

# Rapport d'expertise

## Ductilité des liaisons d'armatures



## Considérations liées au dimensionnement parasismique

Septembre 2006

Ce document comprend 8 pages.

### Table des matières

1	But et étendue de l'étude	2
2	Modélisations numériques	5
3	Conclusions et dispositions constructives recommandées	6
4	Bibliographie	8

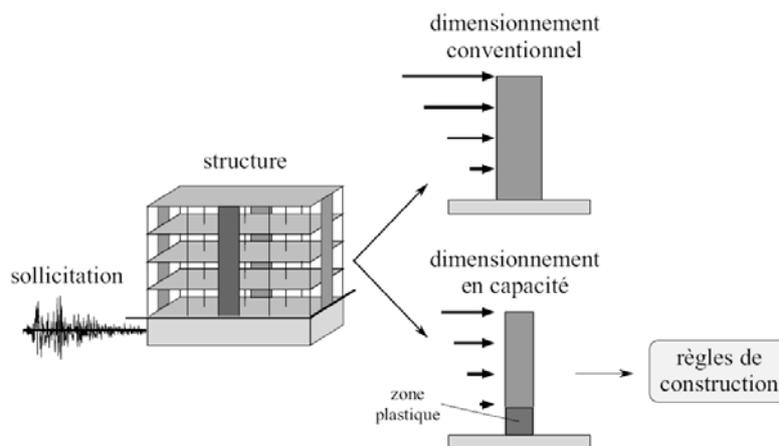
# 1 But et étendue de l'étude

## 1.1 Exigences normatives

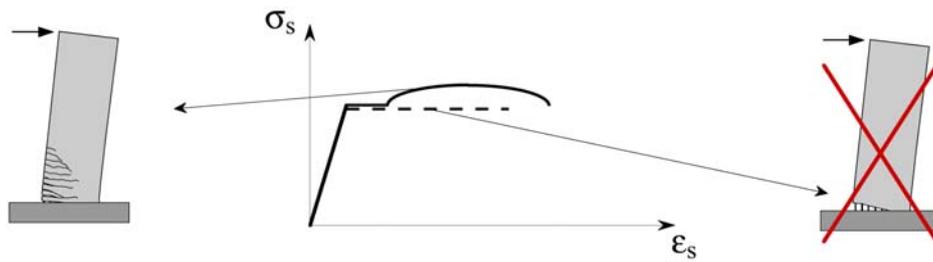
Les bases du dimensionnement parasismique se trouvent dans la norme SIA 260 [1]. La norme SIA 261 [2] définit les sollicitations sismiques, la répartition des ouvrages en différentes classes, les mesures de conception et dispositions constructives, ainsi que les méthodes d'analyse des structures. Les règles spécifiques pour la construction en béton figurent dans la norme SIA 262 [3].

Deux concepts fondamentaux de dimensionnement parasismique sont à notre disposition (cf. fig. 1.1). Suivant le concept de structure à comportement non ductile, le séisme est pris en compte de la même manière que les actions traditionnelles ou le vent. Aucune règle de dimensionnement particulière n'est à prendre en considération, il suffit d'appliquer les mesures de conception et les dispositions constructives adaptées (cf. tableau 27 - SIA 261). Compte tenu des faibles capacités de déformation et de dissipation d'énergie de la structure résultante, on choisit prudemment la valeur de son coefficient de comportement  $q$ . On prend  $q = 1.5$  pour tous les types de construction, à l'exception des ouvrages en béton armé utilisant des armatures de classes de ductilité B et C pour lesquelles la valeur  $q = 2.0$  est admise. Dans le concept de structure à comportement ductile, le dimensionnement est établi en capacité [4]. Pour qu'un fonctionnement plastique convenable se mette en place sous l'effet du séisme, des zones destinées à être plastifiées sont à placer dans la structure. Le but étant d'obtenir une déformation et une capacité de dissipation d'énergie suffisantes sous l'effort cyclique. Pour les armatures de classe de ductilité B la valeur du coefficient de comportement admise est  $q = 3.0$ , et pour celles de classe C  $q = 4.0$ .

Pour que les déformations ne se concentrent pas dans une fissure unique, au sein de la zone plastique (fig. 1.2 à droite), l'acier d'armature doit nécessairement disposer d'une capacité d'écroutissage (rapport  $R_m/R_e$ ) suffisante. Ainsi, tout accroissement de la charge aura non seulement pour effet d'augmenter l'ouverture de la première fissure, mais également d'ouvrir progressivement d'autres fissures, et les déformations locales seront réparties plus largement dans l'ouvrage.



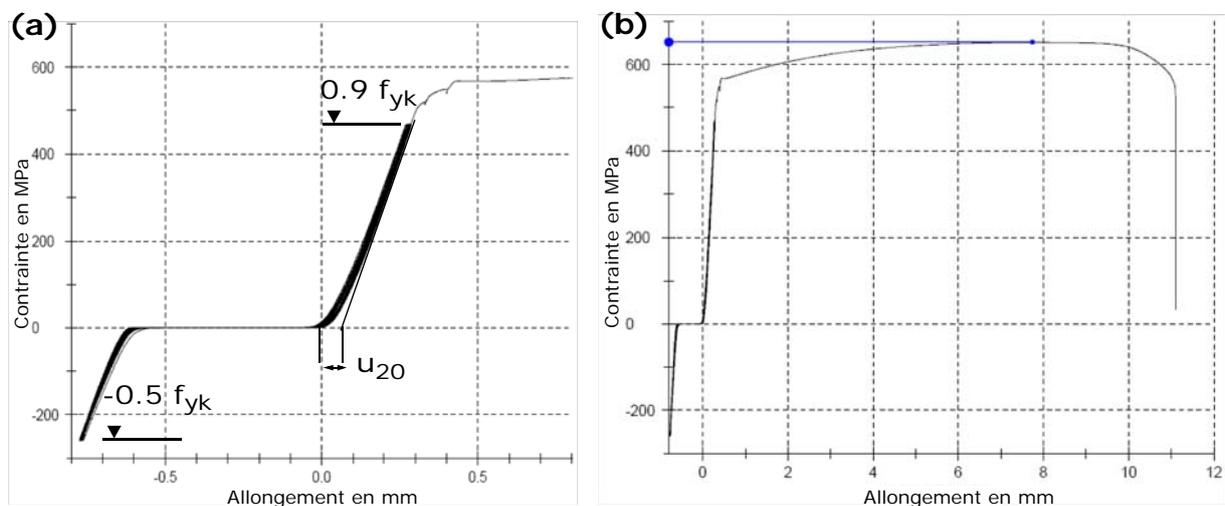
**Fig. 1.1** – Représentation schématique des différences essentielles entre le dimensionnement conventionnel et le dimensionnement en capacité; de [5].



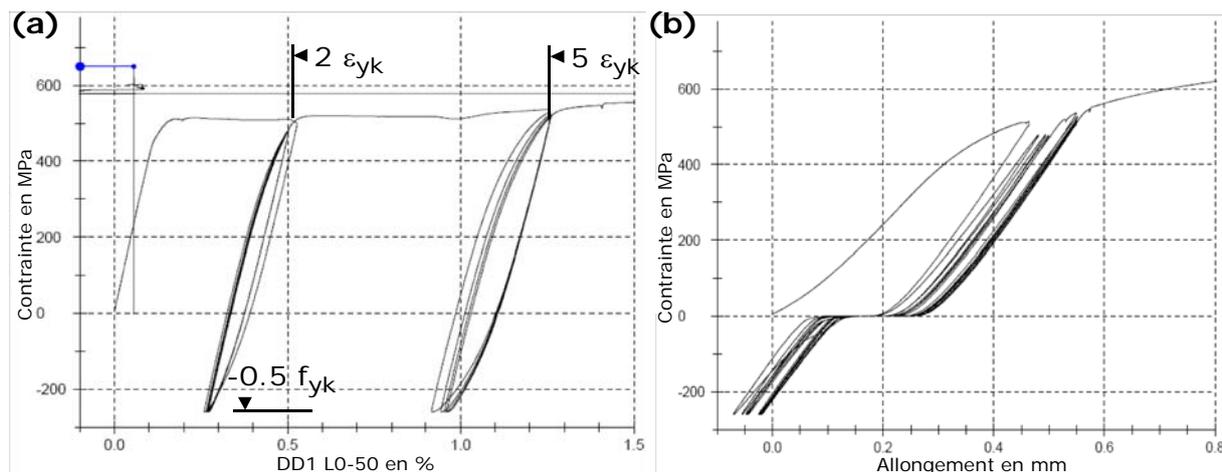
**Fig. 1.2–** Importance des caractéristiques de ductilité de l’acier d’armature pour le comportement plastique du béton armé; de [5].

Dans les refends (dissipation de l'énergie sismique dans les structures à comportement ductile) des zones de déformation plastique doivent être définies, dans lesquelles suivant SIA 262 - 5.7.3 "les joints de barres à liaisons mécaniques ne peuvent être utilisés que s'ils disposent d'une ductilité suffisante vérifiée par des essais". Plus généralement, le paragraphe 5.2.6.8 exige que l'efficacité de la liaison d'armature soit prouvée, ainsi que ses répercussions sur les propriétés des barres.

Actuellement, une norme d'essai européenne (CUAP) [6] concernant l'aptitude des liaisons d'armatures aux sollicitations sismiques, qui s'inspire fortement des prescriptions nord-américaines [7], est en cours d'élaboration. Les liaisons d'armatures doivent résister à plusieurs niveaux de sollicitation avant que leur rupture n'intervienne. Lors de l'essai de type "séisme moyen", la déformation permanente  $u_{20}$ , mesurée sur la courbe d'essai après 20 cycles entre la charge de traction  $+0.9 f_{yk}$  et la charge de compression  $-0.5 f_{yk}$ , ne doit pas dépasser la valeur de 0.3 millimètres, cf. fig. 1.3 (a). Lors de l'essai de type "séisme violent", la déformation permanente  $u_4$ , mesurée sur la courbe d'essai après 4 cycles entre la valeur d'allongement  $2 \varepsilon_{yk}$  et la charge de compression  $-0.5 f_{yk}$ , ne doit pas dépasser la valeur de 0.3 millimètres; la déformation permanente  $u_8$ , mesurée sur la courbe d'essai après 4 cycles additionnels entre la valeur d'allongement  $5 \varepsilon_{yk}$  et la charge de compression  $-0.5 f_{yk}$ , ne doit pas dépasser la valeur de 0.6 millimètres, cf. fig. 1.3 (b). C'est sur la base de ce projet de norme d'essai [6] que la ductilité des liaisons d'armatures face aux efforts cycliques dus aux séismes sera évaluée.



**Fig. 1.3–** 'Essai de type 'séisme moyen' sur Ø20 mm: (a) les 20 cycles de sollicitation; (b) le diagramme effort-déformation incluant la rupture.



**Fig. 1.4**– Essai de type ‘séisme violent’ sur Ø20 mm: (a) diagramme effort-déformation du pilotage de l’essai; (b) allongement dans la zone du coupleur.

## 1.2 But visé

Le but du présent projet de recherche est de déterminer, par des essais et par calcul, si la ductilité des liaisons d’armatures BARTEC® est conforme aux exigences du dimensionnement parasismique, de fournir des bases de calculs pour les projets dans lesquels leur utilisation est envisagée, et d’élaborer des recommandations en termes de dispositions constructives.

## 1.3 Étendue des essais

Les essais de traction sous sollicitations cycliques ont été réalisés à l’EMPA Dübendorf. Le nombre d’essais est donné dans le tableau 1.1.

Diamètre d’armature	Ø12 mm	Ø20 mm	Ø34 mm
Barres témoins	3	3	3
Barres témoins avec coupleur BARTEC®	3	3	3
Essais ‘séisme moyen’	3+1	3+1	-
Essais ‘séisme violent’	6	6	6

**Tableau 1.1**–Étendue des essais sous sollicitations cycliques; topar-S 500C et BARTEC®.

## 1.4 Résultats des essais

Comme le montre le rapport d’essais EMPA n° 443’127 [8], les 18 liaisons soumises à l’essai de type “séisme violent” respectent les valeurs requises par la CUAP [6] pour les déformations permanentes  $u_4$  et  $u_8$ . La résistance à la traction de toutes les liaisons testées, après application des cycles de charge, est supérieure à la valeur nominale de l’armature et également à la valeur moyenne de la résistance à la traction des barres de référence respectives. La rupture de toutes les liaisons testées se produit en dehors de la zone du coupleur, en partie courante de l’armature. Les valeurs requises pour les déformations permanentes  $u_{20}$  lors des 8 essais de type “séisme moyen” sont également respectées.

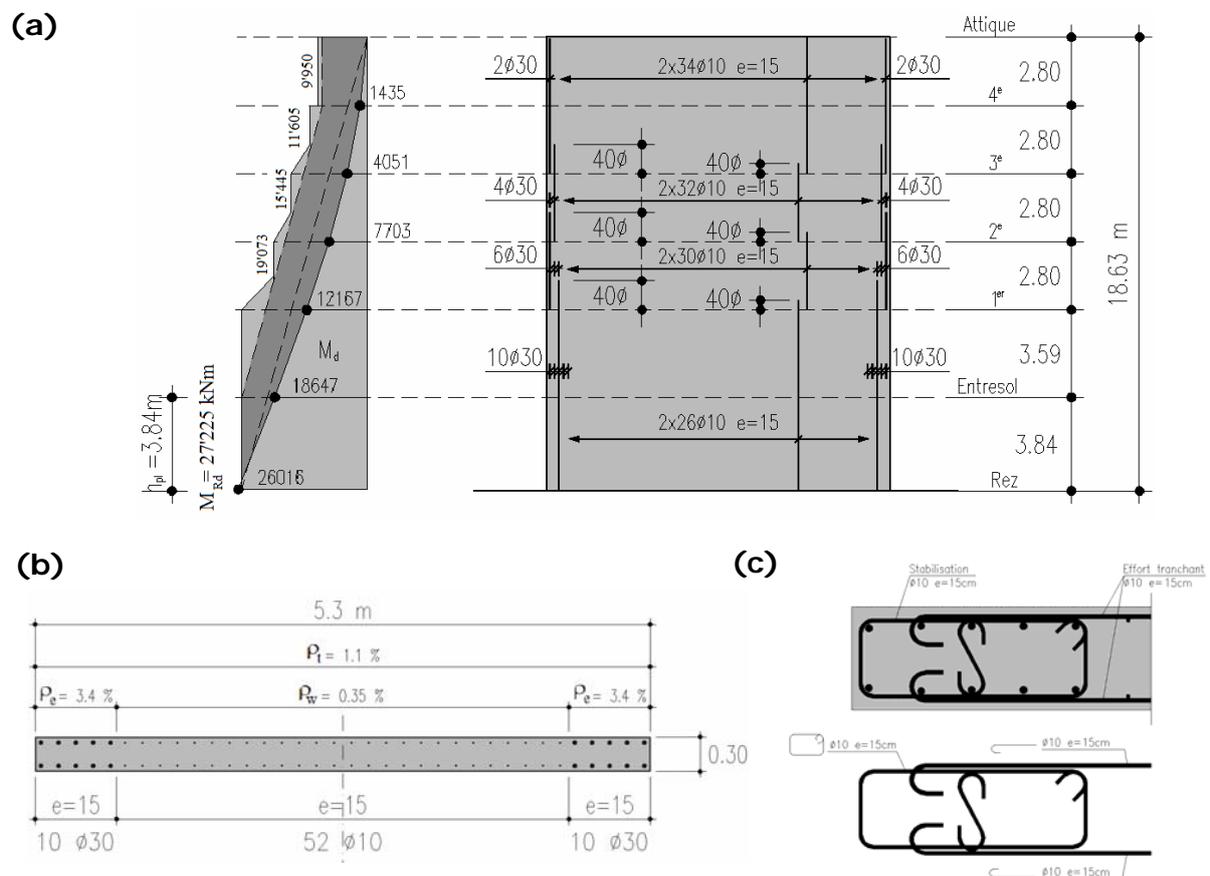
La preuve de l’aptitude au séisme sur la base de la CUAP [6] est donc établie pour les liaisons d’armatures BARTEC® testées, c’est à dire la gamme C.

## 2 Modélisations numériques

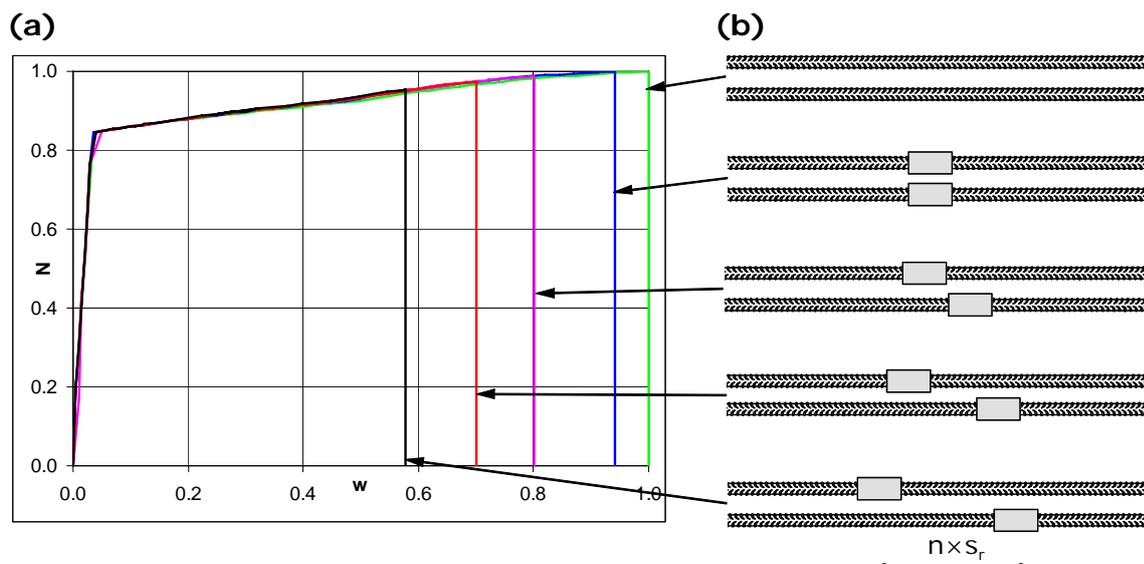
### 2.1 Calculs de déformation

Les modélisations numériques de déformation sont appliquées au cas concret d'un bâtiment de 7 étages, cf. fig. 2.1. La déformabilité d'une structure en béton armé étant déterminée essentiellement par l'allongement à la rupture disponible grâce à l'adhérence de l'armature dans le béton, la zone tendue du refend est assimilée à un tirant en béton armé. Les influences de la flexion et de l'effort tranchant sur le comportement en déformation de la zone tendue sont négligées. Pour simplifier les calculs, la hauteur de la zone plastique en pied de refend est fixée à  $h_{pl} = 3$  m. L'armature longitudinale ( $10 \text{ } \varnothing 30$  mm) est frettée par une armature transversale tous les 150 mm. Les distances entre fissures sous l'effort de traction sont ainsi limitées à un multiple de 150 mm. Les relations effort-déformation suivantes ont été utilisées: bilinéaire avec zone d'écrouissage [3], acier à dureté naturelle avec domaine d'écoulement important (correspond à l'armature topar-S 500C), acier transformé à froid.

La fig. 2.2 montre la capacité de déformation d'un tirant en béton armé de 3 m de long en fonction de la position des coupleurs dans différentes sections transversales. La représentation des relations effort-déformation dans la fig. 2.2 (a) indique que plus la distance entre 2 plans comportant des coupleurs augmente, suivant les dispositions de la fig. 2.2 (b), plus la capacité de déformation diminue. Si



**Fig. 2.1**– Cas concret de refend, suivant [9]: (a) effort de flexion et ferrailage; (b) concentration de l'armature dans les zones de rives; (c) armatures transversales.



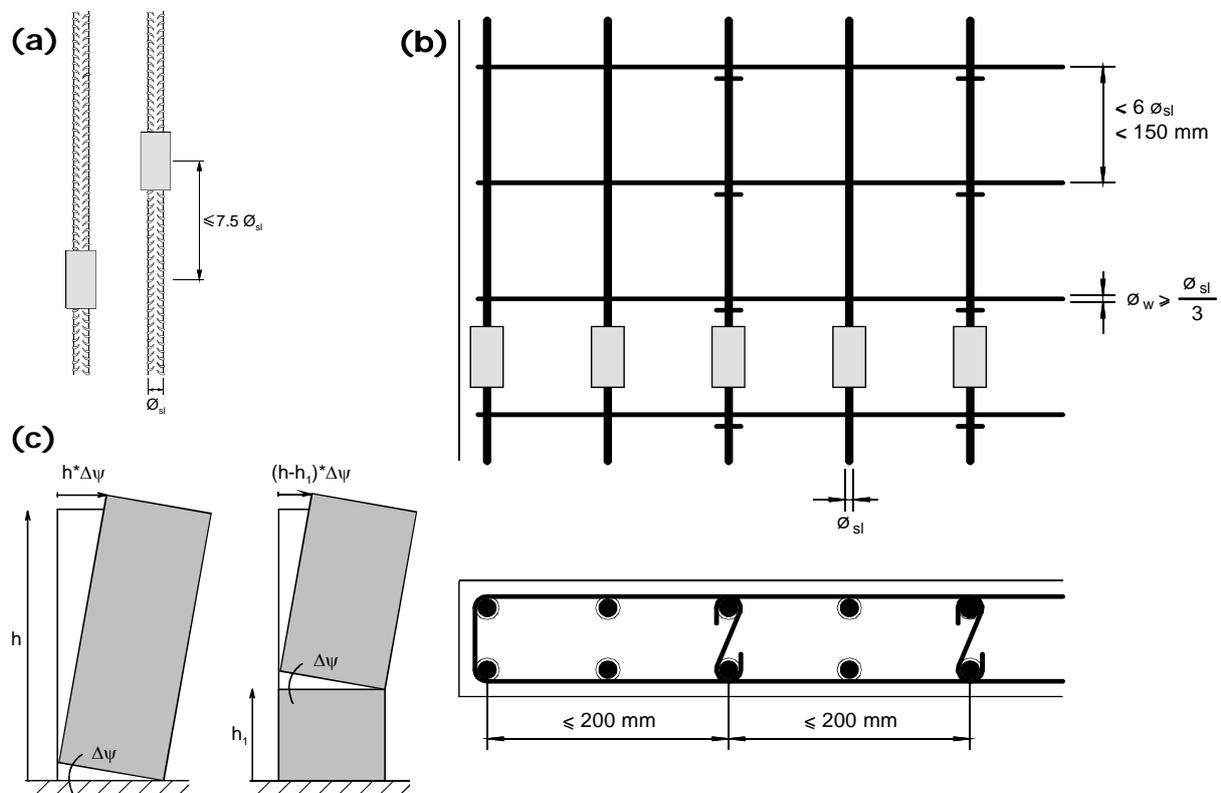
**Fig. 2.2**– Capacités de déformation en fonction de la position des coupleurs:  
(a) calcul de la relation effort-déformation,  $\varnothing 30$  mm et  $s_r = 150$  mm;  
(b) dispositions de coupleurs correspondantes.

tous les coupleurs sont placés dans le même plan, la capacité de déformation est réduite d'à peine 6 % par rapport à celle d'un élément sans coupleurs. Si les coupleurs sont espacés de 150 mm, la capacité de déformation est réduite de près de 14 % supplémentaires. Cette réduction de la capacité de déformation sera d'autant plus grande, que les groupes de coupleurs sont espacés ( $2 \times 150$  mm ou  $3 \times 150$  mm). Il ressort de l'ensemble des simulations numériques que la réduction de capacité de déformation est moindre pour des espacements de coupleurs les plus courts possibles. Ce comportement est dû à la différence de raideur entre l'armature seule et l'assemblage (armature + coupleur) dans la section transversale fissurée. En outre, l'écroûissage ne peut plus être pris en compte complètement et l'effort de traction maximal atteint s'amenuise.

### 3 Conclusions et dispositions constructives recommandées

- Les exigences du projet d'agrément technique européen [6], sur la base duquel les essais ont été réalisés, sont remplies. La preuve de la ductilité suffisante, requise par le paragraphe 5.7.3 [3], est donc établie. Ces résultats d'essais ne s'appliquent qu'aux armatures Topar-S 500C liaisonnées par le procédé BARTEC®.
- Tous les essais se sont soldés par une rupture de l'armature dans sa partie courante. La résistance et la capacité de déformation de l'armature sont donc conservées, de même que sa capacité d'écroûissage en domaine plastique. Les liaisons BARTEC® sont correctement dimensionnées pour les sollicitations statiques et cycliques, et n'affaiblissent pas l'armature.
- Dans la zone des coupleurs BARTEC®, la capacité de déformation de l'élément de béton armé est diminuée localement puisque l'assemblage (armature + coupleur) n'est pas sollicité dans le domaine plastique. Mais cette influence est minimale, et ce d'autant plus que les sections transversales dans lesquelles sont placés les coupleurs sont proches.

- Les coupleurs doivent être placés dans une même section transversale si cela n'affecte pas les conditions de bétonnage de l'élément (espace suffisant entre coupleurs). Dans le cas contraire, la réduction de la capacité de déformation de l'ouvrage sera minime en respectant la disposition de la fig. 3.1 (a). Le ou les plans contenant les coupleurs devraient être placés si possible dans le tiers supérieur de la zone plastique, cf. fig. 3.1. (c).
- Les sections contenant les coupleurs doivent, comme le reste de l'armature principale selon le paragraphe 5.7.3 [3], être correctement ancrées par des armatures transversales, cf. fig. 3.1 (b).
- Les dispositions constructives de la fig. 3.1 sont en principe également applicables à toute armature comparable au Topar-S 500C.
- Les dispositions constructives de la fig. 3.1 sont applicables à d'autres éléments d'ouvrages en béton armé, comme par exemple des piles de ponts, des liaisons entre fondations et superstructures.



**Fig. 3.1**– Dispositions constructives recommandées : (a) décalage (quand nécessaire) des coupleurs BARTEC® ; (b) frettage de l'armature principale; (c) influence de la hauteur à laquelle les coupleurs sont placés sur la déformation de l'ouvrage.

Rapperswil, le 27.09.2006

*A. Kenel*

Dr. A. Kenel

Par ordre de:

- BARTEC Systèmes Constructifs, 113, Cours Albert Thomas, F-69003 Lyon  
Tel +33 (0) 472 34 95 15  
Fax +33 (0) 472 34 95 35
- Davum Construction SA, Z.I. En Orlons, CH-1860 Aigle  
Infotel 0844 80 88 18
- Debrunner Acifer Management AG, Hinterlauben 8, CH-9004 St. Gallen  
Infotel 0844 80 88 18

## 4 Bibliographie

- [1] SIA, *norme SIA 260 - Bases pour l'élaboration des structures porteuses*, norme enregistrée en 2003, Société suisse des Ingénieurs et des Architectes, Zürich, 2003, 44 p.
- [2] SIA, *norme SIA 261 - Actions sur les structures porteuses*, norme enregistrée en 2003, Société suisse des Ingénieurs et des Architectes, Zürich, 2003, 114 p.
- [3] SIA, *norme SIA 262 - Construction en béton*, norme enregistrée en 2003, Société suisse des Ingénieurs et des Architectes, Zürich, 2003, 90 p.
- [4] Paulay T., Priestley M.J.N., *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley & Sons, 1992, 744 p.
- [5] Lestuzzi, P., "Dimensionnement parasismique", *documentation SIA D 0191 - exemples de dimensionnement suivant normes 260 et 261*, Hrsg. Dupraz P., Kenel A. et Lestuzzi P., 2004, p. 34 à 75.
- [6] DIBt, *Couplings for standardised reinforcing bars*, Common Understanding of Assessment Procedure CUAP, Deutsches Institut für Bautechnik, Second draft, May 2005, for Presentation to EOTA Technical Board for a European Technical Approval according to Article 9.2 of the Construction Products Directive, 2005, 22 p.
- [7] ICC Evaluation Service, *AC133-1004-R1 Proposed Revisions to the Acceptance Criteria for Mechanical Connectors for Steel Bar Reinforcement*, September 2004, 21 pp.
- [8] Belastungsversuche "Low-cycle fatigue test simulated violent earthquake" an BARTEC-Betonstahlkupplungen in Anlehnung an CUAP – Couplings for standardised reinforcing bars (second draft, May 2005), *EMPA Prüfbericht Nr. 443'127*, 18. Sept. 2006, 16 pp.
- [9] Lestuzzi P. et al., "Exemples d'après les normes SIA 261 et 262", *documentation SIA D 0191 - exemples de dimensionnement suivant normes 260 et 261*, Hrsg. Dupraz P., Kenel A. et Lestuzzi P., 2004, p. 76 à 104.