{c,QP} = \sigma_p(G + P_{m0} + \Psi_2 \cdot Q)$  = contrainte initiale dans les armatures sous les combinaisons quasi permanentes, que l'on peut prendre égal à  $\frac{P_{m0}}{h}$  pour les mêmes raisons que ci-dessus pour  $\Delta\sigma_c$ .

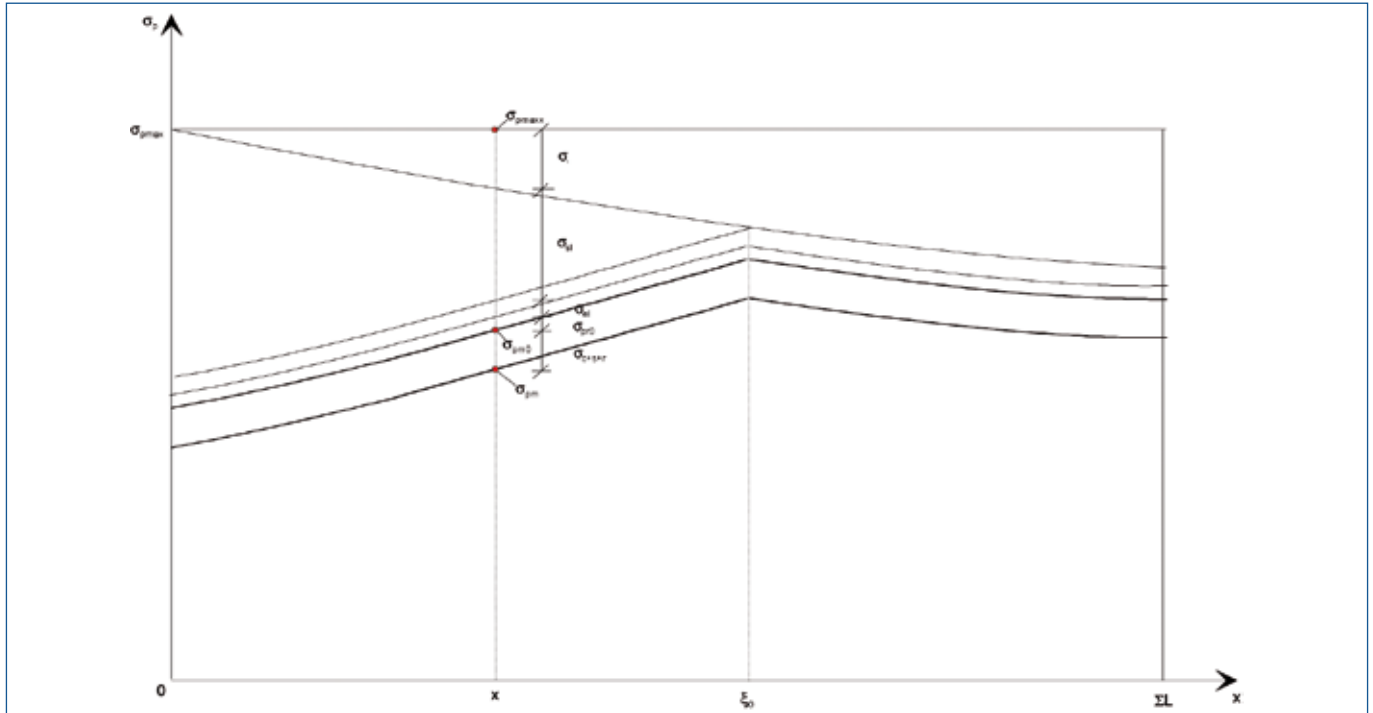
$\epsilon_{cs}$  = valeur du retrait =  $\epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$  (§ 3.1.4 (6))

$\varphi(t, t_0)$  : coefficient de fluage à l'instant  $t$  pour une charge appliquée au temps  $t_0$  (§ 3.1.4 (4))

### Contrainte finale moyenne

$$\sigma_{pm} = \sigma_{pm0} - \Delta\sigma_{c+s+r} \rightarrow P_m = \sigma_{pm} \cdot A_p$$

Fig. 7.5. Contraintes dans le câble

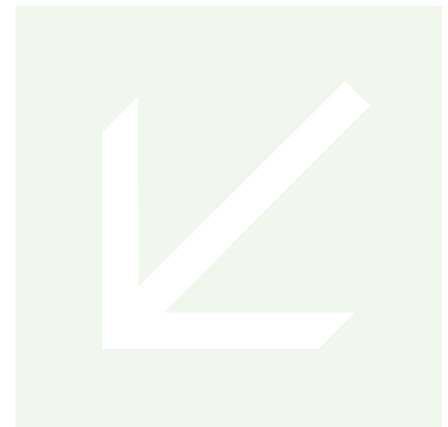


### Pertes dues au frottement et au glissement à l'ancrage

À l'abscisse  $x$  et pour une somme des déviations angulaires depuis l'ancrage égale à  $\theta$ , la contrainte de traction dans l'armature vaut :  $\sigma(x) = \sigma_0 \cdot e^{-\mu(\theta+k \cdot x)}$ . Pour des valeurs faibles de l'exposant, on peut écrire aussi :  $\sigma(x) = \sigma_0 \cdot [1 - \mu(\theta + k \cdot x)]$

La perte de contrainte par frottement est donnée par :

$$\Delta\sigma(x) = \sigma_0 \cdot \mu(\theta + k \cdot x)$$



**Exemple.** Torons gainés graissés  $\mu = 0,10$  et  $k = 0,007$ , longueur 50 m

déviations angulaires totales  $\theta = 0,9$  rd

$$\mu(\theta + k \cdot x) = 0,1 \times (0,9 + 0,007 \times 50) = 0,125$$

$$\sigma(x) / \sigma_0 = e^{-\mu(\theta+k \cdot x)} = 0,882$$

$$\sigma(x) / \sigma_0 = [1 - \mu(\theta + k \cdot x)] = 0,875 \text{ différence } 0,8 \%$$

Le glissement à l'ancrage  $g$  vaut :  $g = \int_0^{\xi_0} \frac{\Delta\sigma_{sl}}{E_p} \cdot dx$  sur une longueur  $\xi_0$

La variation de contrainte par unité de longueur vaut :  $p = \sigma_0 \cdot \mu(\theta + k \cdot x)$

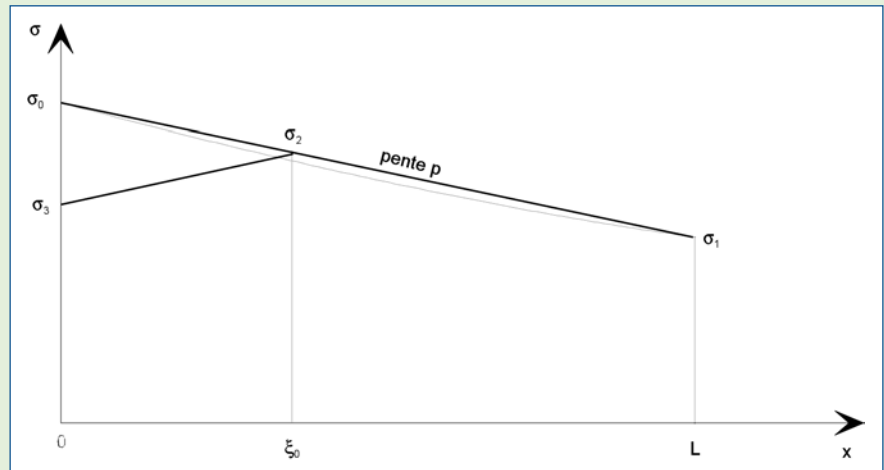


Fig. 7.6. Contraintes avant et après glissement à l'ancrage

On a donc :  $g \cdot E_p = 0,5 (\sigma_0 - \sigma_3) \cdot \xi_0$  avec  $\sigma_0 - \sigma_3 = 2 p \xi_0$  par symétrie des pentes, d'où :  $\xi_0 = \sqrt{\frac{g \cdot E_p}{p}}$

**Exemple.** Les mêmes données avec un glissement  $g = 6 \text{ mm}$  et  $E_p = 195 \text{ GPa}$  :

$$\text{pente } p = 1488 \times 0,10 \times (0,9 + 0,007 \times 50) / 50 = 3,72 \text{ MPa/m}$$

$$\xi_0 = \sqrt{\frac{6 \times 195}{3,72}} = 17,73 \text{ m}$$

$$\sigma_2 = \sigma_0 - p \cdot \xi_0 = 1488 - 3,72 \times 17,73 = 1437 \text{ MPa}$$

$$\text{et } \sigma_3 = \sigma_2 - p \cdot \xi_0 = 1437 - 3,72 \times 17,73 = 1371 \text{ MPa}$$

Dans le cas où l'on trouve  $\xi_0 > L$ , le glissement à l'ancrage se répercute jusqu'à l'autre extrémité. On a le schéma suivant.

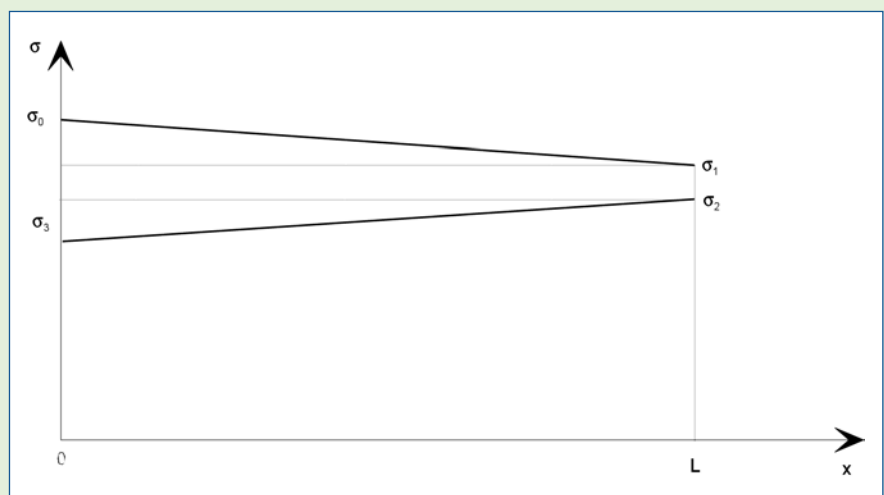


Fig. 7.7. Contraintes avant et après glissement à l'ancrage pour des glissements importants

$$\text{Avec : } g \cdot E_p = 0,5 (\sigma_0 - \sigma_1) L + (\sigma_1 - \sigma_2) \cdot L + 0,5 (\sigma_2 - \sigma_3) \cdot L$$

$$\text{avec } \sigma_1 = \sigma_0 - p \cdot L \text{ et } \sigma_3 = \sigma_2 - p \cdot L$$

$$\text{d'où } \sigma_2 = \sigma_0 - \frac{g \cdot E_p}{L}$$

**Exemple.** Les mêmes données avec un glissement  $g = 60 \text{ mm}$  (irréaliste, mais pour l'exemple) :

$$\sigma_1 = 1488 - 3,72 \times 50 = 1302 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = 1488 - 60 \times 195 / 50 = 1254 \text{ MPa}$$

$$\sigma_3 = 1254 - 3,72 \times 50 = 1068 \text{ MPa}$$

### 7.10.3 Annexe – Actions des appuis sur la précontrainte

Calcul des efforts repris par les poteaux venant en soustraction de l'effort de précontrainte

Si la dalle repose sur des appuis non glissants, les voiles ou poteaux s'opposent au raccourcissement de la dalle dû à l'action de la précontrainte, du fluage et du retrait et ce d'autant plus que les appuis sont plus rigides.

L'action de la précontrainte s'exerce sur la dalle par :

- une force répartie due à la courbure qui n'est pas affectée par la part d'effort passant dans les appuis, car la contrainte dans le câble est inchangée ;
- un effort de compression centré<sup>5</sup> diminué de la partie passant dans les appuis.

Ainsi, pour le calcul des contraintes en ELS, cela se traduit par :

$$\sigma_c = \frac{k \cdot P}{h} \pm \frac{\delta M_p}{h^2} \text{ où seul l'effort } P \text{ est affecté d'un coefficient minorateur } k.$$

Considérons une dalle continue précontrainte sur poteaux :

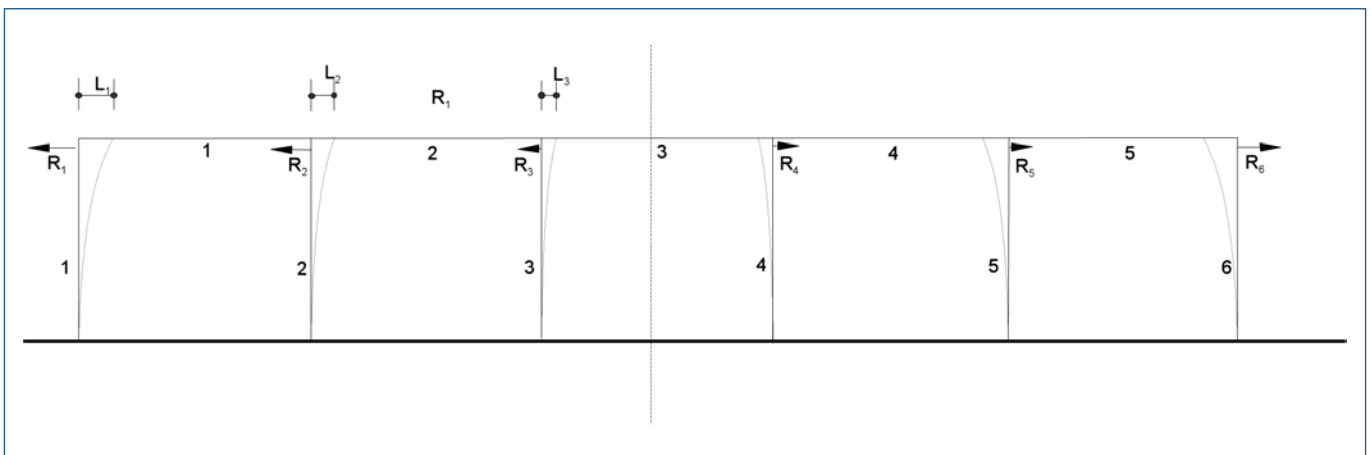


Fig. 7.8. Efforts en tête de poteaux

5. Les ancrages, positionnés à mi-hauteur, évitent un moment en extrémité.

Soient :

- $L_i$  portée de la travée  $i$
- $R_i$  réaction en tête du poteau  $i$
- $P_i$  effort de précontrainte dans la travée  $i$
- $E_p$  module d'Young du béton des poteaux
- $E_d$  module d'Young du béton de la dalle
- $S$  aire de la section de la dalle
- $H$  hauteur du poteau
- $I_i$  moment d'inertie du poteau  $i$
- $\epsilon_{cs}$  retrait du béton de la dalle (de dessiccation et endogène)
- $\phi_0$  coefficient de fluage

La différence de raccourcissement en tête de deux poteaux voisins est donnée par :

$$\Delta L_i - \Delta L_{i+1} = \frac{(P_i - \sum_{j=1}^i R_j) \cdot L_i}{E_d \cdot S} + \epsilon_{cs} \cdot L_i$$

La déformée en tête de poteau est celle d'une console de longueur  $H$ , d'inertie  $I_i$ , soit :

$$\Delta L_i = \frac{R_i \cdot H^3}{3E_p \cdot I_i}$$

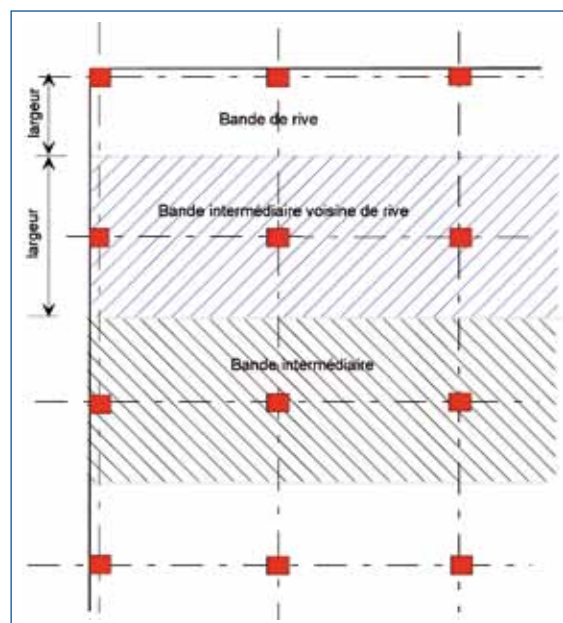
D'où un système de 3 équations à 3 inconnues  $R_i$  dans notre exemple et en prenant  $0,5 L_i$  pour la travée centrale en cas de nombre impair de travées.

Pour la ligne  $i$  de la matrice :

$$\sum_{j=1}^i \frac{R_j \cdot L_i}{E_d \cdot S} + \frac{R_i \cdot H^3}{3E_p \cdot I_i} - \frac{R_{i+1} \cdot H^3}{3E_p \cdot I_{i+1}} = (\epsilon_{cs} + \frac{(1 + \phi_0) \cdot P_i}{E_d \cdot S}) \cdot L_i$$

On en déduit les coefficients  $k$  par :  $k_i = 1 - \frac{\sum_{j=1}^i R_j}{P_i}$

### 7.10.4 Annexe – Poinçonnement des planchers-dalles



**Avec poteaux rectangulaires de côté  $c_1$  et  $c_2$**

On définit des bandes intermédiaires centrales ou voisines de rive et des bandes de rive.

Fig. 7.9. Bande de rive et bandes intermédiaires



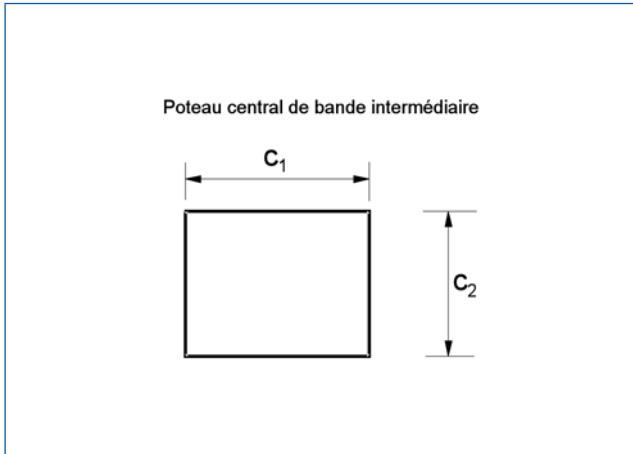


Fig. 7.10

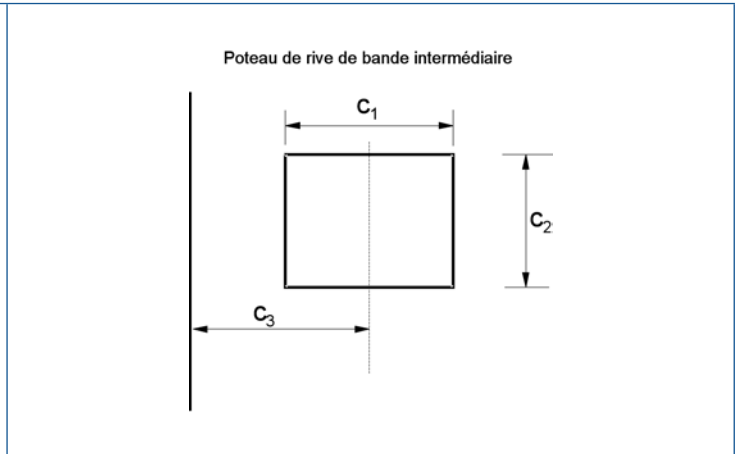


Fig. 7.11

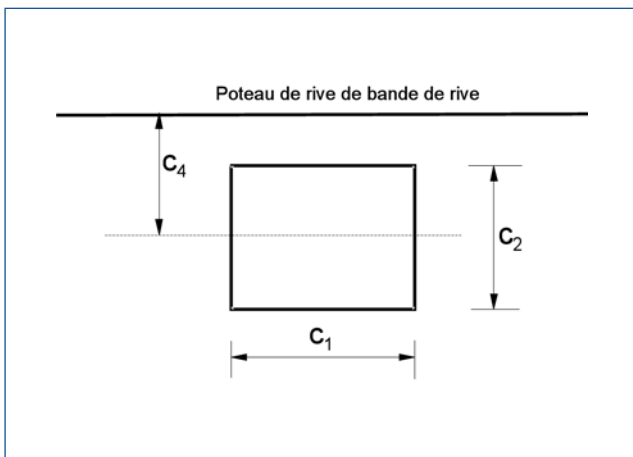


Fig. 7.12

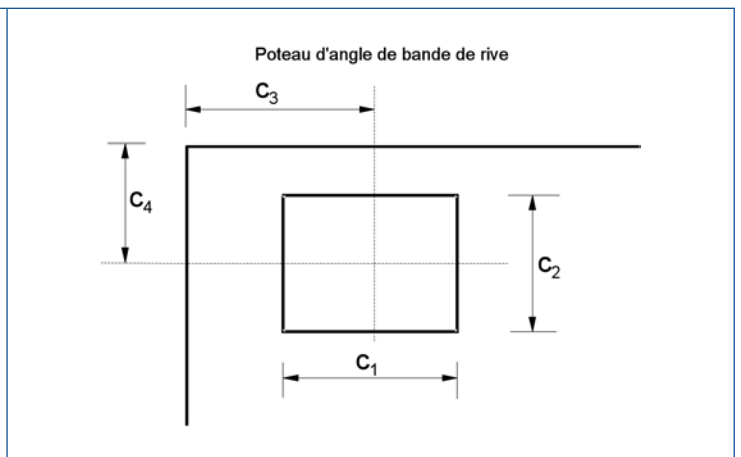


Fig. 7.13

Les poteaux peuvent être en retrait par rapport aux bords de dalle ou en saillie.

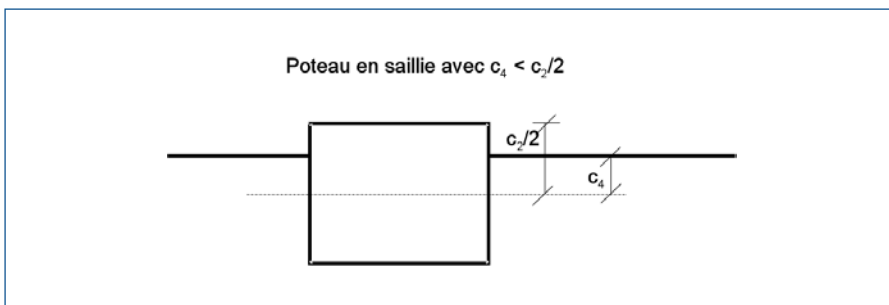


Fig. 7.14. Poteau en saillie

### Charge de calcul $V_{Ed}$ pour des poteaux de côtés $c_1$ et $c_2$

La charge à prendre en compte correspond à la réaction d'appui de la dalle sur les poteaux.

$\ell$  demi-somme des longueurs des travées situées de part et d'autre du poteau dans une direction

$L$  demi-somme des longueurs des travées situées de part et d'autre du poteau dans l'autre direction avec  $L \geq \ell$

$p = (1,35 g + 1,5 q) = \text{charge ELU}$

**Coefficient  $\beta$  de majoration de l'effort de poinçonnement pour tenir compte du chargement excentré** (présence d'un moment transmis par la poutre ou la dalle dans le poteau).

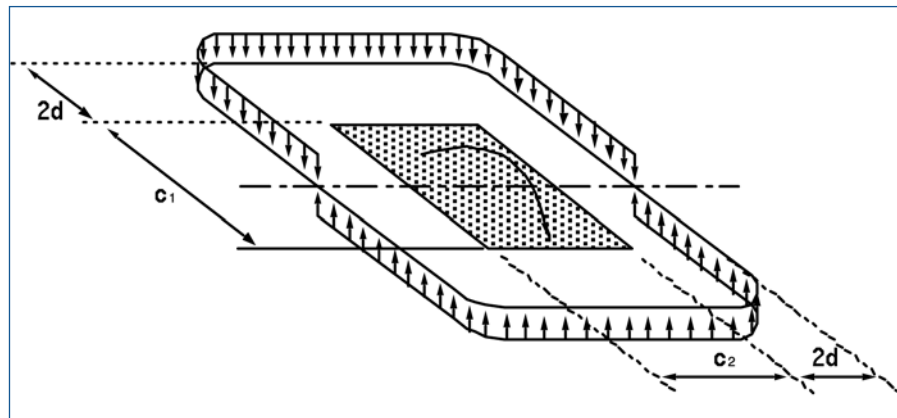


Fig. 7.15. Répartition des contraintes de cisaillement dues à un moment non équilibré sur poteau intérieur

À défaut de calcul plus précis, ou à défaut de connaître la valeur du moment, l'EC2-1-1 propose des valeurs forfaitaires données par la Fig. 7.16.

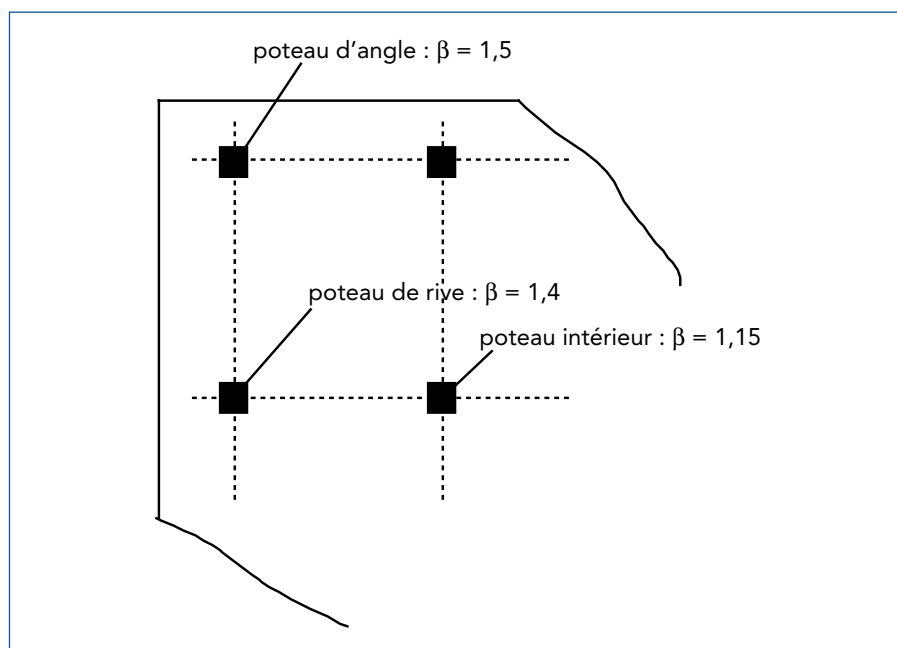


Fig. 7.16. Coefficients  $\beta$  forfaitaires

**Coefficient  $\mu$  de majoration des réactions d'appui des planchers-dalles sur les appuis voisins des appuis de rive**

Soit  $\mu$  le coefficient de continuité retenu pour l'appui voisin de l'appui de rive d'une poutre continue. Pour les Recommandations Professionnelles de l'EC2-1-1 par exemple :  $\mu = 1,10$  pour plus de deux travées.

Soit  $\beta$  le coefficient de majoration de l'art. 6.4.3 (6) de l'EC2-1-1 pour tenir compte de l'excentrement des charges (moment transmis par la poutre au poteau, même s'il n'est pas pris en compte dans les calculs).

En A, appuis voisins d'appuis de rive dans les deux directions :

$$V_{Ed} = \beta \cdot \mu \cdot p \cdot L \cdot \ell.$$

En B, appui voisin de l'appui de rive dans une seule direction avec  $\ell \leq L$  (sens N-S) :

$$V_{Ed} = \beta \cdot p \cdot \left[ \mu \cdot \frac{\ell^2}{2} + (L \cdot \ell - \frac{\ell^2}{2}) \right]$$

En C, appui voisin de l'appui de rive dans une seule direction avec  $\ell \leq L$  (sens E-W) :

$$V_{Ed} = \beta \cdot p \cdot \left[ \frac{\ell^2}{2} + \mu \cdot (L \cdot \ell - \frac{\ell^2}{2}) \right]$$

Ailleurs :  $V_{Ed} = \beta \cdot p \cdot L \cdot \ell$

$p$  = charge répartie uniforme sur la surface  $L \cdot \ell$ .

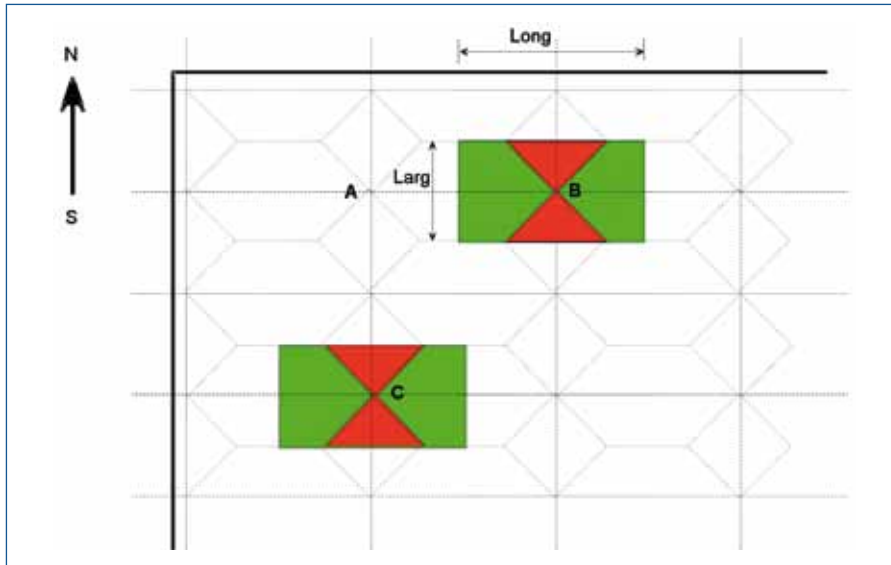


Fig. 7.17. Attribution des charges selon les lignes d'appui

## Poteau central de bande intermédiaire (Fig. 7.10)

### Au droit du poteau

Vérification du cisaillement<sup>6</sup> :  $v_{Edo} = \frac{V_{Ed}}{u_0 \cdot d} \leq v_{Rdmax} = 0,4v \cdot f_{cd}$

avec :  $d$  = hauteur utile de la dalle (en m)

$$u_0 = 2(c_1 + c_2)$$

$$v = 0,6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$$

### À une distance $2d$ du nu du poteau

Vérification du cisaillement :  $v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_1 \cdot d} \leq v_{Rd,c}$  pour une dalle non armée au poinçonnement,

avec :  $u_1 = 2(c_1 + c_2) + 4 \pi \cdot d$  (périmètre du contour)

$$v_{Rd,c} = v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cP}$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{0,2}{d}} \leq 2$$

$$k_1 = 0,10$$

$$\sigma_{cP} = \frac{P}{h}$$

$P$  = effort de compression dû à la précontrainte pour un m de largeur de dalle

6. Le coefficient 0,5 est devenu 0,4 d'après le Corrigendum n° 2.

On peut en général négliger l'expression  $\frac{C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100\rho_L \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c}$  devant  $v_{min}$ , du fait que  $\rho_L$  est très faible ou nul.

Si la condition de cisaillement n'est pas vérifiée, on dispose des armatures verticales (épingles, cadres, étriers ou dispositifs préfabriqués) depuis le poteau jusqu'à une distance  $d'_{out}$  du nu du poteau et espacées radialement de  $s_r$ . On adopte la disposition de ferrailage de la figure 6.22A de l'EC2 (Fig. D10).

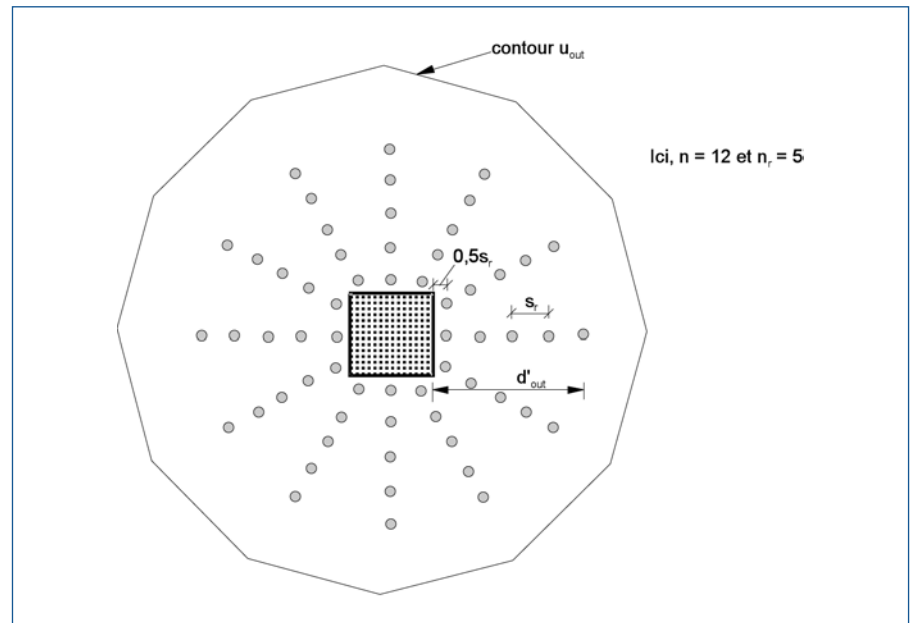


Fig. 7.18. Principe de répartition des armatures de poinçonnement en rayons et cours périphériques

$$\frac{A_{sw}}{s_r} = \frac{(v_{Ed} - 0,75v_{Rd,c}) \cdot u_1}{1,5f_{ywd,ef}}$$

$$f_{ywd,ef} = 250 (1 + d) \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

$$u_{out} = \frac{V_{Ed}}{v_{Rd,c} \cdot d} \quad \text{et} \quad d'_{out} = d_{out} - 1,5d = \frac{u_{out} - 4c}{2\pi} - 1,5d$$

$d'_{out}$  est la distance au nu du poteau du dernier périmètre d'armatures.

Espacement radial des cours périphériques d'armatures :  $s_r \leq 2d$  dans la zone au-delà de  $2d$  du nu du poteau et  $1,5d$  dans la zone située à moins de  $2d$  du nu du poteau.

On peut aussi augmenter la résistance au poinçonnement de la dalle en disposant un chapiteau. Ce cas est non traité dans le programme de l'Annexe F, voir programme spécifique (n° 104).

### Poteau d'extrémité de bande intermédiaire (poteau de rive) (Fig. 7.11)

#### Au droit du poteau

$$\text{Vérification du cisaillement}^7 : v_{Edo} = \frac{V_{Ed}}{u_0 \cdot d} \leq v_{Rdmax} = 0,5 v \cdot f_{cd}$$

$$\text{avec : } u_0 = \text{Min}[c_2 + 3d ; c_2 + 2c_1]$$

7. Le coefficient 0,5 est devenu 0,4 d'après le Corrigendum n° 2.

### À une distance $2d$ du nu du poteau

Vérification du cisaillement :  $v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_1 \cdot d} \leq v_{Rd,c}$  pour une dalle non armée au poinçonnement, avec :  $u_1 = c_1 + c_2 + 2c_3 + 2\pi \cdot d$  (périmètre du contour).

Si la condition de cisaillement n'est pas vérifiée, on dispose des armatures verticales depuis le poteau jusqu'à une distance  $d'_{out}$  du nu du poteau et espacées radialement de  $s_r$ .

$$\frac{A_{sw}}{s_r} = \frac{(v_{Ed} - 0,75v_{Rd,c}) \cdot u_1}{1,5f_{ywd,ef}}$$

$$u_{out} = \frac{V_{Ed}}{v_{Rd,c} \cdot d} \quad \text{et} \quad d'_{out} = d_{out} - 1,5d = \frac{u_{out} - c_1 - c_2 - 2c_3}{\pi} - 1,5d$$

$d'_{out}$  est la distance au nu du poteau du dernier périmètre d'armatures.

### Poteau intermédiaire de bande de rive (poteau de rive)

(Fig. 7.12)

Le calcul est le même que précédemment en permutant les axes  $O_x$  et  $O_y$ .

### Poteau d'angle (Fig. 7.13)

#### Au droit du poteau

Vérification du cisaillement<sup>8</sup> :  $v_{Edo} = \frac{V_{Ed}}{u_0 \cdot d} \leq v_{Rdmax} = 0,5 v \cdot f_{cd}$

avec :  $u_0 = \text{Min}[3d ; c_1 + c_2]$

#### À une distance $2d$ du nu du poteau

Vérification du cisaillement :  $v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_1 \cdot d} \leq v_{Rd,c}$  pour une dalle non armée au poinçonnement, avec :  $u_1 = 0,5c_1 + 0,5c_2 + c_3 + c_4 + \pi \cdot d$  (périmètre du contour).

Si la condition de cisaillement n'est pas vérifiée, on dispose des armatures verticales depuis le poteau jusqu'à une distance  $d'_{out}$  du nu du poteau et espacées radialement de  $s_r$ .

$$\frac{A_{sw}}{s_r} = \frac{(v_{Ed} - 0,75v_{Rd,c}) \cdot u_1}{1,5f_{ywd,ef}}$$

$$u_{out} = \frac{V_{Ed}}{v_{Rd,c} \cdot d} \quad \text{et} \quad d'_{out} = d_{out} - 1,5d = \frac{u_{out} - 0,5c_1 - 0,5c_2 - c_3 - c_4}{0,5\pi} - 1,5d$$

$d'_{out}$  est la distance au nu du poteau du dernier périmètre d'armatures.

8. Le coefficient 0,5 est devenu 0,4 d'après le Corrigendum n° 2.

### 7.10.5 Annexe – Extraits de la norme NF EN 1992-1-2 (EC2 Feu)

**5.2 (5)** Pour les armatures de précontrainte, la température critique est supposée être de 400 °C pour les barres et de 350 °C pour les fils et les torons. Cette hypothèse correspond approximativement à  $E_{d,fi} = 0,7E_d$ ,  $f_{p0,1k}/f_{pk} = 0,9$  et  $\gamma_s = 1,15$  (niveau de contrainte  $\sigma_{s,fi}/f_{p0,1k} = 0,55$ ).

Sauf vérification particulière réalisée conformément à la règle (7) (qui ne s'applique pas aux torons non adhérents), il convient d'augmenter la distance exigée de l'axe au parement,  $a$ , dans les éléments tendus, les poutres ou les dalles précontraints, de :

- 10 mm pour les barres de précontrainte, ce qui correspond à  $\theta_{cr} = 400$  °C ;
- 15 mm pour les fils et les torons précontraints, ce qui correspond à  $\theta_{cr} = 350$  °C.

...

(7) Pour les éléments tendus et les éléments sur appuis simples fléchis (excepté ceux avec des câbles non adhérents) pour lesquels la température critique n'est pas de 500 °C, la distance de l'axe au parement,  $a$ , donnée dans les Tableaux 5.5, 5.6 et 5.9 peut être modifiée comme suit :

a) Évaluer la contrainte dans l'acier  $\sigma_{s,fi}$  due aux actions en situation d'incendie ( $E_{d,fi}$ ) en utilisant l'Expression (5.2).

$$\sigma_{s,fi} = \frac{E_{d,fi}}{E_d} \times \frac{f_{yk}(20\text{ °C})}{\gamma_s} \times \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \quad \dots (5.2)$$

où :

$\gamma_s$  est le coefficient partiel de sécurité pour l'acier de béton armé ;

$\gamma_s = 1,15$  (voir la section 2 de l'EN 1992-1-1) ;

$A_{s,req}$  est la section d'acier nécessaire pour l'état limite ultime selon l'EN 1992-1-1 ;

$A_{s,prov}$  est la section d'acier réellement mise en place ;

$E_{d,fi}/E_d$  peut être évalué selon 2.4.2.

b) Évaluer la température critique de l'armature  $\theta_{cr}$  correspondant au facteur de réduction ;

$k_s(\theta_{cr}) = \sigma_{s,fi}/f_{yk}(20\text{ °C})$  en utilisant la Figure 5.1 (courbe de référence 1) pour l'acier de béton armé ou  $k_p(\theta_{cr}) = \sigma_{p,fi}/f_{pk}(20\text{ °C})$  en utilisant la Figure 5.1 (courbe de référence 2 ou 3) pour l'acier de précontrainte.

c) Ajuster la distance de l'axe au parement,  $a$ , donnée dans les tableaux pour la nouvelle température critique  $\theta_{cr}$  en utilisant l'équation approchée (5.3), dans laquelle  $\Delta a$  est la modification de cette distance en mm.  $\Delta a = 0,1 (500 - \theta_{cr})$  (mm) ... (5.3)

...

#### 5.7.2 Dalles sur appuis simples sans moment sur appui

Résistance au feu normalisé	Dimensions minimales (mm)			
	Épaisseur de la dalle $h_s$ (mm)	Distance $a$ de l'axe des armatures à la sous-face		
		un seul sens porteur	deux sens porteurs	
1	2	3	$l_y/l_x \leq 1,5$	$1,5 < l_y/l_x \leq 2$
REI 30	60	10*	10*	10*
REI 60	80	20	10*	15*
REI 90	100	30	15*	20
REI 120	120	40	20	25
REI 180	150	55	30	40
REI 240	175	65	40	50

$l_x$  et  $l_y$  sont les portées d'une dalle à deux sens porteurs (selon deux directions à angle droit),  $l_y$  étant la portée la plus longue.

Il convient de prendre en compte pour les dalles précontraintes, l'augmentation de la distance des axes d'armatures à la sous-face, conformément à 5.2(5).

La distance  $a$  des axes des armatures à la sous-face indiquée dans les colonnes 4 et 5 pour les dalles à deux sens porteurs concerne les dalles appuyées sur 4 côtés ; si tel n'est pas le cas, il convient de traiter les dalles comme des dalles à un seul sens porteur.

\* L'enrobage exigé par l'EN 1992-1-1 est normalement déterminant.

### 5.7.3 Dalles continues

(1) Les valeurs du Tableau 5.8 (colonnes 2 et 4) s'appliquent également aux dalles continues à un ou deux sens porteurs.

(2) Le Tableau 5.8 et les règles suivantes s'appliquent pour les dalles lorsque la redistribution longitudinale des moments n'excède pas 15 % pour le calcul à température ambiante. En l'absence de calculs plus rigoureux et lorsque la redistribution dépasse 15 %, ou lorsque les règles de cette Partie 1-2 ne sont pas respectées, il convient de considérer chacune des travées d'une dalle continue en tant que dalle sur appuis simples sans moment sur appuis en utilisant le Tableau 5.8 (respectivement, colonnes 2, 3, 4 ou 5).

Les règles de 5.6.3 (3) pour les poutres continues s'appliquent également aux dalles continues. Si ces règles ne sont pas respectées, il convient de vérifier chacune des travées d'une dalle continue en tant que dalle sur appuis simples sans moment sur appuis, comme indiqué ci-dessus.

**Note :** Des règles additionnelles sur la capacité de rotation sur appuis peuvent être fournies par l'Annexe Nationale.

(3) Il convient de prévoir des armatures en chapeau minimales  $A_s \geq 0,005 A_c$  au droit de chaque appui intermédiaire dans chacun des cas suivants :

- a) l'acier utilisé est de l'acier de béton armé formé à froid,
- b) dans le cas des dalles continues à deux sens porteurs, car le dimensionnement et les dispositions constructives retenues conformément à l'EN 1992-1-1 (voir par exemple, la section 9 de l'EN 1992-1-1) n'amènent pas de résistance à la flexion au niveau des appuis d'extrémité.

### 5.7.4 Planchers-dalles

(1) Les règles suivantes s'appliquent aux planchers-dalles lorsque la redistribution des moments selon la section 2 de l'EN 1992-1-1 n'excède pas 15 %. Dans les autres cas, il convient de définir les distances des axes d'armatures à la sous-face, comme dans le cas des dalles à un seul sens porteur (colonne 3 du Tableau 5.8) et de fixer l'épaisseur minimale d'après le Tableau 5.9.

(2) Pour les degrés de résistance au feu normalisé supérieurs ou égaux à REI 90, il convient qu'au moins 20 % des armatures en chapeau nécessitées par l'EN 1992-1-1 dans chaque direction au droit des appuis intermédiaires, soient continues sur toute la travée. Il convient de placer ces armatures dans la bande de plancher située au droit des poteaux.

(3) Il convient de ne pas réduire l'épaisseur minimale des dalles (par exemple, en tenant compte des revêtements de sol).

(4) La distance  $a$  représente la distance de l'axe de l'armature du lit inférieur à la sous-face.

**Tableau 5.9. Dimensions et distances minimales des axes des armatures à la sous-face pour les planchers-dalles en béton armé ou précontraint**

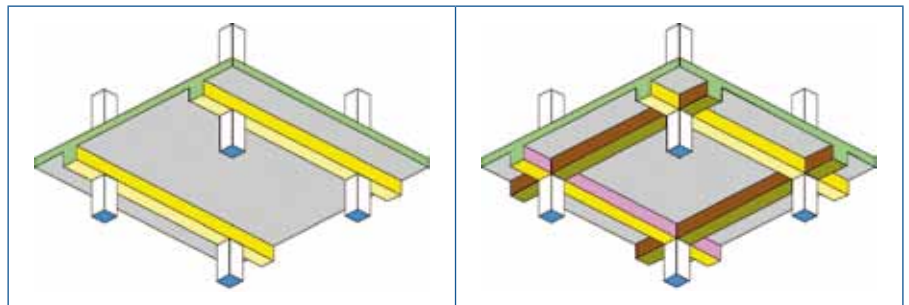
Résistance au feu normalisé	Dimensions minimales (mm)	
	Épaisseur de la dalle $h_s$	Distance $a$ de l'axe des armatures à la sous-face
1	2	3
REI 30	150	10*
REI 60	180	15*
REI 90	200	25
REI 120	200	35
REI 180	200	45
REI 240	200	50

\* L'enrobage exigé par l'EN 1992-1-1 est normalement déterminant.

### 7.10.6 Annexe – Logiciel de calcul sur Excel (disponible gratuitement sur [www.efbeton.com](http://www.efbeton.com))

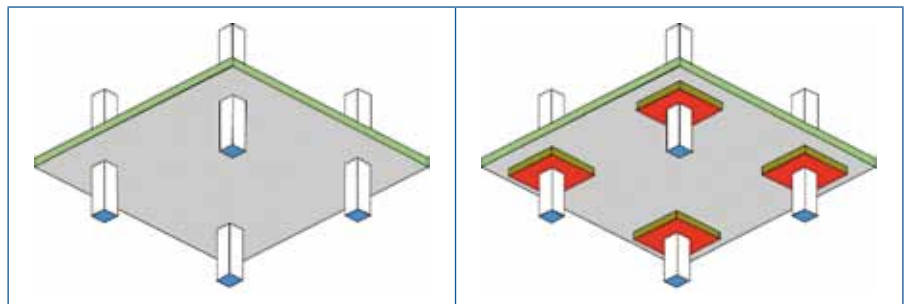
Ce programme permet de calculer :

- soit des dalles continues portant dans une ou deux directions appuyées sur des poutres (planchers à poutres) ;
- soit des dalles continues portant dans deux directions sans retombées de poutres (planchers-dalles).



**Dalles portant dans une direction  
posées sur poutres parallèles**

**Dalles portant dans deux directions  
posées sur poutres croisées**



**Plancher-dalle sans chapiteau**

**Plancher-dalle avec chapiteau**

Pour des portées et des charges imposées, les données qui permettent d'optimiser les quantités sont :

- l'épaisseur de la dalle ;
- les espacements des câbles ;
- la présence ou non de chapiteaux.

Ces paramètres permettent également de maîtriser les flèches et ainsi d'avoir des flèches pratiquement nulles en phase de service courant (charges quasi permanentes ou fréquentes).

Le programme vérifie :

- les contraintes de compression du béton ;
- les contraintes de traction en fonction du souhait d'avoir ou non des armatures passives (de béton armé) de traction ;
- le cisaillement d'effort tranchant pour les planchers à poutres ;
- le poinçonnement pour les planchers-dalles ;
- les déformations (flèches admissibles) ;
- l'ouverture des fissures.

Le mode d'emploi est intégré au programme, soit dans l'onglet « Mode d'emploi », soit par des commentaires qui apparaissent en survolant les cellules.





Dans le cas où des chapiteaux seraient nécessaires

largeur du chapiteau/portée = 0,15  
 épaisseur retombée chapiteau/épaisseur dalle = 1

Pour plus de précision sur les calculs des armatures et des chapiteaux, utiliser les programmes 104 ou 105

Dimensions et charges

N = 5 <= 15 nombre de travées (sans console)

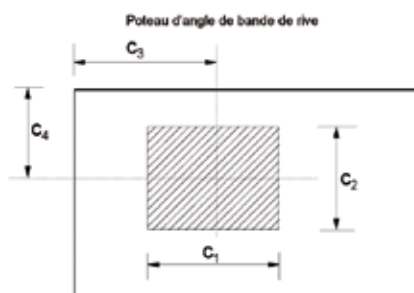
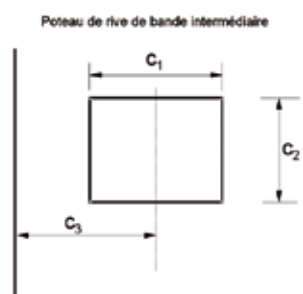
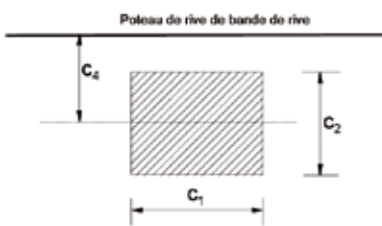
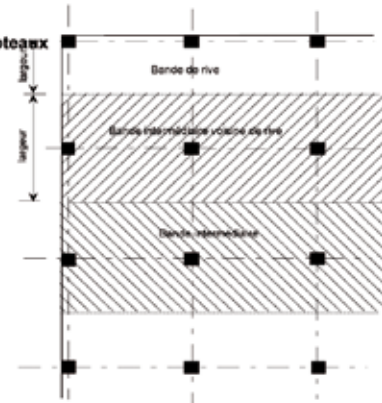
Travée	1	2	3	4	5																		
h*	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25																m	épaisseur de la dalle	
g <sub>1</sub>																						kN/m	charges perm. hors pp de la dalle
q	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5																	kN/m	charges variables
L <sub>axe</sub>	10	10	10	10	10																	m	portées entre axes

(\*) L'extrados est le même pour toutes les travées

Description des poteaux pour le poinçonnement et les "évanouissements" de précontrainte dans les poteaux

Largeur de la dalle = 1 m // Ox, =0 pour bande de rive, 1 pour bande interm. voisine de rive, =2=intermédiaire autre m // Oy

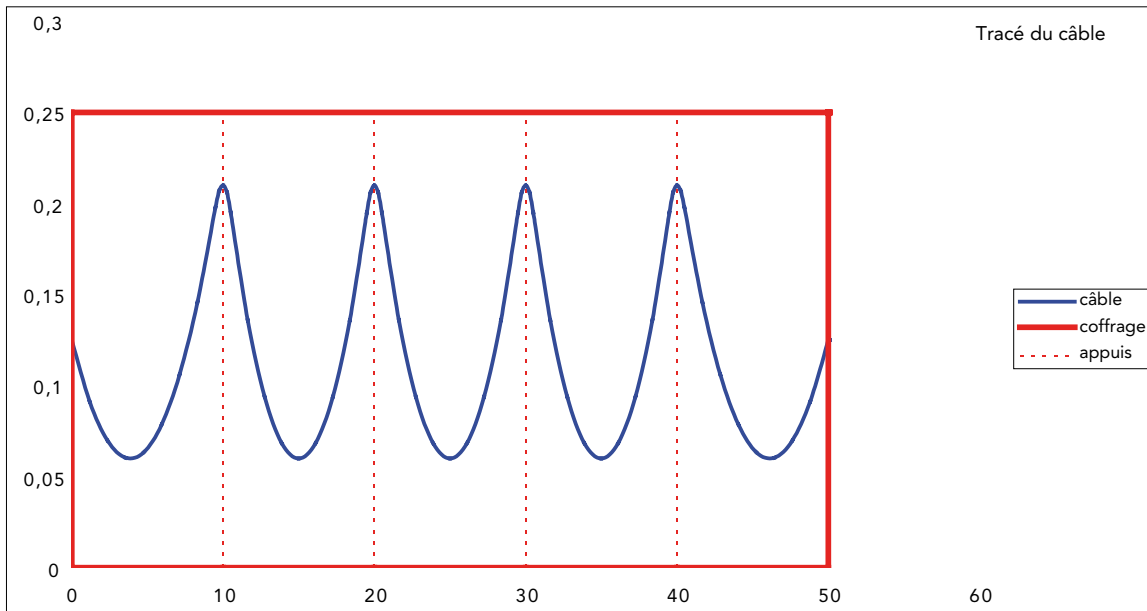
Poteaux		// Ox	// Oy	
intermédiaire		0,45	0,45	m
de rive		0,3	0,3	m
// Ox	c <sub>3</sub>	0,6		m
// Oy	c <sub>4</sub>	0,6		m ← ne rien écrire
ne pas remplir →	H <sub>poteau</sub>	2,5		m hauteur poteaux inférieur
ne pas remplir →	E <sub>c.poteau</sub>	31		GPa module d'Young poteaux



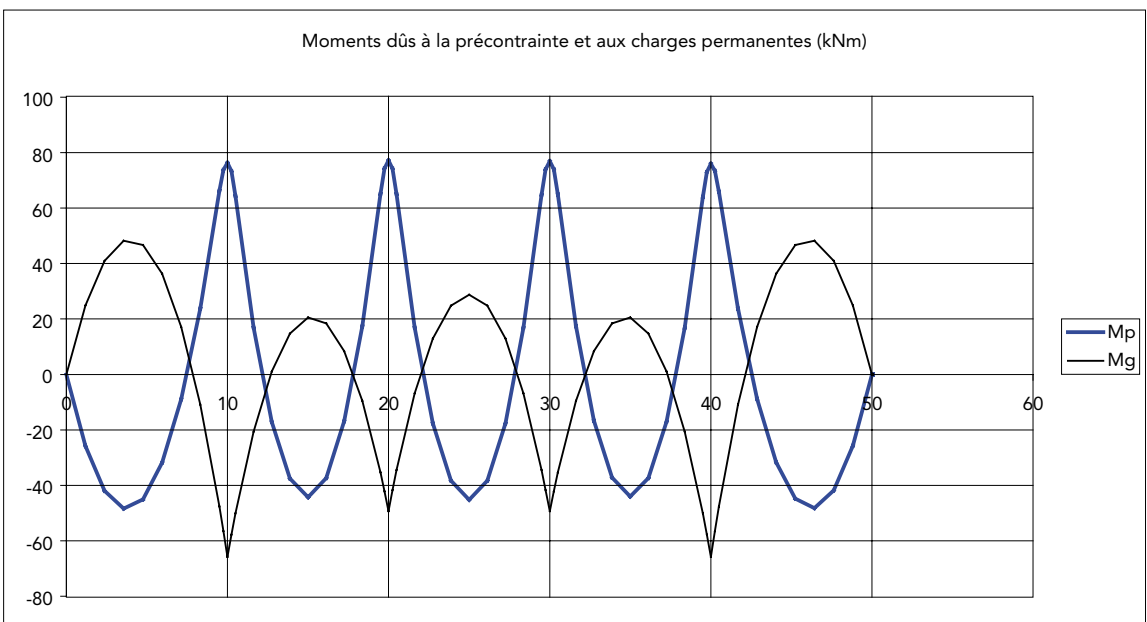
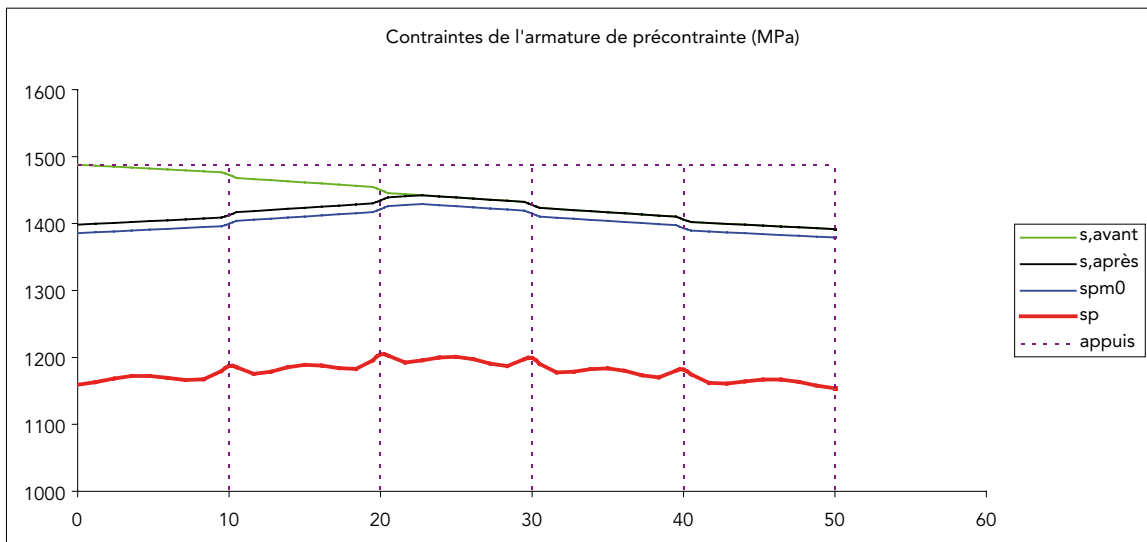
**Tracé du câble, contrainte, précontrainte et aciers passifs**

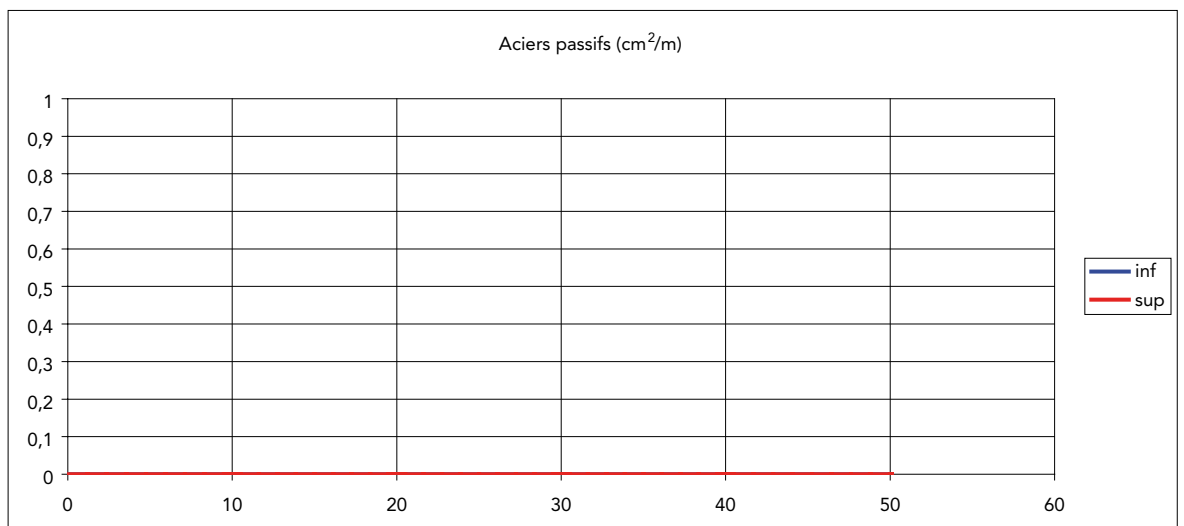
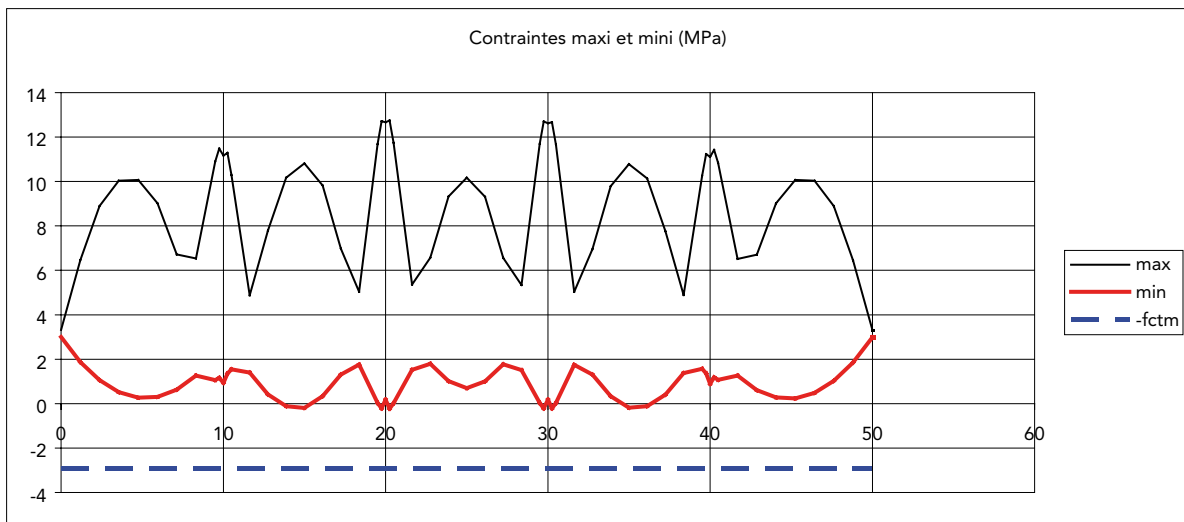
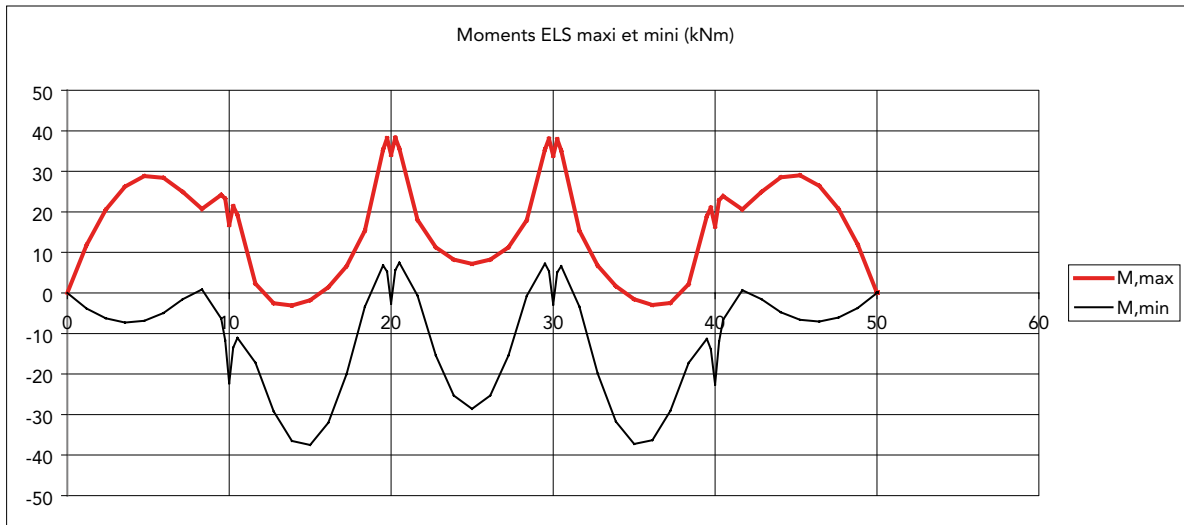
Détails-p. 1  
12/10/09

Abscisses		Cote z au-dessus du coffrage	Précontrainte		Aciers passifs	
absolue m	relative m		$\sigma_p$ MPa	$P_{final}$ MN	inf cm <sup>2</sup>	sup cm <sup>2</sup>
0,000	0,000	0,125	1159,1	0,7903	0,00	0,00
1,188	1,188	0,091	1163,0	0,7929	0,00	0,00
2,375	2,375	0,070	1168,5	0,7967	0,00	0,00
3,563	3,563	0,060	1172,1	0,7992	0,00	0,00
4,750	4,750	0,063	1172,3	0,7993	0,00	0,00
5,938	5,938	0,079	1169,5	0,7974	0,00	0,00
7,125	7,125	0,106	1166,2	0,7951	0,00	0,00
8,313	8,313	0,146	1167,4	0,7959	0,00	0,00
9,500	9,500	0,198	1179,9	0,8045	0,00	0,00
9,750	9,750	0,207	1184,5	0,8076	0,00	0,00
10,000	10,000	0,210	1187,1	0,8094	0,00	0,00
10,250	0,250	0,206	1187,5	0,8096	0,00	0,00
10,500	0,500	0,195	1185,5	0,8083	0,00	0,00
11,625	1,625	0,136	1175,3	0,8013	0,00	0,00
12,750	2,750	0,094	1178,7	0,8037	0,00	0,00
13,875	3,875	0,068	1185,4	0,8082	0,00	0,00
15,000	5,000	0,060	1189,0	0,8107	0,00	0,00
16,125	6,125	0,068	1187,9	0,8099	0,00	0,00
17,250	7,250	0,094	1183,8	0,8071	0,00	0,00
18,375	8,375	0,136	1182,9	0,8065	0,00	0,00
19,500	9,500	0,195	1195,7	0,8153	0,00	0,00
19,750	9,750	0,206	1201,4	0,8191	0,00	0,00
20,000	10,000	0,210	1204,5	0,8213	0,00	0,00
20,25	0,250	0,206	1204,9	0,8216	0,00	0,00
20,5	0,500	0,195	1202,9	0,8201	0,00	0,00
21,625	1,625	0,136	1192,5	0,8130	0,00	0,00
22,75	2,750	0,094	1195,8	0,8153	0,00	0,00
23,875	3,875	0,068	1200,0	0,8182	0,00	0,00
25	5,000	0,060	1201,1	0,8189	0,00	0,00
26,125	6,125	0,068	1197,4	0,8164	0,00	0,00
27,25	7,250	0,094	1190,7	0,8118	0,00	0,00
28,375	8,375	0,136	1187,2	0,8095	0,00	0,00
29,5	9,500	0,195	1197,6	0,8165	0,00	0,00
29,75	9,750	0,206	1199,6	0,8179	0,00	0,00
30	10,000	0,210	1199,2	0,8176	0,00	0,00
30,25	0,250	0,206	1196,0	0,8155	0,00	0,00
30,5	0,500	0,195	1190,4	0,8117	0,00	0,00
31,625	1,625	0,136	1177,7	0,8030	0,00	0,00
32,75	2,750	0,094	1178,6	0,8036	0,00	0,00
33,875	3,875	0,068	1182,7	0,8064	0,00	0,00
35	5,000	0,060	1183,8	0,8071	0,00	0,00
36,125	6,125	0,068	1180,1	0,8046	0,00	0,00
37,25	7,250	0,094	1173,5	0,8001	0,00	0,00
38,375	8,375	0,136	1170,1	0,7978	0,00	0,00
39,5	9,500	0,195	1180,2	0,8047	0,00	0,00
39,75	9,750	0,206	1182,2	0,8060	0,00	0,00
40	10,000	0,210	1181,7	0,8057	0,00	0,00
40,25	0,250	0,207	1179,2	0,8040	0,00	0,00
40,5	0,500	0,198	1174,6	0,8009	0,00	0,00
41,6875	1,688	0,146	1162,2	0,7924	0,00	0,00
42,875	2,875	0,106	1161,0	0,7916	0,00	0,00
44,0625	4,063	0,079	1164,3	0,7938	0,00	0,00
45,25	5,250	0,063	1167,1	0,7957	0,00	0,00
46,4375	6,438	0,060	1166,9	0,7956	0,00	0,00
47,625	7,625	0,070	1163,3	0,7932	0,00	0,00
48,8125	8,813	0,091	1157,7	0,7894	0,00	0,00
50	10,000	0,125	1153,9	0,7868	0,00	0,00



Longueur d'influence du recul à l'ancrage : 22,68 m pour un recul de 6 mm







# 8 Conclusion

La mise en application de la nouvelle réglementation européenne ouvre de nouvelles perspectives aux différents acteurs du marché. L'Eurocode 2 (NF EN 1992-1-1), qui permet maintenant de s'affranchir partiellement voire totalement des armatures passives, relance la compétitivité de la précontrainte par post-tension dans la construction de bâtiments.

Pour le **Maître d'Ouvrage** c'est la possibilité de disposer de surfaces permettant une occupation optimale des sols. C'est aussi la mise à disposition de volumes modulables sans obstacle permettant de s'adapter aux différentes utilisations potentielles durant la vie de l'édifice.

Pour l'**Architecte** c'est une plus grande liberté de conception qui autorise des structures originales et audacieuses.

Pour les **Bureaux d'études** et les **Entreprises générales** c'est une compétitivité accrue par rapport aux solutions traditionnelles. Précontraintes dans les deux directions du plan, les structures s'en trouvent simplifiées avec des mailles plus grandes sans retombées de poutre. Le tracé des réseaux et l'implantation des réservations nécessaires à leur passage sont notablement optimisés.

Enfin dans le bâtiment, la précontrainte par post-tension participe efficacement au développement durable en réduisant les quantités de matériaux utilisés et les émissions de CO<sub>2</sub> induites à la construction.

Le bilan énergétique de l'ouvrage est aussi amélioré par un meilleur rapport entre les volumes disponibles et la surface des façades pendant toute la durée de son exploitation.

## └ 8.1 Références



Hélistation de l'hôpital Purpan (Toulouse)



Ministère des Finances (Paris Bercy)



Planta Bayer Pilar (Argentine)



Moscone Center (San Francisco, USA)



Parking Centre Leclerc (Vandœuvre)



Hôtel Andersja (Pologne)



Elysian Center (Irlande)



Parking d'aéroport (Roumanie)



## 8.2 Lexique

Acier	matériau de caractéristiques élevées le plus couramment constitutif des armatures
Ancrage actif	organe d'extrémité d'un câble destiné à transmettre l'effort du câble sur le béton et sur lequel s'appuie le vérin lors de la mise en tension
Ancrage passif	organe d'extrémité d'un câble destiné à bloquer l'effort du câble sur le béton à l'extrémité opposée à l'ancrage actif
Armature active	câble constitué d'acier à très haute limite élastique mis en tension pour assurer l'effort de précontrainte
Armature passive	armature de béton armé qui ne subira d'effort de traction qu'après application des charges extérieures (permanentes lors du décoffrage) ou d'exploitation
Champignon	mot ancien pour désigner un chapiteau
Chapiteau	retombée en béton situé au droit d'un poteau destinée à augmenter l'épaisseur de la dalle et améliorer sa résistance au poinçonnement
Conduit	voir gaine
Coupleur	dispositif permettant le raboutage des deux extrémités d'un toron pour assurer la continuité de l'effort de traction pouvant permettre le bétonnage en plusieurs phases
ESP / EDS	entreprise distributrice spécialisée de précontrainte
Gaine	dispositif de protection de l'armature de précontrainte en PEHD ou en feuillard d'acier
Kit de précontrainte	voir unité de précontrainte
Mise en tension	opération destinée à tendre le câble et à le bloquer à son extrémité active (dans l'ancrage actif) au moyen d'un vérin
PEHD	polyéthylène haute densité
Pertes de précontrainte	diminution de l'effort de traction dans le câble due au frottement du toron sur sa gaine, au recul de la clavette lors de la mise en tension, au raccourcissement du béton sous l'action du retrait et du fluage, à la relaxation de l'acier
Plancher-dalle	dalle pleine appuyée directement sur les poteaux, sans poutres

Postcontrainte	précontrainte par post-tension
Post-tension	procédé de précontrainte par mise en tension de câbles après coulage du béton
Précontrainte	procédé qui consiste à comprimer le béton par des câbles tendus entre les deux extrémités d'une poutre ou d'une dalle, avant application des charges (poids propre et charges d'exploitation) et avant décoffrage et désétalement.
Précontrainte	<ul style="list-style-type: none"><li>– adhérente si la gaine est injectée d'un coulis à base de ciment</li><li>– non-adhérente si le câble est protégé par un produit souple (graisse ou cire)</li></ul>
Pré-tension	procédé de précontrainte par mise en tension de câbles avant coulage du béton (en préfabrication)
Toron	armature constituée en usine de 6 fils enroulés en spirale autour d'un fil central
Unité de précontrainte	l'ensemble des éléments devant assurer l'effort de précontrainte. En post-tension : câble, ancrages, gaine, produit de protection des armatures (coulis à base de ciment, cire, graisse)

## 8.3 Bibliographie

### Normes

NF EN 1992-1-1 – Eurocode 2, partie 1-1 – Règles générales et règles pour les bâtiments

NF EN 10080 – Aciers pour l'armature du béton – Aciers soudables pour béton armé - Généralités

Pr NF EN 10138-1 – Armatures de précontrainte – Partie 1 : prescriptions générales

Pr NF EN 10138-3 – Armatures de précontrainte – Partie 3 : torons

ETAG 013 European Technical Approval Guide – **Guide d'agrément** technique européen relatif aux procédés de précontrainte par post-tension

AC CWA 14646 Exigences relatives à la mise en œuvre de procédés de précontrainte par post-tension et à la qualification de l'entreprise distributrice spécialisée et de son personnel (CEN-Juin 2003)

## 8.4 Sites & liens

Programme de calcul

[www.efbéton.com](http://www.efbéton.com) – Feuille de calcul selon EC2

SEDIP

☞ [www.sedip.org](http://www.sedip.org)

FNTP

☞ [www.fntp.fr](http://www.fntp.fr)

ASQPE

☞ [www.asqpe.fr](http://www.asqpe.fr)



