Université RWTH Aix-la-Chapelle

Université technologique de Luleå

ArcelorMittal Belval & Differdange

SSF-Ingenieure GmbH

RFCS RFS-P2-08065 INTAB+

Guide de Conception

Conception économique et durable des ponts mixtes avec culées intégrales

29.03.2011

Bien que toutes les précautions aient été prises pour assurer l'intégrité et la qualité de cette publication et les informations présentes, aucune responsabilité n'est assumée par les partenaires du projet et l'éditeur de tout dommage aux biens ou aux personnes à la suite de l'utilisation de cette publication et les informations contenues dans les présentes.

1ère Edition (version 0.2)
Copyright © 2010 par les partenaires du projet
Toute reproduction à des fins non commerciales est autorisée à condition de mentionner la source et l'avis est donné au coordonnateur du projet. Public distribution de cette publication disponible auprès de sources autres que les sites web ci-dessous nécessite l'autorisation préalable des partenaires du projet. Les demandes doivent être adressées au coordinateur du projet:

Université RWTH Aix-la-Chapelle
Institut des structures en acier
Mies-van-der-Rohe-Str. 1
52074 Aix-la-Chapelle
Allemagne
Téléphone: +49- (0) 241-80-25277
Fax: +49- (0) 241-80-22140
E-mail: stb@stb-rwth-Aix-la-Chapelle.de

Le document présent et d'autres liées au projet de recherche RFS-PR-04120 INTAB « Conception économique et durable des ponts mixtes avec culées intégrales » et le projet de dissémination successive RFS-P2-08065 INTAB+ « Conception économique et durable des ponts mixtes avec culées intégrales », qui ont été cofinancé par le Fonds de recherche du charbon et de l'acier (FRCA) de la Communauté européenne, peut être consulté gratuitement sur le site Web suivant:

http://www.bridgedesign.de

Les rapports du projet seront disponibles dans un proche avenir gratuitement dans la librairie de l'UE:

http://bookshop.europa.eu

Photo de couverture:

BAB A8 structure du pont 5, près de Harlaching, Allemagne, 2010 (© RWTH)

Préface

Ce guide de conception est le résultat du projet de recherche RFS-PR-04120 INTAB « Conception économique et durable des ponts mixtes avec culées intégrales » (Feldmann, et al, 2010) et le projet de dissémination successive RFS-P2-08065 INTAB+ « Conception économique et durable des ponts mixtes avec culées intégrales » (Feldmann, et al, 2012) qui ont été cofinancé par le Fonds de recherche du charbon et de l'acier (FRCA) de la Communauté européenne**.**

Dans le cadre du projet de recherche FRCA des connaissances essentiels ont été acquis pour renforcer la compétitivité de l'acier et les ponts composite avec culées intégrales et qui ont été incorporé dans ce manuel de conception, qui a été également présenté dans le cadre de plusieurs séminaires.

Les auteurs de ce guide de conception remercient avec gratitude le Fonds de recherche du charbon et de l'acier (FRCA) de la Communauté européenne pour son soutien financier et ses subventions.

Markus Feldmann, Johannes Naumes, Daniel Pak
RWTH Aix-la-Chapelle Université, Institut de structures en acier (RWTH)

Milan Veljkovic, Jörgen Eriksen
Université de technologie de Luleå, Division des structures en acier (LTU)

Oliver Hechler, Nicoleta Popa
ArcelorMittal Belval & Differdange (AM R&D)

Günter Seidl, Anton Braun
SSF Ingenieure (SSF)

Les auteurs tiennent à remercier les partenaires du projet original INTAB « Conception économique et durable des ponts mixtes avec culées intégrales » pour leur contribution technique à ce guide de conception. En particulier, merci à

Martin Nilsson
Université de technologie de Luleå, Division des structures en acier (LTU)

Peter Collin, Olli Kerokoski, Hans Petursson
Ramböll Sverige AB (Ramböll)

Max Verstraete, Carl Vroomen
Université de Liège, ArGEnCo Département (ULg)

Mike Haller
ArcelorMittal Belval & Differdange (AM R&D)

Aix-la-Chapelle, mai 2010

Table des matières

1 Introduction 1

1.1 Motivation 1

1.2 Avantages 2

1.3 Domaine d'application 3

1.4 Philosophies 4

1.5 Systèmes 5

1.6 Matériaux et sections transversales 7

2 Définition du pont / parties du pont 10

3 Vue d'ensemble de la conception / Organigramme 11

4 Préface / Introduction 12

4.1 Les caractéristiques du sol (sol dur, sol mou, valeurs) 12

5 Dimensions 13

5.1 Disposition de la fondation 13

6 Système de construction 18

6.1 Superstructure: modèle grille / recommandations pour la conception 18

6.2 Sous-Structure 19

6.3 Les étapes de la construction 22

7 Valeurs des sections transversales 25

7.1 Zone fissurée 25

7.2 Classification des sections transversales 26

7.3 Largeur utile pour la vérification des sections transversales 26

7.4 Le fluage et le retrait du béton 26

8 Charges caractéristiques 28

8.1 Actions 28

8.2 Charges du au trafic sur le remblai 29

8.3 Charge / sol derrière le mur arrière de culée 29

8.4 Charges de température 32

9 Conception de la sous-structure 34

9.1 Conception des pieux 34

9.2 Calcul de la connexion pile-culée 36

10 État limite de service (ELS) 43

10.1 Ponts-routes 44

10.2 Ponts ferroviaires 45
11 État limite ultime (ELU) 47
12 État limite de fatigue (ELF) 48
12.1 Généralités 48
12.2 Fatigue à cycles de fréquence faible des pieux en acier 48
12.3 Pieux tubulaires 51
13 Conception de détails / conception locale 53
13.1 Le coin de cadre 53
13.2 Les détails de la connexion 59
13.3 Dalle d'approche 60
14 Pre-contre-fléchage 68
Annexe 1: Détermination des coefficients de pression des terres 69
15 Liste des références 74
16 Liste des figures 78

1 Introduction

1.1 Motivation

Les ponts sont d'une importance vitale pour l'infrastructure européenne et les ponts en composite est déjà devenu une solution populaire dans de nombreux pays et une alternative bien établie de ponts en béton. Leur compétitivité dépend de plusieurs circonstances telles que les conditions du site, les coûts locaux de matériel et de personnel et de l'expérience de l'entrepreneur. Un avantage remarquable de ponts mixtes par rapport aux ponts en béton, est que les poutres en acier peuvent supporter le poids du coffrage et du béton frais lors de la coulée.

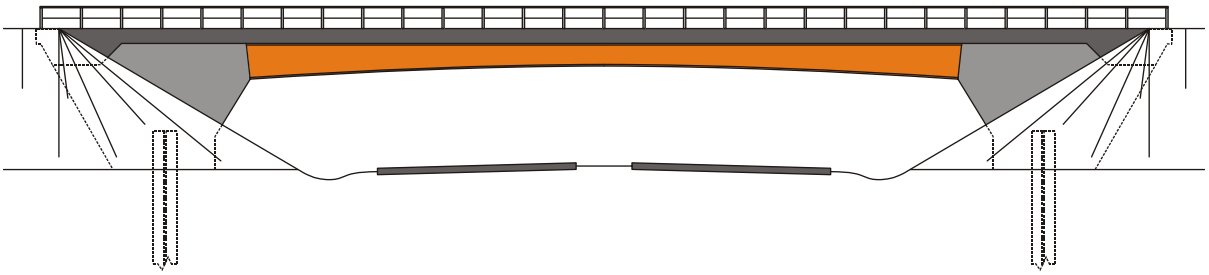


Figure 1-1: Pont mixte avec culées intégrales

Un autre avantage majeur est le gain de temps de construction, ce qui réduit la perturbation du trafic, et fait économisé de l'argent à l'entrepreneur, mais encore plus pour les usagers de la route, un fait que pendant longtemps a été négligé. Récemment, ce facteur attire de plus en plus l'attention, parce que les dernières études montrent la nécessité de prendre en compte au moment de la décision pour un type de pont spécifique, non seulement les coûts de production mais aussi le temps de construction et les coûts de maintenance.

Ainsi, aujourd'hui les exigences suivantes sont imposées sur les structures du pont, qui sont toutes pris en charge par la construction de ponts mixtes

- faibles coûts de production et d'entretien
- court délai de construction, des économies de coûts pour les perturbations du trafic
- construction du pont sans interférences importante avec la circulation au-dessous
- perturbation du trafic réduit au minimum pour l'entretien

Tous ces besoins sont aussi satisfaits par les ponts à culées intégrales. En outre, ce type de pont offre la possibilité de surclasser les ponts traditionnels avec des joints de transition parce que les coûts de production et d'entretien sont réduits, mais permettent aussi d'économiser sur les coûts économiques et socio-économiques.

- La superstructure peut être conçue assez élancé, ce qui diminue la hauteur de construction et les travaux de terrassement. Cela conduit à une nouvelle diminution de la matière, de fabrication, de transport et des coûts de construction.
- A certaines portées, les ponts-cadre permettent l'élimination de l'appui du milieu. Cela simplifie la construction du pont, sans ingérence essentiel de la circulation sous le pont, parce que la route ne doit pas être fermée.
- Dû à l'absence de roulements et de joints, les coûts d'entretien peuvent être diminués de manière significative.

Ce guide de conception s'adresse aux designers, constructeurs, propriétaires et des autorités pour les aider pendant toute la procédure de prise de décision, planification, la conception et la construction de ponts à culées intégrales.

Figure 1-2: Pont mixte à culées intégrales par SSF, A73 (Munich), Allemagne

1.2 Avantages

Au fil des ans, les ingénieurs ont pris conscience des inconvénients liés à l'utilisation de joints de dilatation et les roulements. Les joints sont coûteux à acheter, installer, entretenir et réparer. Les joints et les roulements d'expansion défectueux peuvent aussi conduire à des dommages structurels imprévus. Ces problèmes avec les joints sont une des principales raisons pour lesquelles l'intérêt pour les culées intégrales est grandissant. Les avantages sont:

Coûts de construction: Il est souvent plus économique de construire des ponts à culées intégrales au lieu des ponts avec des roulements et des joints. Le temps de construction peut souvent être réduit, puisque moins de piles sont nécessaires, et le temps d'installation des joints de dilatation et des roulements sont éliminés. Dû à la superstructure encastrée, la construction de la culée, en particulier sa fondation, devient plus économique parce que le pilier est fixé dans le sens horizontal. Les charges horizontales, telles que la pression du sol et les forces de rupture de véhicules / trains sont reportés directement de la superstructure dans le sol.

Coûts d'entretien: La fuite des joints de dilatation est l'une des raisons les plus communes des problèmes de corrosion. Les joints de dilatation

et les roulements doivent être entretenus, réparés et remplacés. Les ponts intégrales n'ont pas de joints de dilatation ou de roulements et sont donc moins coûteux à entretenir.

Coûts de transformation: Il est plus facile et moins coûteux de modifier un pont intégrale, par exemple l'élargissement du pont.

Qualité de la conduite: Aucuns joints de dilatation, cela veut dire aucun moyen de remonter quand les véhicules entrent ou sortent d'un pont. Cela donne un roulement plus doux pour les passagers et le niveau de bruit est réduit.

Résistance aux séismes: La cause la plus commune des dommages d'un pont en cas de séisme est la perte de la poutre de soutien. Ce problème est éliminé dans une construction d'un pont intégrale.

1.3 Domaine d'application

En général, les ponts intégrales sont définis comme

- ponts à travée unique ou continus à travées multiples
- construit sans joints de tablier mobile transversal aux pieux ou culées

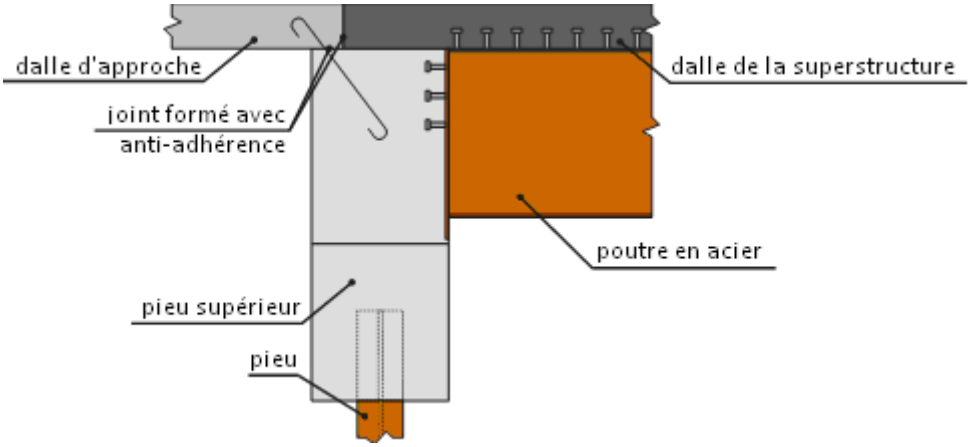


Figure 1-3: Concept de la culée intégrale

Les ponts semi-intégrales sont définis comme

- ponts à travée unique ou continus à travées multiples
- avec des culées appuyées sur des fondations rigides
- avec une superstructure qui se déplace longitudinalement indépendant par rapport aux culées

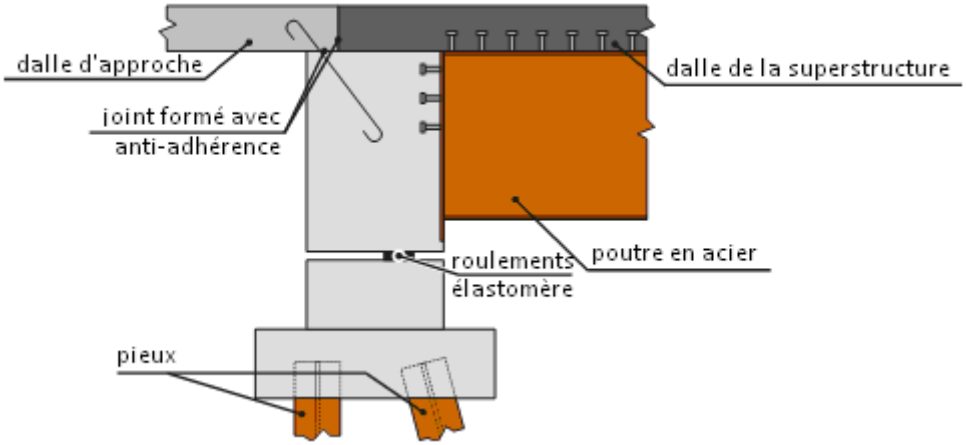


Figure 1-4: Concept culée semi-intégrale

1.4 Philosophies

Les ponts à culées intégrales peuvent être conçus généralement sur une base deux concepts différents

1. Faible rigidité en flexion des pieux / faible degré de contrainte

Majoritairement aux Etats-Unis, les culées et les piles sont soutenu par des rangées simples de pieux flexibles. La structure du pont peut être considérée comme un cadre continu. Comme les colonnes sont assez souples, la superstructure continue peut avoir des supports simples ou articulés. Par conséquent, sauf pour la conception de la continuité des connexions au niveau de culées et des piles, l'action de cadre peut être ignorée lors de l'analyse de la superstructure pour les surcharges permanentes et variables (Burke Jr, 2009). Par ailleurs, comme seuls des moments faibles doivent être menés par le coin de culée, la conception de ce détail devient assez simple.

2. Haute rigidité en flexion des pieux / haut degré de contrainte

Figure 1-5: BAB A8 structure du pont 5 (SSF), fondation avec rigidité à la flexion élevée

Plus élancée est la superstructure, plus la sous-structure du système doit être rigide (Braun, et al., 2006). Afin d'augmenter le moment d'angle du pont et de déplacer le domaine de moment, le membre horizontal (la superstructure continue) est en partie retenue par les membres verticale rigide. Sur la base de ce concept, des structures élancées sans appuis au milieu peuvent être conçu (Figure 1-5). Des valeurs de référence pour l'élancement des ponts routiers ainsi que pour les ponts-rails sont indiqués dans le

Tableau 1.1.

Tableau 1.1: L'élancement commun de superstructures pour ponts routiers et ponts-rails (Braun, et al., 2006)

	construction	culée $l_{sup}/h_{culée}$	domaine $l_{sup}/h_{domaine}$	sans jarret $l_{sup}/h_{domaine}$
Ponts routiers	béton armé	12-18	20-25	18-21
	béton précontraint	15-19	24-30	20-25
	mixte	15-19	25-35	21-25
Ponts-rails	béton armé	10-15	20-25	16-18
	béton précontraint	15-20	20-25	-
	mixte	15-18	25-30	18-21

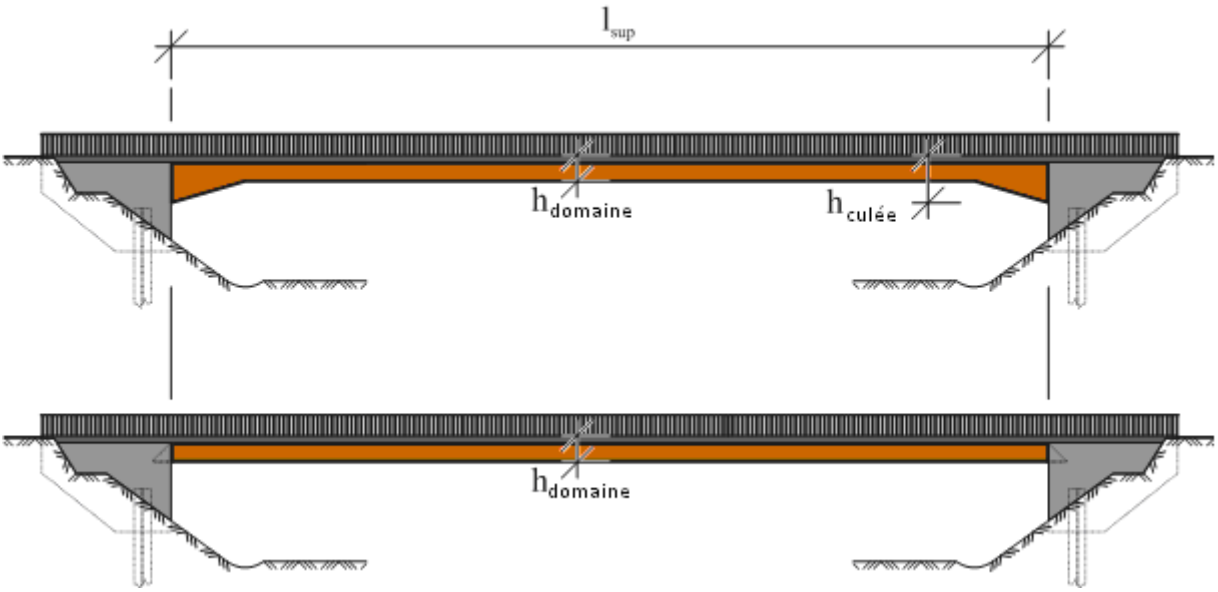


Figure 1-6: Pont à culée intégrale, définition d'élancement (avec / sans jarret)

1.5 Systèmes

Le cadre typique s'étant sur 1 domaine et est établi sur des pieds (Figure 1-7). En cas de grandes portées, un pied est préférable pour sa fondation horizontale flexible et, parce que les contraintes résultant de la température et l'abaissement des piliers peut être absorbé dans une meilleure façon par une structure élastique.

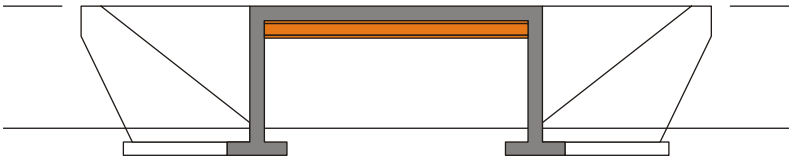


Figure 1-7: Pont à culée intégrale

Pour des raisons esthétiques mais aussi pour améliorer les conditions pour les véhicules, une réalisation des culée inclinée est possible (Figure 1-8). En inclinant les culées vers l'arrière on crée un moment effectivement à mi-portée plus petit, comme la superstructure est dimensionné à portée l_{s2} qui se traduit en optiquement très mince superstructures.

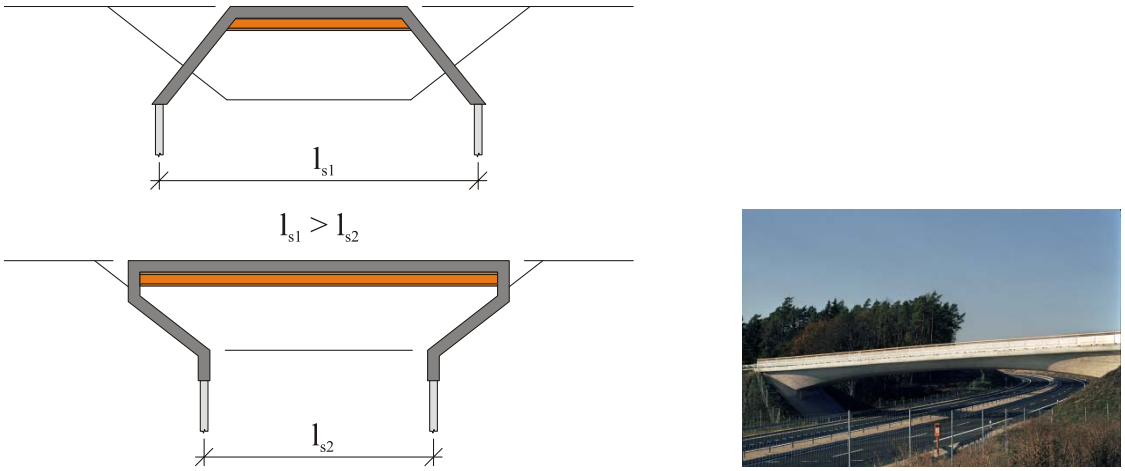


Figure 1-8: Pont à culée intégrale avec des culées inclines

En cas de structures à travées multiples, il est également conseillé dans tout les cas de fixer les piliers et les culées sur des pieds (Figure 1-8). Par ailleurs, les culées peuvent être dissociées de la superstructure par des roulements; ce que l'on appelle une structure semi-intégral (Figure 1-10). Bien que, ce genre de système de roulement perd certains avantages. Les grandes forces du au freinage du trafic ferroviaire, par exemple, peuvent être absorbées seulement par les piliers en bloc au-dessous des piles avec des déformations acceptables. Avec une culée intégrale, les forces de freinage sont transférées directement par le pilier en bloc en dessous de la culée dans le talus (Figure 1-11).

Figure 1-9: Pont à culée intégrale et à travées multiples

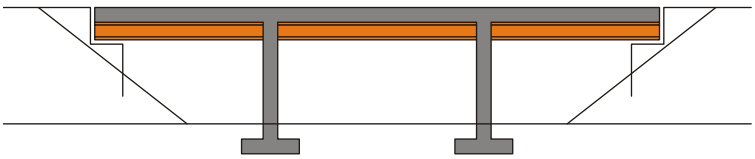


Figure 1-10: Pont à culée semi-intégrale et à travées multiples

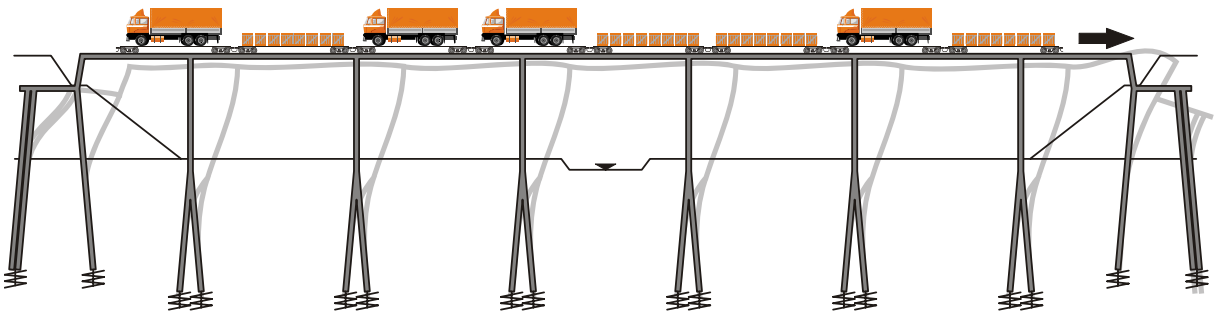


Figure 1-11: Structure déformée grâce à la force de freinage ferroviaire

Pour les longs ponts qui rejoignent les vallées basses, les ponts cadre sont divisées en blocs. Au centre, les différentes sections sont équipées d'un bloc pilier rigide qui est destiné

à absorber les forces de freinage élevée. (Figure 1-12). La déformation entre les sections peut être absorbée sans joints de dilatation.

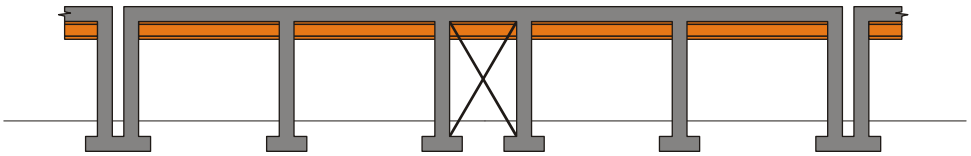


Figure 1-12: Unité bloc, longue viaduc ferroviaire

1.6 Matériaux et sections transversales

Généralement, pour les ponts en cadres ont utilise des matériaux de construction communs comme: le béton, le ferraillage, les tendons de précontrainte et de l'acier de construction. Contrairement aux ponts avec des roulements, les parts de marché divergent (Braun, et al., 2006).

Béton armé:	constructions monolithiques comme des dalles et des poutres en T
	travées jusqu'à environ. 20 m, parfois plus de 50 m
Béton précontraint:	constructions monolithiques comme des dalles et des poutres en T ou sections en caisson
	structures mixtes avec des éléments préfabriqués en béton armé
	travées jusqu'à 30 m
Méthode composite:	constructions monolithiques comme à travée unique ou multi-travée poutres en T avec des profils ouverts ou fermés
	structures mixtes avec des élément poutres composites préfabriqué; pures constructions mixtes avec des éléments dalles semi-préfabriqués et coulés in-situ supplémentaires sont une exception
	travée de plus de 30 m

Les sections transversales habituelle sont illustrés dans la Figure 1-13 et la Figure 1-14.

Pour les ponts-rails les on utilise plus couramment des cadres en béton armé avec des largeurs de portée courte ou moyenne. Selon les souhaits de conception du client et la largeur de la portée, la forme de la section transversale de la poutre de la superstructure est soit une dalle (Figure 1-13 a) ou une poutre en T (Figure 1-13 b). Pour des superstructures en béton précontraint, une poutre en T peut être aussi utilisée. Si la superstructure a deux voies, la section transversale se décompose en une poutre en T avec double-âme.

Si un grand élancement de la poutre de la superstructure est nécessaire, par exemple pour maintenir le dégagement voulu au-dessus de l'eau, des cadres mixtes acier-béton sont utilisés. C'est ainsi que la méthode de construction VFT® s'est imposée, en effet, déjà, à la phase de construction, une ossature peut être produite très facilement par la dalle de béton préfabriqué (Schmitt, et al. 2010). Le nombre de VFT ®-poutres s'élève à deux profilés pour une section transversale à une seule voie et de quatre profilés pour une superstructure à double voie (Figure 1-13 d+e).

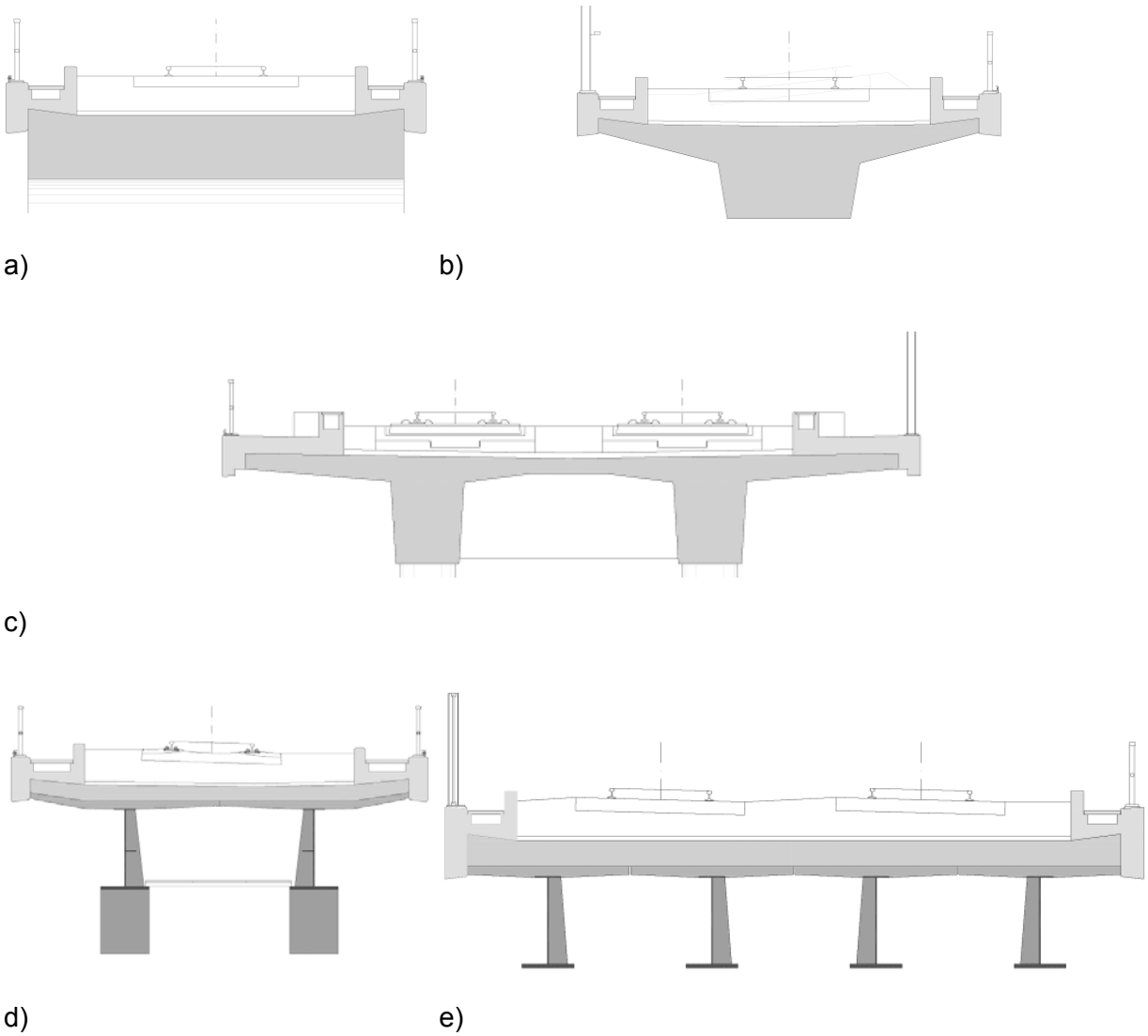
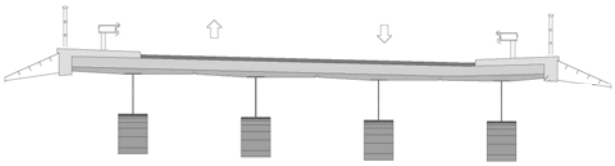
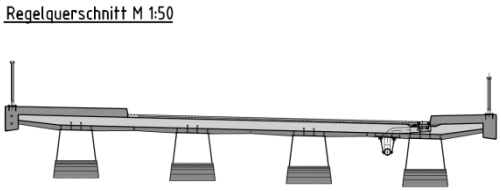


Figure 1-13: Coupe transversale des ponts cadre pour le trafic ferroviaire

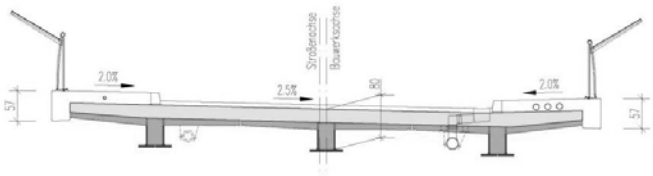
Aussi pour les ponts routiers, le cadre coulé sur place représente une alternative très économique car un coffrage peut y être construit sans difficulté. Selon la largeur de la travée, des dalles pleines sont utilisées pour des portées courtes et des sections divisées sont utilisées pour des largeurs de portée plus grande en vue de réduire le poids propre. Les sections transversales sont divisées en poutres en T avec plusieurs âmes afin de limiter le poids propre. Dans le cas d'une construction au-dessus des voies de circulation, des poutres préfabriquées mixtes partielles sont utilisées. Elles peuvent être fabriqué soit à l'usine et livrés sur le chantier ou fabriqués sur ou à proximité du site. Elles constituent l'élément d'appui principal et dans le même temps le coffrage de la dalle coulée in situ. Au stade de la construction, l'effet de cadrage pour le bétonnage de la dalle coulée in situ est déjà réalisé par le renforcement des connexions dans l'élément préfabriqué à l'angle de cadrage. En cas de grandes travées et d'un plus grand élancement, les poutres préfabriqué mixte (VFT®) sont utilisées (Schmitt, et al., 2001). Dernièrement, pour les ponts routiers, on également utilisé des demies sections de profilés laminés, que l'on appelle poutres VFT-WIB® (Figure 1-14). En ce qui concerne les coûts de production et l'entretien cette technique est comparable à la méthode d'éléments préfabriqués en béton précontraint (Seidl, et al., 2009).



Éléments préfabriqués mixtes (VFT®)

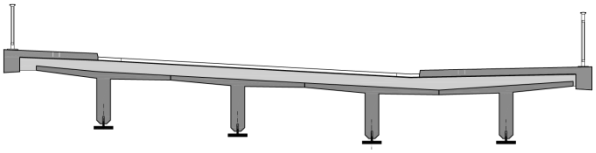


Éléments préfabriqués avec caisson

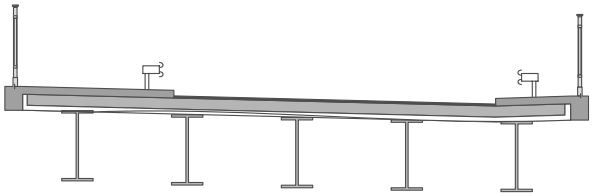


Élément préfabriqué mixte avec des poutres laminées en béton (VFT-WIB®)

avec deux poutres en acier dans la section transversale



avec une poutre en acier dans la section transversale



Éléments préfabriqués mixtes avec des poutres laminées (VFT®)

Figure 1-14: Coupes transversales typique de la méthode de construction à ossature pour les ponts routiers

2 Définition du pont / parties du pont

Les éléments suivants ont été adoptés comme une nomenclature standard lord de l'utilisation de ce guide de conception:

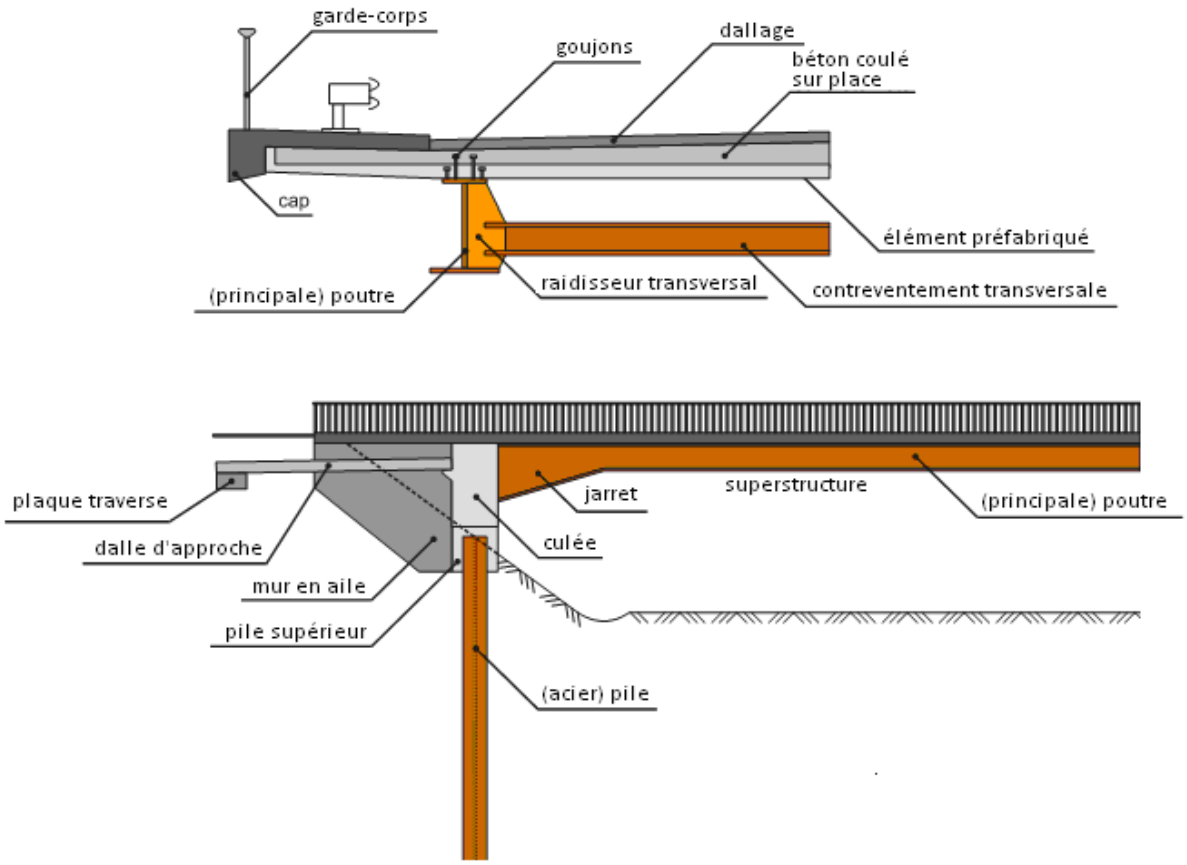


Figure 2-1: Nomenclature

3 Vue d'ensemble de la conception / Organigramme

Figure 3-1: Procédure de conception

4 Préface / Introduction

4.1 Les caractéristiques du sol (sol dur, sol mou, valeurs)

Les caractéristiques du sol sont généralement prises à partir de

- description du site
- étude de la fondation.

Sol in situ / fondation:

Pour la conception, l'une des valeurs suivantes est nécessaire pour chaque couche i de sol in-situ, elle est à utilisée lors de l'étude de la fondation / description du site

- $E_{s,i}$ valeurs caractéristiques du module de déformation / module de Young du sol par couche i
- $k_{s,i}$ coefficient de réaction de soubassement par couche i

Ici, on doit prendre en compte, que $E_{s,court}$ (pour le chargement à court terme) est n fois plus grande que $E_{s,long}$ (pour le chargement à long terme) (voir chapitre 10.2.2). Une valeur adéquate pour n doit être définie conformément à l'expertise du sol. Par ailleurs, le tassement de chaque axe du pont à appliquer lors de la conception doit être ainsi défini par le géotechnicien.

Certains programmes de conception permettent de définir les différentes couches de sol i, basé sur des valeurs correspondantes de $E_{s,i}$. Si cela n'est pas possible, des ressorts, basés sur des valeurs correspondantes de $k_{s,i}$, doivent être appliquées, $k_{s,i}$ peuvent être utilisé lors de l'étude de la fondation ou calculée (basée sur $E_{s,i}$) comme indiqué dans le chapitre 6.2.1.

Remblai:

Pour la conception, les valeurs suivantes sont nécessaires pour le remblai:

- K_0 coefficient de pression au repos de la terre
- K_a coefficient de pression actif de la terre
- K_p coefficient de pression passif de la terre

Pour la détermination de ces coefficients de pression des terres les valeurs suivantes sont nécessaires, elles proviennent de l'étude de la fondation / description du site:

- c la cohésion du sol
- δ angle de frottement de l'interface structure-sol (δ_a, δ_p, δ_0) (angle de résistance au cisaillement entre le sol et le mur)
- φ angle de frottement du sol
- a adhérence entre le sol et le mur

5 Dimensions

5.1 Disposition de la fondation

Différents types de fondations peuvent être adaptées aux ponts à culées intégrales:

- fondations sur pieux
- fondations superficielles

Leur application est présentée en détail par la suite.

5.1.1 Fondation sur pieux, palplanches simples

Comme abordé précédemment (voir chapitre 0), les piles de ponts à culées intégrales peuvent être conçus à partir de deux concepts différents:

1. Capacité verticales suffisante et faible rigidité à la flexion.

   La rigidité des pieux doit être faible afin de minimiser les effets de flexion due à des mouvements latéraux et des rotations des culées. Cela conduit à:

   - Une conception simple du coin de la cadre,
   - Une conception proche de la conception d'un pont classique.

   Par conséquent, des pieux en acier flexible orientée selon l'axe de flexion faibles sont disposés dans des trous pré-percés rempli de sable lâche.

2. Capacité verticale suffisante et haute rigidité à la flexion.

   La rigidité des pieux doit être élevée afin d'augmenter le moment d'angle du pont et passer au moment du terrain. Ce qui conduit à:

   - Une structure élancée,
   - Eviter un appui central.

   C’est pourquoi les pieux rigides en béton coulée sur place sont utilisés.

Pour les deux concepts, les piles sont répartis uniformément sur une seule ligne.

Dans les ponts intégraux, plusieurs matériaux différents et profilés sont utilisés pour les pieux. L'acier est le matériau le plus couramment utilisé dans les ponts intégraux. Les profilés les plus utilisées sont les piles-H (voir Figure 5-1 (a), (b) respectivement). En Allemagne, le béton est utilisé principalement comme matériau pour les pieux. Les matériaux composites à fibres ne sont pas utilisés à l'heure actuelle, mais pourrait être une alternative compétitive dans un proche avenir. La Figure 5-1 illustre les sections qui sont décrits dans les sections suivantes.

(a) (b) (c) (d) (e) (f) (g)

(a) Pile-H axe fort de flexion

(b) Pile-H axe faible flexion

(c) Pile tuyaux en acier

(d) Pile-X rotation a 45°

(e) Tuyaux d'acier remplis de béton (TARB)

(f) Rectangulaire PRF pile remplis de béton

(g) Pieu en béton armé

Figure 5-1: Illustration de sections différentes d'acier / pile composite / béton

5.1.1.1 Pieux en acier

Les pieux en acier peuvent prendre des contraintes cycliques jusqu'à leur capacité limite d'élasticité, à condition que la section transversale utilisée ne subisse pas de voilement local. Si les piles ont une capacité de rotation suffisante et que des rotules plastique sont autorisées, il peut être possible de tolérer des déformations qui dépassent la déformation élastique. Les déformations plastiques peuvent cependant conduire à la rupture par fatigue à faible cycles et cela doit être pris en compte lorsque les piles sont conçues (voir chapitre12.1). L'influence de la corrosion des pieux en acier doit également être prise en compte, depuis que la zone non affectée de la section transversale est dépendante du temps.

5.1.1.2 Piles –H

Les piles-H semblent être le choix le plus courant pour les ponts intégrales aux États-Unis, en particulier pour les ponts long. (Burke Jr, 2009). L'avis sur la façon dont les piles-H doivent être orientées, selon l'axe de flexion faible ou forte, est variable. Cependant, aujourd'hui ils sont majoritairement axés selon l'axe de flexion faible.

La raison en est principalement de réduire au minimum les contraintes dans les culées. Pour un déplacement donné de la culée, une pile orientée selon l'axe de flexion forte va entraîner une augmentation des contraintes dans le pilier par rapport à une pile orientée selon l'axe de flexion faible. C'est également fait afin de s'assurer que le voilement local des semelles ne se produit pas, même si le sol ne soutien pas la pile latéralement. (Arsoy, 2000) (Maruri, et al., 2005)

5.1.1.3 Pieux tubulaires

Les pieux tubulaires en acier sont une alternative aux piles-H en acier. Les essais de chargement cyclique effectués par Arsoy (Arsoy, 2000) sur des piles-H et des piles tubulaires de même largeur montrent que les pieux tubulaires peuvent probablement résister à la charge cyclique, et que la culée semble être la première partie affaiblie en cas de ruine. Les piles ont été testées avec la même largeur, mais la pile tubulaire avait une superficie plus grande de 71% par rapport à le pile-H, et son moment d'inertie était presque 7 fois plus élevé. Une conclusion tirée par Arsoy est que les pieux rigides, comme des pieux tubulaires, ne doivent pas être recommandés pour les ponts à culées intégrales. Pour Arsoy, les sections transversales avec une rigidité en flexion faible sont préférables, comme les piles-H orientées selon l'axe de flexion faible, Arsoy suit le concept US de la rigidité en flexion faible.

5.1.1.4 Piles-X

Les pieux en acier en forme de croix, X-pieux, ont été utilisés par exemple dans les ponts intégrales de la Suède. Les pieux en forme de X sont battus en ligne droite et tournés avec un angle 45 ° afin de réduire au minimum les contraintes de flexion, voir Figure 5-1 (d) (Petursson, et al.).

Figure 5-2: Piles-X utilisées pour le pont Leduån en Suède, entouré de sable meuble

5.1.1.5 Pieux en béton armé

En Allemagne, les pieux en béton sont très fréquents. En général, ils peuvent être classés comme des pieux préfabriqué ou coulé sur place, tandis que les pieux en béton préfabriqué peuvent être soit conventionnellement armés ou précontraints. Leur qualité est contrôlée par des essais de chargement dynamique ou de vérifications d'intégrité. Les piles et les pieux supérieurs sont connectés via le renforcement du raccordement et forment une structure monolithique (voir Figure 5-3).

Figure 5-3: Pieux en béton utilisé pour le pont Entenpfuhler en Allemagne (le renforcement de raccordement)

5.1.1.6 Tuyaux en acier remplis de béton

Les pieux coulés sur place (PCP) sont des tubes en acier battu qui sont ensuite remplis de béton et du renfort dans la partie supérieure de la pile. Comme les pieux en béton, ces piles sont généralement utilisées uniquement dans les ponts courts. Le Ministère des Transports de Minnesota permet l'utilisation de ces piles pour des ponts intégrales avec une longueur de moins de 45 m (Huang, et al., 2004). En Finlande, on utilise des pieux tubulaires de grandes tailles qui sont remplis de béton armé. Cette pile rigide va entraîner des moments

de flexion élevés dans la liaison entre la pile et la superstructure. En Allemagne les piles PCP sont utilisées dans des trous pré-percés avec un diamètre de 1000 mm.

5.1.2 Fondation sur pieux, palplanches

Des murs de palplanches en tant que parties de la fondation, doivent être pris en compte, si le mur de palplanches doit de toute façon être construit. Le mur en palplanche peut être utilisé comme système de battage pour le pont à culée intégrale et un empilage supplémentaire n'est plus nécessaire.

Outre sa fonction de structure de soutènement pour répondre aux pressions horizontale du sol derrière le mur, la coulée de palplanches est également utilisée pour transférer les charges verticales de calcul du tablier du pont au sous-sol sous-jacent. Cela exige que les palplanches soient battus suffisamment profondément dans la charge portante du sol naturel et une attention spéciale doit être porté à la vérification de la capacité de charge portante verticale et l'interaction avec la fonction de soutènement.

Du fait de la rigidité de la paroi des palplanches, des précautions particulières doivent être prises en comptes lors de la construction de la connexion culée – palplanches. D'un côté, le glissement entre le mur de palplanches et la culée doit être minimisé, par exemple, en appliquant des goujons verticaux, soudés à la paroi de palplanches. D'autre part, une attention particulière doit être accordée aux problèmes liés à la fissuration du béton dans la zone de la paroi des palplanches.

5.1.3 Fondations superficielles

Si le sous-sol le permet, les fondations superficielles représentent la solution la plus économique. Les fondations peuvent être centrées en dessous du mur de la culée, car il n'y a pas de moment de soutien induits par le poids propre des sols nécessaire pour des raisons de stabilité. Cela réduit le poids propre des culées par rapport à celle des culées autoportantes, ce qui réduit la charge sur les fondations, ce qui conduit à des fondations plus petites.

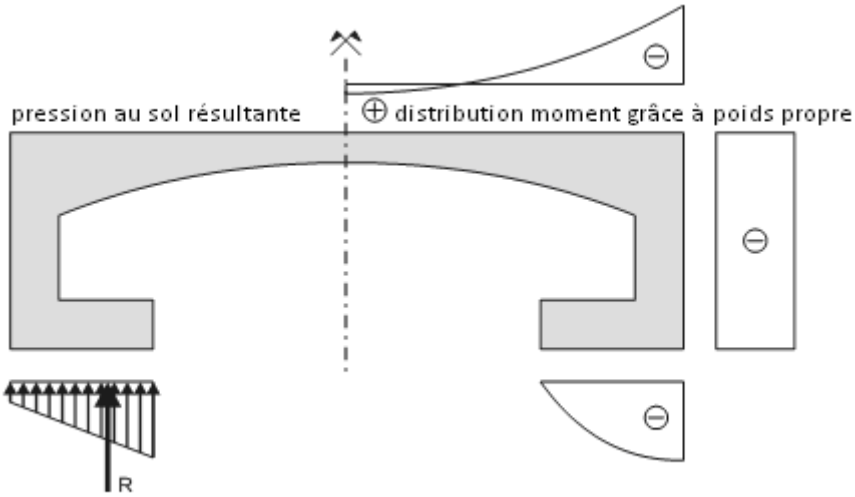


Figure 5-4: Pont à culée intégrale sur « la pointe des pieds » (Braun et al., 2006)

Dans le cas d'une culée encastré, la résultante de la pression au sol génère un moment de soutien, ce qui entraîne un moment de coin dans la culée, permettant la construction de structures élancées (voir Figure 5-4) (Braun, et al., 2006).

Comme les fondations superficielles n'ont pas été étudiées dans le cadre du projet INTAB, leurs conceptions n'est pas couverte par le présent guide de conception. Cependant, quelques remarques sont donnés dans le texte suivant, principalement basée sur des études approfondies effectuées par Mahlo (et al., 2008).

Les fondations doivent être conçus de telle manière, que

- les contraintes normales dans le fond de la fondation ne dépassent pas la charge portante admissible
- les contraintes de frottement au fond de la fondation ne dépassent pas la valeur de friction de glissement (permettant une marge de sécurité suffisante)
- les forces résultantes normales agissent dans la région kern du fond de la fondation

Les modèles de conception pour les fondations superficielles sont souvent basées sur l'hypothèse selon laquelle aucun mouvement horizontal de la fondation ne se produit. Toutefois, les actions tangentielles activent une résistance de frottement au fond de la fondation ainsi qu'une résistance de terres mobilisées à l'extrémité avant fondation (voir aussi chapitre 8.3, « Charge / sol derrière le mur arrière de culée »). Dans les deux cas, la réaction est basée sur le mouvement réalisé. Par conséquent, ces effets doivent être pris en considération.

La détermination du déplacement horizontal des fondations superficielles en tenant compte de la résistance de frottement au fond de la fondation est décrite en détail dans (Mahlo, et al., 2008). En outre l'application des ressorts, représentant le litage horizontal, est illustrée. Ce litage horizontal est cruciale pour les calculs ELU / ELS des grands ponts à culées intégrales.

6 Système de construction

6.1 Superstructure: modèle grille / recommandations pour la conception

Les cadres mixtes doivent être modélisées par un modèle en grille incluant des poutres longitudinales sont représentés par des poutres mixtes, ainsi que des poutres auxiliaires croisées perpendiculaires aux poutres longitudinales qui représentent la plaque de béton coulée sur place. Dans des cas spécifiques, par exemple, pour des systèmes structuraux en biais, la plaque de béton coulée sur place doit être modélisée par un modèle en plaque. La rigidité en flexion supplémentaires de la plaque doit être prise en compte en raison du design des poutres longitudinales. Les coulées peuvent être modélisées FE, incluant les murs de soutènement.

L'ossature est construite en plusieurs étapes de construction. Il est important pour une conception correcte que toutes ces étapes soient aussi mises en œuvre dans le modèle de conception.

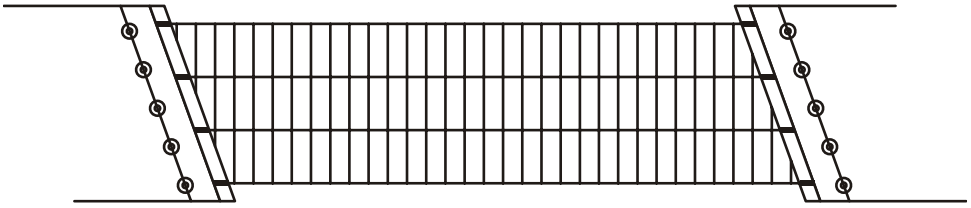


Figure 6-1: Vue aérienne du modèle de structure avec des éléments poutres pour la superstructure

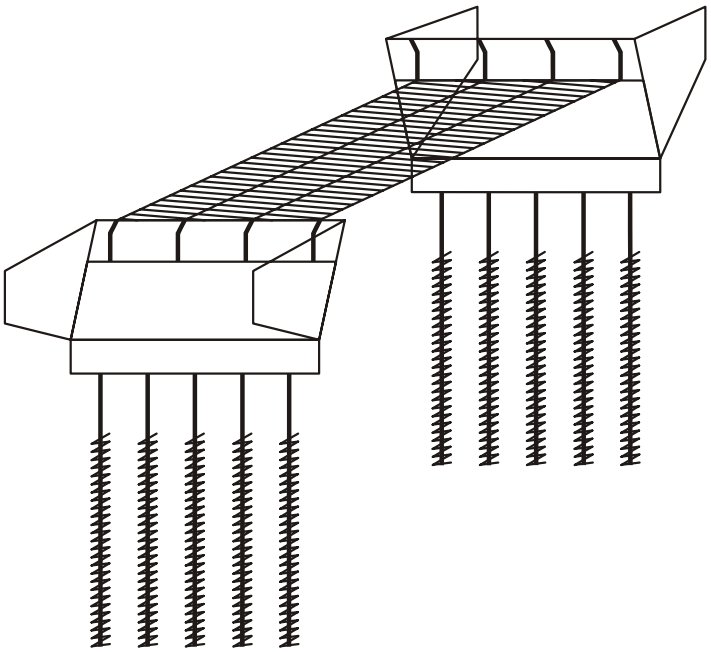


Figure 6-2: Vue 3D d'un système en cadre typique avec une superstructure modélisé en grille, les culées FE et éléments pieu embarqués

6.2 Sous-Structure

6.2.1 Ressorts horizontaux appuyant les piles

Ce chapitre ainsi que le chapitre 8.3 se réfère à des définitions de différents termes géotechniques, pour éviter toute interprétation erronée entre les ingénieurs structurels et géotechniques. Elles sont résumées dans le Tableau 6.1.

Tableau 6.1: Définition et unité des termes utilisés dans l'analyse des pieux chargés latéralement

Description	Symbole	Définition	Unité
diamètre du pieu Pfahldurchmesser pålens tvärmått	D_s D_s d		[mm]
hauteure Tiefe jorddjup	z		[mm]
module de réaction du sol de fondation - sidomotstånd	K	K=p/y	[N/mm²]
valeur caractéristique de module de déformation / Module de Young du sol Steifemodul sättningsmodul	E_s E_s E_k		[MN/m²]
la rigidité du ressort du sol	K_s	K_s=F/y	[N/mm]
coefficient de réaction du sol de fondation Bettungsmodul bäddmodul	k_s k_s k	k_s=P/y, k_s=K/D, k_s=E_s/D	[N/mm³]
coefficient de réaction latéral du sol de fondation - tillväxtfaktor	n_h		[N/mm³]
coefficient de pression de la terre active Beiwert für den wirksamen aktiven horizontalen Erddruck koefficient för aktivt jordtryck	K_a		[-]
coefficient de pression des terres au repos Ruhedruckbeiwert koefficient för vilojordtryck	K_0		[-]
coefficient de pression de la terre passive Beiwert für den wirksamen passiven horiz. Erdwiderstand koefficient för passivt jordtryck	K_p		[-]

Pour le support élastique des pieux de fondation, le sol entourant les pieux est représenté par des ressorts linéaires. La répartition possible des ressorts est constantes sur toute la profondeur et est ramenée à deux cas (sol meuble/dense), qui sont considérés séparément.

Le sol entourant les pieux est représenté par des ressorts linéaires, voir Figure 6-3. Ces ressorts doivent être appliqués à la pile dans des zones où un soutien latéral du sol environnant suffisant est attendu.

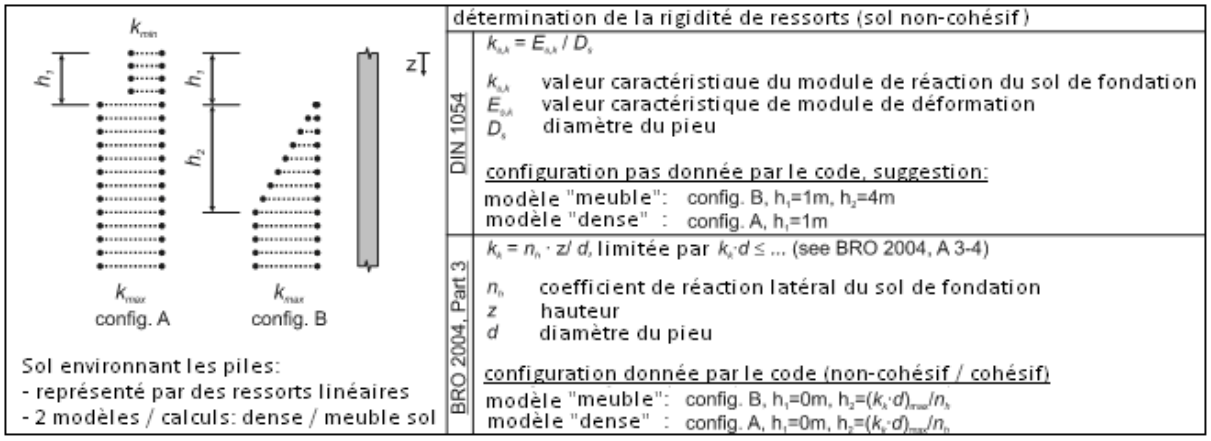


Figure 6-3: Application des ressorts derrière les piles

Deux série de calculs pour la conception doivent être réalisés, en tenant compte des limites supérieures et inférieures de k_s ou E_s données par une étude géologique. Comme l'EN 1997-1, 2005 ne prévoit pas une procédure spécifique, le texte suivant est recommandé.

<u>Selon la norme DIN 1054:2005-01 (DIN 1054, 2005):</u>

$$k_{s,k} = \frac{E_{s,k}}{D_s} \tag{6.1}$$

où $k_{s,k}$ valeur caractéristique du module de réaction du sol de fondation

$E_{s,k}$ valeur caractéristique de module de déformation

D_s diamètre du pieu (pour D_s >1,00 m, considéré D_s = 1,00m)

La distribution de $E_{s,k}$ / $k_{s,k}$ sur la profondeur doit être fondée sur l'étude géotechnique. Sinon, les configurations suivantes peuvent être appliquées:

- sol meuble: config. B: 1m-5m: 0..$k_{s,max}$, 5m- fond: $k_{s,max}$
- sol dense: config. A: 0m-1m: $k_{s,min}$, 1m- fond: $k_{s,max}$

<u>Selon la norme Bro 2004 (Bro 2004, 2004):</u>

$$k_k = \frac{n_h \cdot z}{d} \tag{6.2}$$

où k_k valeur characteristic du module de réaction

n_h coefficient de réaction latéral du sol de fondation

d diamètre du pieu

Avec une limitation de $k_k \cdot d$. Cette approche est équivalente à la config. B (voir Figure 6-3) avec h_1=0m, h_2=$(k_k \cdot d)_{\max}/n_h$, $(k_k \cdot d)_{\max}$ acc. à (Bro 2004, 2004), Annexe 4, Tableau 2.

Exemple:

(DIN 1054, 2005):

donné: $E_{s,min}$ = 30 MNm/m², $E_{s,max}$ = 60 MN/m² (étude géotechnique)

$$E_{s,\min} = 30\,MNm/m^2 \;\Rightarrow k_{s,\min} = \frac{30\,MNm/m^2}{0.9m} = 33.33\,MN/m^3$$

$$E_{s,\max} = 60\,MNm/m^2 \;\Rightarrow k_{s,\min} = \frac{60\,MNm/m^2}{0.9m} = 66.67\,MN/m^3$$

Le ressort 2D doit être appliqué dans le modèle avec la rigidité:

$$k_{s,\min,2D} = 33.33\,MNm/m^3 \cdot 0.9m = 30.00\,MN/m^2$$

$$k_{s,\max,2D} = 66.67\,MNm/m^3 \cdot 0.9m = 60.00\,MN/m^2$$

(Bro 2004, 2004):

donné: $n_{h,min}$ = 12 MN/m², $n_{h,max}$ = 18 MN/m² (étude géotechnique)

$$n_{h,\min} = 12\,MNm/m^2 \;\Rightarrow k_{k,\min} = \frac{12\,MN/m^2}{0.9m} \cdot z = 13.33\,MN/m^3$$

$$n_{h,\max} = 18\,MNm/m^2 \;\Rightarrow k_{k,\max} = \frac{18\,MN/m^2}{0.9m} \cdot z = 20.00\,MN/m^3$$

Le ressort 2D doit être appliquées dans le modèle avec la rigidité:

a) matériel: sable ($k_k \cdot d \le 12\,MN/m^2$)

$k_{s,\min,2D} = 13.33\,MNm/m^3 \cdot 0.9m \cdot z = 12.0\,MN/m^2 \cdot z$, constant pour $z > 1.00m$

$k_{s,\max,2D} = 20.00\,MNm/m^3 \cdot 0.9m \cdot z = 18.0\,MN/m^2 \cdot z$, constant pour $z > 0.67m$

b) matériel: pierre concassée ($k_k \cdot d \le 50\,MN/m^2$)

$k_{s,\min,2D} = 13.33\,MNm/m^3 \cdot 0.9m \cdot z = 12.0\,MN/m^2 \cdot z$, constante pour $z > 4.17m$

$k_{s,\max,2D} = 20.00\,MNm/m^3 \cdot 0.9m \cdot z = 18.0\,MN/m^2 \cdot z$, constante pour $z > 2.78m$

6.3 Les étapes de la construction

6.3.1 Supports temporaires

Lors de l'utilisation de supports temporaires pendant la construction, le moment dû au poids propre est redistribué de la poutre en acier simple à la superstructure mixte.

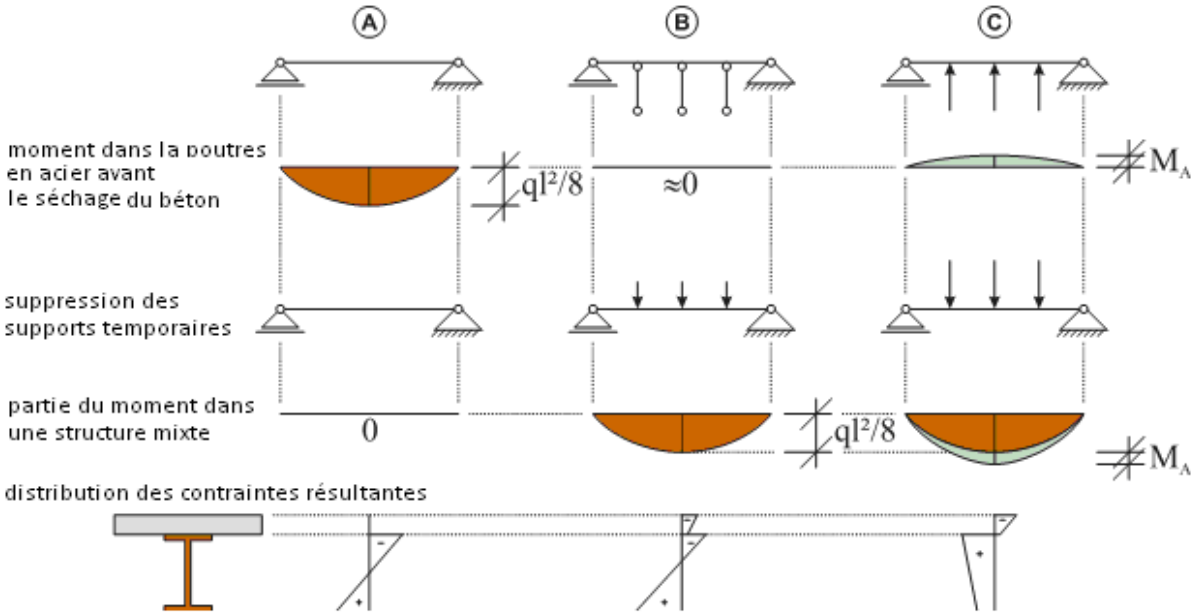


Figure 6-4: Supports temporaires lors de la construction, moments interne dû au poids propre

A. La poutre en acier n'est pas soutenue pendant la construction. Le poids propre de la dalle de béton ainsi que la poutre elle-même est porté seulement par la poutre en acier. Les charges permanentes supplémentaires ainsi que les charges variables, appliquée après le séchage du béton, agissent sur la structure mixte.
B. Les poutres en acier sont soutenues par des supports temporaires pendant la construction. Par conséquent, les poutres d'acier restent presque déchargées lors de la construction. Après le séchage du béton, les supports temporaires sont supprimés; toutes les charges (charges permanentes, charges variables) agissent sur la structure mixte.
C. La superstructure est construite tel que décrit dans (B). Avant de couler le béton, les supports temporaires sont pré-fléchés, produisant un moment de flexion négatif (précontrainte) dans les poutres en acier.

Cette distribution des forces internes doit être prise en compte lors du processus de conception.

Dans le cas d'une superstructure préfabriquée / superstructure partiellement préfabriqués, le concepteur peut dans certains cas bénéficier des avantages de la méthode B et C sans les inconvénients de l'utilisation de supports temporaires sur le site de construction.

6.3.2 Période de restrictions

Outre l'influence des supports temporaires, la phase de bétonnage a aussi un effet sur la répartition des moments dans la structure finale.

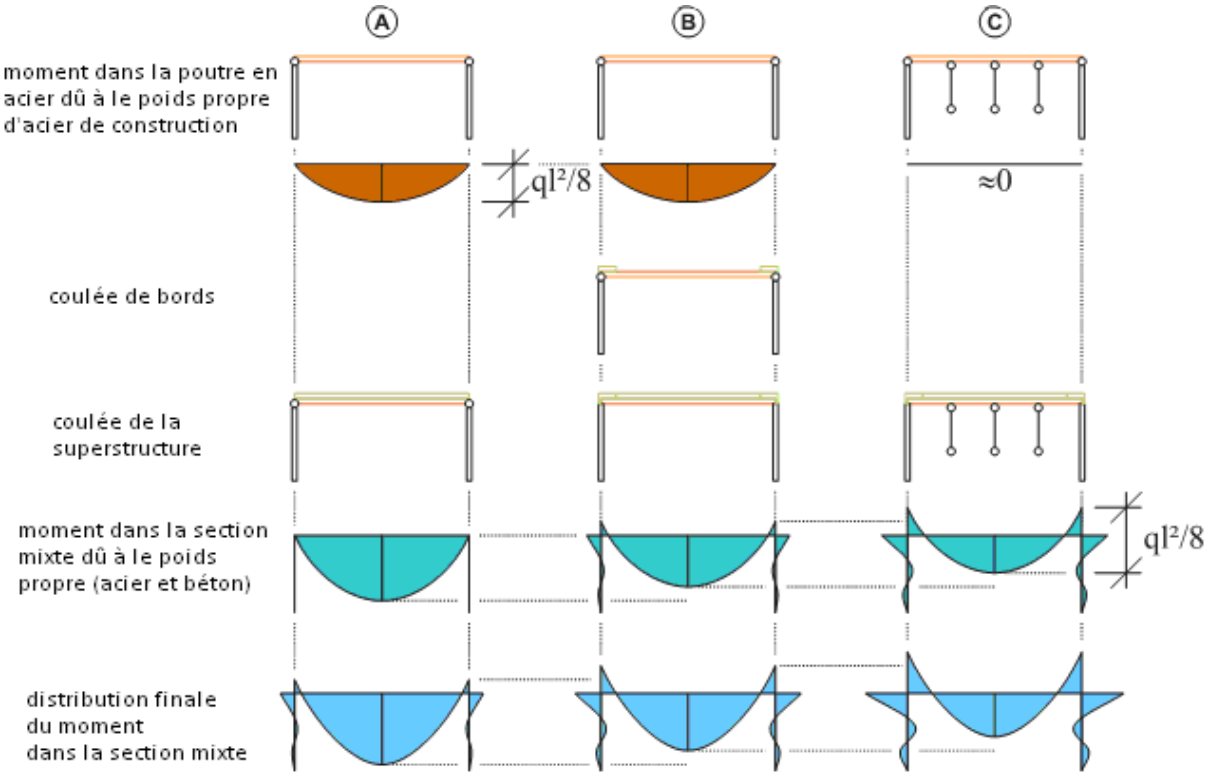


Figure 6-5: Influence de phase de bétonnage / période de restrictions

A. L'ensemble de la dalle est coulée en une seule fois. Le poids propre de la dalle de béton ainsi que celui de la poutre elle-même est porté par la poutre simplement appuyée. Les autres charges permanentes ainsi que les charges variables, appliquées après le séchage du béton, agissent sur la structure mixte retenue.
B. Avant de couler la dalle, la poutre en acier est retenue par le moulage des bords. Le poids propre de la poutre en acier est porté par la poutre simplement appuyée ; le poids propre de la dalle de béton est porté par la poutre de retenue. Après la coulée de la dalle; toutes les charges (charges permanentes, d'autres charges permanentes, charges variables) agissent sur la structure mixte retenue.
C. La poutre en acier est soutenue par des supports temporaires pendant la construction. Par conséquent, la poutre en acier reste presque non déformé au cours de la construction. Avant de couler la dalle, la poutre en acier est retenue par le moulage des bords. Le poids propre de la poutre en acier ainsi que le poids propre de la dalle de béton est porté par la poutre de retenue. Après la coulée de la dalle; toutes les charges (charges permanentes, d'autres charges permanentes, charges variables) agissent sur la structure mixte retenue.

Ces degrés de contraintes lors des différentes phases de construction ainsi que dans la structure finale doivent être prise en compte lors du processus de conception.

Si la méthode (A) est choisie, une attention particulière doit être prise pour éviter la fissuration du béton à proximité de la culée (connexion continue). Ici, le béton frais pourraient être contraint et fissuré dû à

a) une baisse de température importante survenue pendant la création du béton
b) une contrainte en flexion de l'élément mixte frais lors de la pose du béton, car le béton est placé en premier à proximité de la culées

Pour résoudre ce problème, plusieurs procédures concrètes de placements sont utilisées aux États-Unis. Ces procédures sont détaillées comme suit (Burke Jr, 2009):

- pose d'une connexion de continuité au lever du soleil (pour éviter une))
- pose des dalles et des connexions de continuité pendant la nuit (pour éviter une))
- pose d'une connexion de continuité après le placement de la dalle (pour éviter une))
- en utilisant un scellement des fissures

De plus, l'Ohio DOT a eu de bon succès dans la construction des ponts intégrales continus courts à simple et à multiples travées de moins de 90 m de long, en permettant aux entrepreneurs de placer la dalle de béton da manière continue d'une culée à l'autre (Burke Jr, 2009).

6.3.3 Remblai

L'heure du placement du remblai doit être prit en compte lors de la conception (phase de construction). Par conséquent, il doit être précisé par le concepteur au moyen d'une instruction de remblais (Braun et al., 2006).

7 Valeurs des sections transversales

7.1 Zone fissurée

Pour les calculs à l'ELU, la section efficace doit être déterminée en tenant compte des fissures dans le béton. Le calcul de la résistance à la flexion doit être déterminée avec la théorie de la plasticité rigide que lorsque la section mixte efficace est de Classe 1 ou de Classe 2 et que la précontrainte par tendon n'est pas utilisé. Le calcul à la flexion ainsi que à la traction doit être effectuée en négligeant la résistance à la traction du béton si le composant est soumis à des tractions (DIN FB 104, 2009 ; chapitre 4.7.2 et EN 1994-2, 2005 ; chapitre 6.2). Cela conduit à la répartition des contraintes dans la zone plastique comme indiqué dans la Figure 7-1. Pour le calcul, dans les zones ou le moment de flexion est positif, la section se compose de béton ainsi que d'acier de construction; dans les zones ou le moment de flexion est négatif (par exemple, à la proximité de la culée), la section se compose d'acier de construction ainsi que d'acier d'armature.

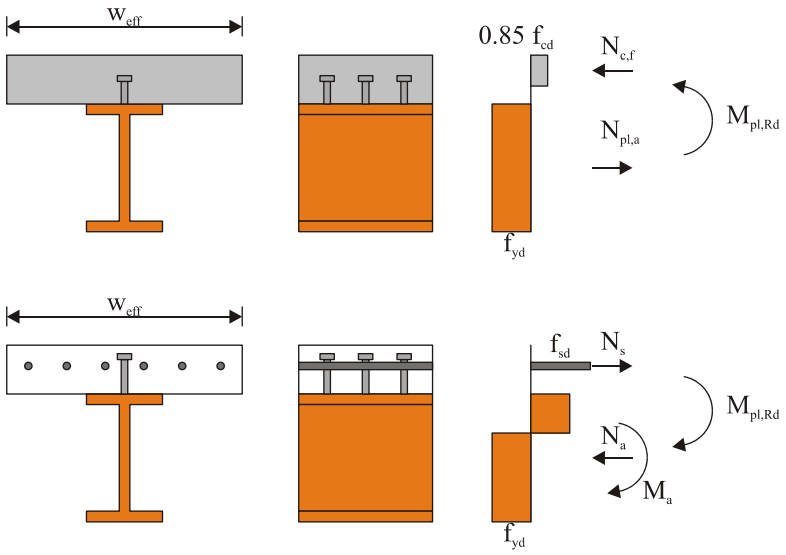


Figure 7-1: Exemples de la distribution des contraintes dans la zone plastique pour une poutre mixte avec une dalle pleine et une connexion en cisaillement entièrement dans les zones de moment de flexion positif et négatif

Les hypothèses à faire pour le calcul de $M_{pl,Rd}$ sont donnés dans l'EN 1994-2, 2005 (chapitre 6.2.1.2), elles sont résumées dans la Figure 7-1. L'interaction complète entre l'acier de construction, le renforcement et le béton doit être garantie.

Pour la détermination des contraintes à l'ELS, les effets suivants doivent être pris en considération:

- la déformation au cisaillement des semelles larges
- le fluage et le retrait du béton
- la fissuration ainsi que la contribution du béton entre les fissures
- la précontrainte
- le processus d'installation et l'historique des charges
- l'influence de la température
- le mouvement du sous-sol

7.2 Classification des sections transversales

La classification des sections est décrite en détail dans l'EN 1994-2, 2005 (chapitre 5.5). Une section mixte est classée selon la classe la moins favorable de ses éléments en acier en compression. L'approche donnée par l'EN 1993-1-1, 2005 est appliqué ici aussi. En outre, les points suivants doivent être considérés:

- le béton fissuré ne doit pas être pris en considération
- l'effet de l'appui du béton pour prévenir les voilements locaux des tôles d'acier peut être pris en considération aussi longtemps que les conditions aux limites définies sont remplies

Par exemple une semelle en acier comprimée que l'on empêche de flamber avec une fixation efficace à une semelle en béton avec des connecteurs de cisaillement peut être supposée de Classe 1 si l'espacement entre les connecteurs est conformité par l'EN 1993-1-1, 2005 (chapitre 6.6.5.5.).

Une semelle en acier d'un pont à poutrelles enrobées doit être classée conformément à l'EN 1993-1-1, 2005 (tableau 5.2), une âme de Classe 3 qui est encastré dans de béton peut être représentée par une âme efficace de la même section transversale de Classe 2.

7.3 Largeur utile pour la vérification des sections transversales

La largeur efficace de la semelle en béton pour la vérification des sections transversales doit être déterminée conformément à l'EN 1994-2, 2005 (chapitre 5.4.1.2) en tenant compte de la répartition de la largeur effective entre les supports et les parties à mi-portée.

7.4 Le fluage et le retrait du béton

Le fluage du béton résulte d'un déplacement des forces intérieures partiel, comme le profil en acier et le renforcement offrent une résistance aux déformations plastiques du béton en fonction du temps. Les charges permanentes résulte d'une redistribution des forces intérieures de manière partielles du béton à l'acier.

Le retrait du béton entraine des contraintes résiduelles comme le montre la Figure 7-2. Dans les systèmes hyperstatiques, cet état primaire de contraintes résiduelles provoque des déformations et des contraintes, qui sont appelées « précontraintes secondaire ». Les effets primaires et secondaires doivent être pris en considération en ce qui concerne les limitations à l'ELS de la largeur des fissures.

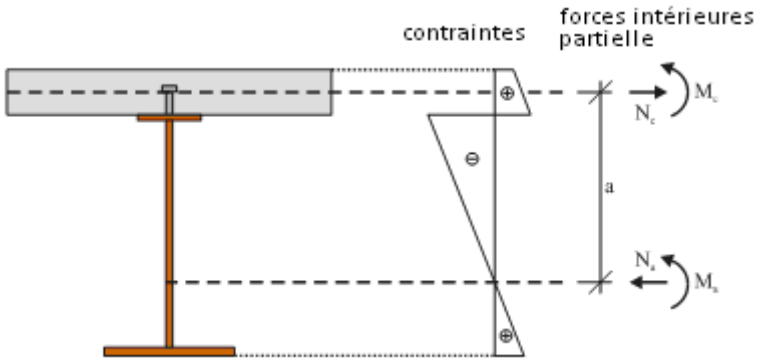


Figure 7-2: Contraintes résiduelles primaire dues au retrait du béton

Ces redistributions des forces intérieures / contraintes peuvent être considérées par

- l'approche en « n-valeur » (méthode de la section transformée) (Eibl, 1999),
- la redistribution itérative des contraintes internes.

8 Charges caractéristiques

8.1 Actions

En règle générale, les actions sont classées comme

- Actions permanentes
  par exemple, le poids propre des éléments de construction, des équipements fixes et des actions indirectes telles que la rétraction
- Actions variables
  par exemple, charges du au trafic, charges du au vent
- Actions accidentelles
  par exemple, l'impact des véhicules.

Les charges suivantes et les cas de charges sont pris en compte ici:

Tableau 8.1: Les charges prises en compte

type de chargement	Nom du cas de charge	cas de charge n°	référence
charges permanentes	*poids propre*	*LC1*	
	charge de la construction (par exemple, garde-corps)	*LC2*	
	surcharges de remblais sur des fondations	*LC3*	
	pression des terres au repos	LC4	chapitre 8.3
contraintes secondaires	retrait	LC5	chapitre 7.2
tassement différentiel	tassement d'appui	LC6, LC7	chapitre 4.1
charges variables	charge du trafic sur le remblai	LC8-LC11	chapitre 8.2
	la circulation sur le pont	*LC12-LC13* *LC16-LC18*	
	le freinage, l'accélération	LC14-LC15	chapitre 10.2.2
	fatigue	*LC19*	
température	changement de température constant et linéaire	LC20-LC27	chapitre 8.4
	pression des terres due au changement constant de température	LC28-LC29	chapitre 8.3
charges au vent	*vent sur la structure et le trafic*	*LC30*	

Les charges et les cas de charges suivants ne sont pas pris en considération dans le cadre de ce guide de conception:

- charge du au tremblement de terre,
- charge du à la neige (par exemple sur les ponts à baldaquin),
- flux et pression de la glace, des torrents de débris,
- action de la charge de glace,
- charge de collision.

8.2 Charges du au trafic sur le remblai

La charge verticale du au trafic sur le remblai agit comme

- Une charge horizontale sur le mur arrière (LC9, LC11)
- Une charge horizontale sur les murs de soutènement (LC8, LC10)

Pour le chargement, les même charges du au trafic que celles agissant sur le pont doivent être prises en considération (EN 1991-2, 2003) (DIN FB 101, 2009).

Pour convertir la charge verticale q en une charge horizontale, elle doit être multipliée par le coefficient de chargement vertical $K_{0,q}$, voir Annexe 1.

$$\sigma_0(z) = q \cdot K_{0,q} \tag{8.1}$$

Contrairement à la charge due au poids propre du sol, ce chargement ne change pas avec la profondeur.

8.3 Charge / sol derrière le mur arrière de culée

Une disposition de ressorts linéaire n'est pas possible dans ce cas, parce que

- les déformations sont trop grandes, ce qui nécessite des ressorts non-linéaire au moins dans la partie supérieure de la culée pour les mouvements du mur vh>vp,50. Toutefois, ces ressorts non-linéaires s'opposent au principe de superposition des cas de charges
- le sol supporte la butée seulement d'un côté, donc les forces dans les ressorts peuvent devenir négative

Par conséquent, le sol est représenté par un chargement externe (LC28, LC29), qui est combiné avec le cas classique de charge à la température (LC20 – LC27). Ici il faut distinguer entre un cas d'hiver (b) et un cas d'été (a), qui sont basées sur la pression active de la terre et la pression passive mobilisé. En outre, un cas de charge permanent (LC4), représentant l'état du remblai au repos, doit être appliqué, voir Figure 8-2.

En période d'hiver, quand le mur s'éloigne du sol dû à sa contraction, la pression de la terre tend vers la valeur limite de la pression de la terre active s $\sigma_a(z)$. Comme cette valeur limite est déjà activée par un mouvement relativement faible v_a de la culée, elle fournit la base pour le cas de charge variable d'hiver LC29. En conséquence, la valeur limite de pression de la terre passive $\sigma_p(z)$ peut servir de base pour le cas de charge variable d'été LC28. Toutefois, cette approche est beaucoup trop conservatrice pour les ponts à petites et moyennes travées, comme la pression complète des terres passive n'est, de loin, pas activée pendant les périodes d'été. Par conséquent, une approche proposée par Vogt est adoptée afin de déterminer la soi-disant pression « mobilisé » de la terre passive $\sigma_{p,mob}(z)$ sur le mur du fond, basé sur le mouvement maximale de la culée durant les périodes d'été.

Initialement, le mouvement différentiel de la culée pendant l'été et l'hiver doit être déterminé. Cela peut être fait par l'application de deux cas de charge, qui sont utilisés uniquement pour cette raison, voir Figure 8-1.

	LC		Type	γ
la température pour la pression du sol	100	température const, allongement	γ_Q	1,00
	101	température const, contraction	γ_Q	1,00

Figure 8-1: Cas de charges de température pour la détermination de la pression du sol derrière les culées

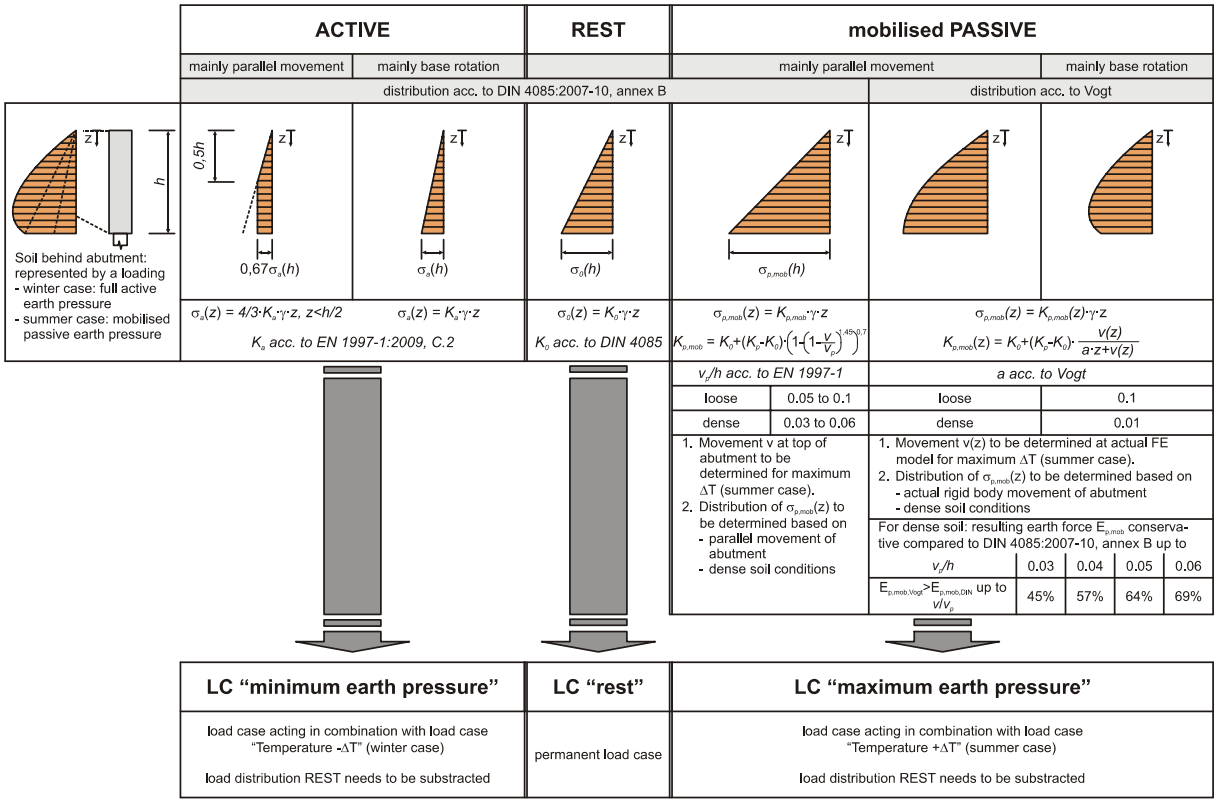


Figure 8-2: Application de chargement derrière les culées

Trois cas de charge sont appliqués:

- LC "repos" (LC4) → cas de charge permanente
- LC "pression minimale de la terre" (LC29) → être appliqué en combinaison avec LC "Température - ΔT"
- LC "pression maximale de la terre" (LC28) → être appliqué en combinaison avec LC " Température +ΔT"

<u>LC "repos" (LC4)</u>

1. détermination de K_0 (voir Annexe 1),
2. détermination de $\sigma_0(z) = K_0 \cdot \gamma \cdot z$,
3. application de $\sigma_0(z)$ comme chargement permanent

<u>LC "pression minimale de la terre" (LC29)</u>

1. détermination de K_a (voir l'EN 1997-1, 2005), C.1 or C.2, voir Annexe 1)
2. détermination de $\sigma_a(z)$

- $\sigma_a(z) = K_a \cdot \gamma \cdot z$ (principale rotation de la base)
- $\sigma_a(z) = \frac{4}{3} K_a \cdot \gamma \cdot z$ for $z < \frac{h}{2}$; $\sigma_a(z) = \frac{2}{3} K_a \cdot \gamma \cdot z$ for $z \geq \frac{h}{2}$ (mouvement parallèle)

(Les forces totales résultant sont les mêmes, donc les deux cas, peut être appliqué)

3. application de $\sigma_a(z) - \sigma_0(z)$ comme cas de charge

<u>LC “pression maximale de la terre” (LC28)</u>

Généralement, deux cas peuvent être considérés:

	résistance mobilisé selon Vogt	résistance mobilisé selon (DIN 4085, 2007)
1.	détermination du mouvement de la coulée dû à la charge maximale de température +ΔT	
	$v(z)$ sur la hauteur de coulée (doit être déterminée par le calcul sur le système particulier; conservatrice, la terre derrière coulée est négligée)	v_{max} (en haut de la culée, peut être déterminée par un calcul à la main)
2.	détermination de v_p (selon (EN 1997-1, 2005))	
3.	détermination de K_p (selon (EN 1997-1, 2005), C.1 or C.2, voir Annexe 1)	
4.	détermination de $K_{p,mob}$	
	$K_{p,mob,Vogt}(z) =$ $K_0 + (K_p - K_0) \cdot \frac{v(z)}{a \cdot z + v(z)}$ où a = 0.1 pour sol meuble a = 0.01 pour les sols denses pour une approche sécuritaire, a=0.01 doivent généralement supposer selon [4]	$K_{p,mob,DIN} =$ $K_0 + (K_p - K_0) \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{v_{max}}{v_p}\right)^{1.45}\right]^{0.7}$ (selon (DIN 4085, 2007))
5.	détermination de $\sigma_p(z)$	
	$\sigma_{p,mob,Vogt}(z) = K_{p,mob,Vogt}(z) \cdot \gamma \cdot z$	$\sigma_{p,mob,DIN}(z) = K_{p,mob,DIN} \cdot \gamma \cdot z$
6.	application de la $\sigma_{p,mob,Vogt}(z) - \sigma_0(z)$ or $\sigma_{p,mob,DIN}(z) - \sigma_0(z)$ comme un cas de charge	

ELU considération:

Pour les mouvements parallèle et les sols dense, le chargement basé sur Vogt est plus élevé (par rapport au DIN 4085, 2007) d’au moins jusqu’à $v < 0.45 \cdot v_p$

Considération de l’ELS:

Pour les mouvements parallèles et les sols dense, le chargement basé sur le DIN 4085, 2007) est plus élevé (par rapport à Vogt) d’au moins jusqu’à $v < 0.45 \cdot v_p$

8.4 Charges de température

L'EN 1990/A1, 2006 "Actions sur les structures – application sur les ponts" ne couvre pas explicitement l'évaluation des actions thermiques sur les ponts. Par conséquent l'EN 1991-1-5, 2003 "Actions sur les structures - Part 1-5: Actions générales - Actions thermiques", concernant l'évaluation des actions thermiques qui doivent être utilisées dans la conception structurelle des bâtiments et des ouvrages de génie civil de l'exposition quotidienne ou saisonnière, des changements climatiques et des variations doivent être appliquées.

Pour l'application de l'EN 1991-1-5, 2003, les tabliers des ponts sont regroupés comme suit:

- Type 1 Pont en acier:
  - caisson métallique
  - treillis en acier ou en poutres à âme pleine
- Type 2 Pont mixte
- Type 3 Pont en béton:
  - dalle de béton
  - poutre en béton
  - caissons en béton

Dans le cadre de ce guide de conception, seuls les tabliers de ponts de Type 2 sont considérés.

L'EN 1991-1-5, 2003 distingue deux types de charges de températures différentes:

- Une composante de température uniforme $\Delta T_{N,exp/con}$
  La composante de température uniforme dépend de la température minimale et maximale qu'un pont puisse atteindre. Il en résulte une série de changements de température uniforme qui se traduit par un changement de la longueur de l'élément.
- Une composante à température variable $\Delta T_{M,heat/cool}$
  Sur une période de temps imparti, le chauffage et le refroidissement de la surface supérieure d'un tablier de pont se traduit par un système de chauffage maximale (surface supérieure plus chaude) et un refroidissement maximal (surface inférieure chaud) des variations de température, ce qui est pris en considération par ces 2 cas de charges.

Dans le cas des structures en cadres, il est nécessaire de prendre en compte aussi bien la différence de température $\Delta T_{M,heat/cool}$ et la variation maximale du composante de température uniforme du pont $\Delta T_{N,exp/con}$ agissant simultanément.

$$\Delta T_{M,heat}\left(or\ \Delta T_{M,cool}\right) \qquad + \varpi_N \Delta T_{N,\exp}\left(or\ \Delta T_{N,con}\right) \tag{8.2}$$

$$\varpi_M \Delta T_{M,heat}\left(or\ \Delta T_{M,cool}\right) \qquad + \Delta T_{N,\exp}\left(or\ \Delta T_{N,con}\right) \tag{8.3}$$

où ω_N facteur de réduction de la composante de température uniforme pour la combinaison avec un autre composant d'une différence de température

ω_M facteur de réduction de la composante de différence de température pour la combinaison avec un autre composant de

température uniforme

L'annexe nationale peut spécifier les valeurs numériques de ω_N et ω_M. Si aucune information n'est disponible, les valeurs recommandées pour ω_N et ω_M sont:

ω_N = 0,35

ω_M = 0,75

Il en résulte, les cas de charge de température suivants :

Cas-été (doit toujours être combinée avec LC28):

LC20 $\Delta T_{M,heat} + \varpi_N \Delta T_{N,\exp}$

LC21 $\Delta T_{M,cool} + \varpi_N \Delta T_{N,\exp}$

LC22 $\varpi_M \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,\exp}$

LC23 $\varpi_M \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,\exp}$

Cas-hiver (doit toujours être combinée avec LC29):

LC24 $\Delta T_{M,heat} + \varpi_N \Delta T_{N,cox}$

LC25 $\Delta T_{M,cool} + \varpi_N \Delta T_{N,con}$

LC26 $\varpi_M \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,con}$

LC27 $\varpi_M \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,con}$

9 Conception de la sous-structure

9.1 Conception des pieux

9.1.1 Travaux géotechniques

Les normes suivantes s'appliquent à l'exécution des pieux:

- (EN 1536, 1999) Exécution de travaux géotechniques spéciaux. Pieux forés
- (EN 12063, 1999) Exécution de travaux géotechniques spéciaux. Murs de palplanches
- (EN 12699, 2000) Exécution de travaux géotechniques spéciaux. Pieux à déplacement

Des règles pour la conception structurelle de pieux soumis à des charges axiales et latérales sont données dans l'EN 1997-1, 2005, (chapitre 7.8).

L'EN 1993-5, 2007 "Calcul des structures en acier - Partie 5: Pieux et palplanches" fournit des principes et des règles d'application pour la conception structurelle des pieux et des palplanches en acier.

Selon l'agressivité du milieu environnant pour les pieux en acier, la corrosion est à prendre en compte dans la conception par une réduction de l'épaisseur. Les taux de corrosion sont donnés dans l'EN 1993-5, 2007, mais peuvent aussi être donnés dans l'annexe nationale de chaque pays.

9.1.2 Pieux en acier à l'ELU

Selon l'EN 1993-5, 2007, les modes de ruine suivants doivent être vérifiés pour un pieu en acier :

- ruine due à la flexion et/ou à la force axiale;
- ruine due à un flambement par flexion global, en tenant compte de la contrainte fourni par le sol et par la structure soutenu au niveau des raccords
- rupture locale dans les points d'application du chargement
- fatigue

Dans l'EN 1997-1, 2005, Le Chapitre 7 présente des conseils pour le calcul des pieux de fondations. Selon le chapitre 7.2, par exemple, les états limites suivants doivent être considérés: la ruine structurale de la pile en compression, en tension, en flexion, au flambage ou au cisaillement.

Dans l'EN 1997-1, 2005, Le Chapitre 7.3 présente les actions nécessaires et les situations de conception et le Chapitre 7.4 les méthodes de calcul et les considérations de conception. La conception peut être fondée sur des méthodes de calcul analytique. Le Chapitre 7.6 porte sur les pieux chargés axialement.

Dans l'EN 1997-1, 2005, Le Chapitre 7.7 donne des règles sur la conception des pieux chargés transversalement. La résistance transversale d'une pile ou d'un groupe de pieux est calculée en utilisant un ensemble compatible d'effets structuraux d'actions, de réactions du sol et de déplacements. L'analyse d'une pile chargée transversalement inclut la possibilité d'une ruine structurelle de la pile dans le sol. Le calcul de la résistance transversale d'une

pile longue et élancé peut être effectué en utilisant la théorie de la poutre chargée en haut et soutenu par un milieu déformable caractérisé par un module horizontal de réaction du sol de fondation.

Dans l'EN 1997-1, 2005, Le Chapitre 7.8 présente la conception structurelle des piles. Les pieux doivent être vérifiés contre la ruine structurelle. La structure de pieux doit être conçue pour répondre à toutes les situations auxquelles les piles seront soumises, y compris les conditions de corrosion, de l'installation (conditions des sols tels que les blocs ou soubassements fortement inclinés), de la capacité de pousser et des transports. Les piles élancées passant par une épaisseur de gisements de sols très faible doivent être vérifié contre le flambement.

Pour la ruine de pieux et de leurs connexions à la structure le calcul doit se faire conformément à l'EN 1993-5, 2007 ou à l'EN 1994-2, 2005. Si le sol n'offre pas une retenue latérale suffisante, le critère d'élancement pour le flambage total peut être considérée comme étant remplie si N_{Ed} / N_{cr}= 0,10, où N_{cr} est la valeur critique de la force axiale N_{Ed}. En plus des les imperfections données au chapitre 5.3 de l'EN 1993-1-1, 2005, une considération devra être accordée aux imperfections initiales supplémentaires (par exemple dû aux joints ou à l'installation) en conformité avec l'EN 12699, 2000 et l'EN 14199, 2005.
Une approche pour décider la longueur de flambement l_{cr} est donnée dans l'EN 1993-5, 2007, (chapitre 5.3.3).

9.1.3 Pieux en acier à l'ELS

Selon l'EN 1993-5, 2007, les critères suivants dans le calcul à l'ELS doivent être envisagés:

- les limites des tassements verticaux ou des déplacements horizontaux nécessaires pour répondre à la structure de soutien
- les limites de vibrations nécessaires pour répondre aux structures directement lié ou à proximité des pieux de support.

L'analyse globale doit être fondée sur un modèle linéaire élastique de la structure, et un modèle sol-structure.

Il doit être démontré qu'aucune déformation plastique ne peut se produire dans la structure en raison de la charge de service.

Les pieux en dessous de la culée sont soumis à des déplacements et des moments de flexion due à des déplacements relatifs entre la pile et le sol environnant. Dans le même temps, ils sont pris en charge horizontalement par cette même terre. Par conséquent, ils ce produits un cas particulier en ce qui concerne le comportement de la structure.

Si les culées sont utilisées pour transférer des charges horizontales sur le remblai, le même phénomène doit être pris en considération.

9.1.4 Pieux groupés

Selon l'EN 1997-1, 2005, l'effet de groupe doit être pris en considération pour la conception des

- pieux de compression;
- pieux de tension;
- piles chargés transversalement.

Pieux sous compression

En ce qui concerne la résistance à la compression du sol, deux mécanismes de ruine doivent être pris en considération pour les pieux groupés :

- résistance à la ruine à la compression des pieux individuellement
- résistance à la ruine à la compression des pieux et du sol contenu entre eux agissant comme un bloc

La valeur de la résistance doit être la plus faible valeur causée par ces deux mécanismes. La résistance à la compression du groupe de pieux agissant comme un bloc peut être calculé en traitant le bloc comme un seul pieu avec un grand diamètre.

Pieux sous tension

Pour les pieux sous tension, l'effet de groupe, qui peut avoir pour effet de réduire les contraintes verticales effectives dans le sol et, donc, augmenter la résistance des pieux individuels dans le groupe, est considéré lors de l'évaluation de la résistance à la traction d'un groupe de pieux.

Ici, deux mécanismes de ruine doivent être considérés:

- l'arrachement des pieux du sol
- le soulèvement du bloc de sol contenant des pieux.

Pour des pieux en tractions isolées ou un groupe de pieux en traction, le mécanisme de rupture peut être régi par la résistance à l'arrachement d'un cône de terre, en particulier pour les pieux à bases élargies ou encastrés dans de la roche. Normalement, l'effet de bloc régira la le calcul de la résistance à la traction, si la distance entre les pieux est égale ou inférieure à la racine carrée du produit du diamètre du pieu et de la pénétration des pieux dans la strate principale résistante.

Pieux chargés transversalement

L'effet de groupe est considéré, aussi bien lors de l'évaluation de la résistance des pieux chargés transversalement. Il faut considérer que la charge transversale appliquée à un groupe de pieux peut entraîner une combinaison de compression, de tension et des forces transversales dans les pieux individuels.

Pour des pieux transversalement chargé dans des groupes, où les têtes des pieux sont déplacées dans une égale mesure, le DIN 1054, 2005, Annexe E donne des informations concernant la répartition des forces au moyen de rapports de réduction.

9.2 Calcul de la connexion pile-culée

9.2.1 Pieux en béton

Ponts à culées intégrales complètes

Les pieux en béton armé ainsi que les connexions rigides pieux-culée sont conçus conformément à l'EN 1992-2, 2005 ou au DIN FB 102, 2009.

Ponts à culées semi-intégrales

Pour la construction de pont semi-intégral, des joints articulés peuvent être utilisés. La rotule ne peut transférer sur les pieux que des forces verticales et de cisaillement, mais pas de moments de flexion. Un exemple d'un pont avec culée construit avec cette technique est le pont Gillies Street en Australie. La Figure 9-1 montre un croquis modifié de l'un des piliers de ce pont et la liaison articulée entre la culée et les pieux de béton qui ont été utilisés. La poutre préfabriquée de la superstructure a été remplacée à titre indicatif par une poutre d'acier.

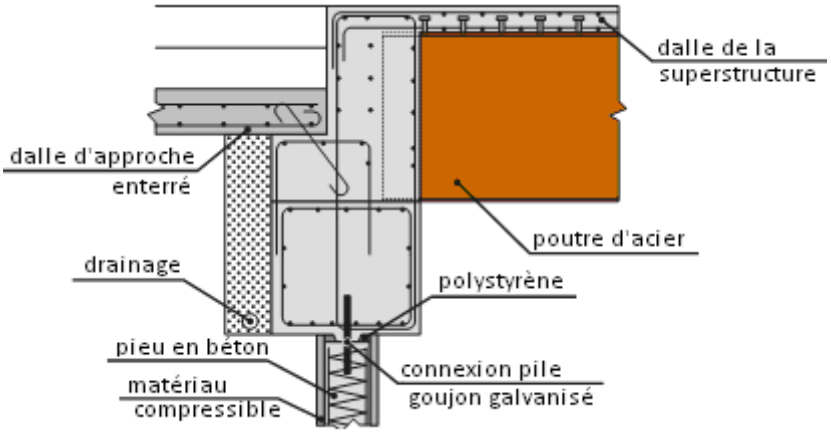


Figure 9-1: Culée avec piles articulés (acc. to (Connal, 2004))

La connexion articulée a été faite avec des goujons galvanisés, qui étaient ancrés dans les deux pieux en béton et l'entretoise de couronnement du pieu. Des plaques en polystyrène ont été utilisées comme joint de remplissage afin d'éviter l'écrasement du béton lorsque l'entretoise de couronnement du pieu est en rotation dû à des moments appliqués. Pour s'assurer que les forces latérales ne deviennent pas trop élevées dans le haut des pieux en béton, 2 m de la partie supérieure ont été emballés avec un matériau compressible avec une épaisseur de 50 mm (mousse par exemple).

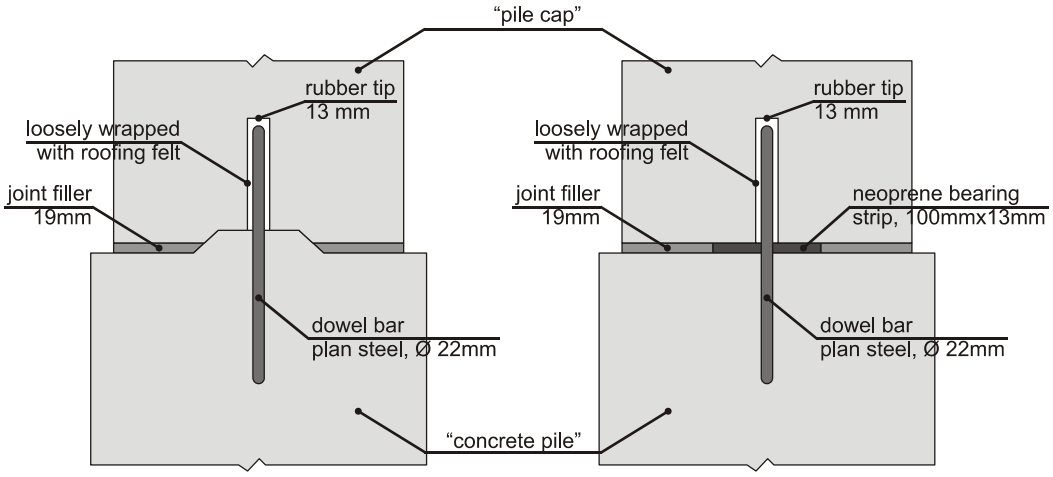


Figure 9-2: VDOT articulation originale (à gauche) / articulation modifié (à droite)

Un même type d'articulation a été développé par le Ministère des Transports en Virginie (VDOT), basé sur une clé de cisaillement le long du joint, comme illustré dans la Figure 9-2 (à gauche). Les tests effectués par Arsoy ont montrés, toutefois, que l'articulation n'a pas fonctionnée comme une articulation. Le pilier et l'entretoise de couronnement du pieu ont fait

une rotation comme une unité singulière jusqu'à ce que la clé de cisaillement échoue. Le lien entre la partie supérieure et inférieure était presque aussi fort que s'ils avaient été coulés ensemble. Par conséquent, l'articulation a été modifié comme indiqué dans Figure 9-2 (à droite).

L'articulation modifié est plus tolérante à la rotation et est composé de bandes de néoprène des deux côtés de la ligne des chevilles. Le reste du joint est rempli avec des produits de jointoiement, par exemple éponges de caoutchouc. Les forces verticales sont transférées de la partie supérieure de la culée par l'intermédiaire du néoprène et vers le bas de l'entretoise de couronnement de la pile, les chevilles transfert les forces de cisaillement.

9.2.2 Pieux en acier

Ponts à culées complètement intégrales

Dans le passé, certains états des États-Unis préféraient une connexion soudée entre les pieux et les poutres, (voir Figure 9-3). Cependant, l'inconvénient majeur de ce type de connexion est que les piles doivent être disposées très près de leurs emplacements prévu, et les poutres doivent être soudés à leur tête. Cela signifie que les piles doivent souvent être posées avec une tolérance de 2-3 cm, et cela peut être difficile à réaliser dans des conditions de poses difficiles (Conboy, et al., 2005) (Yannotti, et al., 2005).

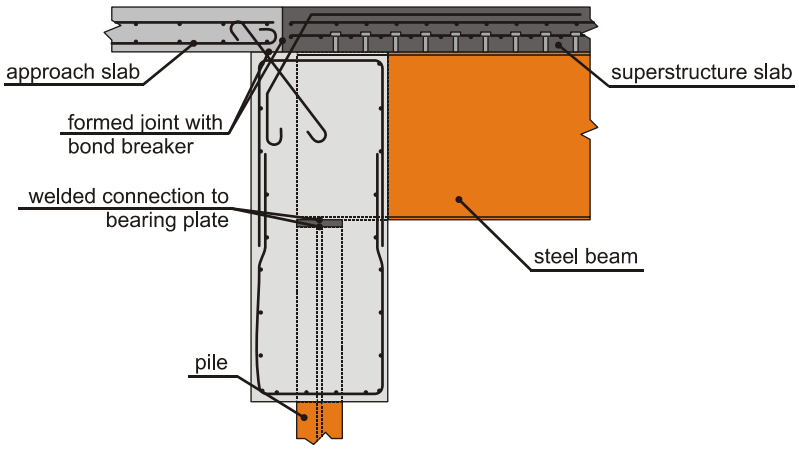


Figure 9-3: Connexion soudés entre les pieux et les poutres

C'est pourquoi aujourd'hui, une autre façon de construire une liaison rigide entre les pieux et les poutres est utilisée. Initialement, les pieux battus sont recouverts par une tête de pieu ou une partie inférieure de la paroi arrière de coulée. Les poutres sont montées en tête de l'entretoise de couronnement de pile et fixé à la coulée sur des boulons de nivellement qui sont ancrées dans la fusée de pile, voir Figure 9-4. Ces boulons de nivellement peuvent être remplacés par des plaques en acier à pression stabilisé (deux pour chaque poutre) qui permettent ainsi une correction horizontale. Une correction verticale peut être réalisée par des plaques de revêtement. Toutefois, un basculement de la poutre d'acier est à éviter dans tous les cas lors de la construction. Les extrémités des poutres sont ensuite entourées de béton lorsque le haut de la paroi arrière de culée est coulé.

En particulier, s'il l'on s'attent à un tassement de la fondation, une possibilité de réglage horizontal doit être prévue, la hauteur doit être contrôlée de façon métrologiques lors de la construction.

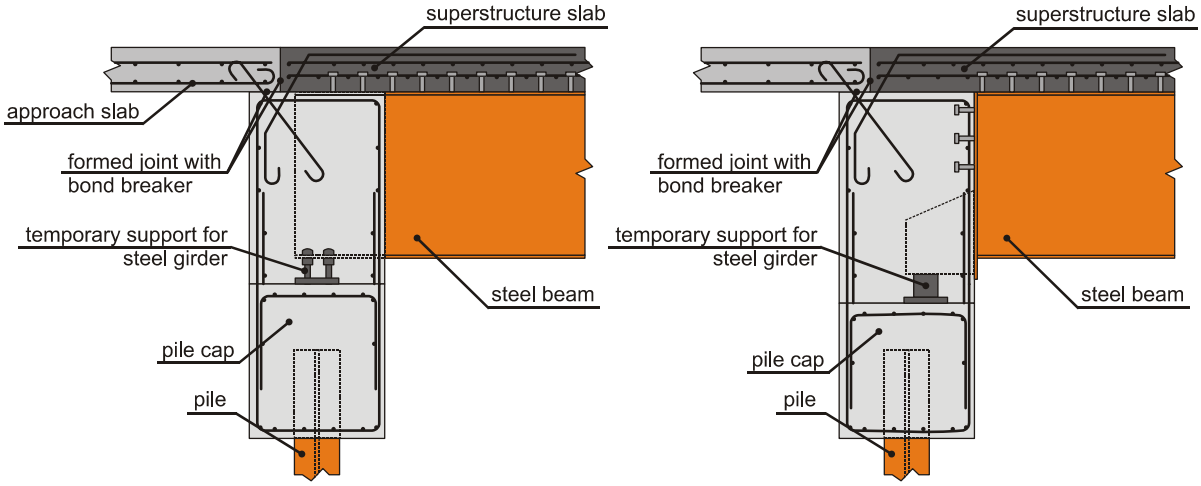


Figure 9-4: Poutre montée sur boulons de nivellement / plaque de pression au-dessus d'un entretoise de courronnement de pile

Il a été prouvé que les constructions sans soudures entre les pieux et les poutres sont plus faciles à construire, et aucune différence dans les performances n'a été détecté (Conboy, et al., 2005).

Ponts à culées semi-intégrales

Les mêmes solutions, comme indiqué dans le chapitre 9.2.1peuvent aussi être utilisées pour une solution avec des pieux en acier. La rotule peut alors être placée entre l'entretoise du pieu et la culée (voir Figure 9-4).

Dans le cadre du projet INTAB (Feldmann, et al., 2010), un autre type de connexion articulé a été développé et testé (voir Figure 9-5).

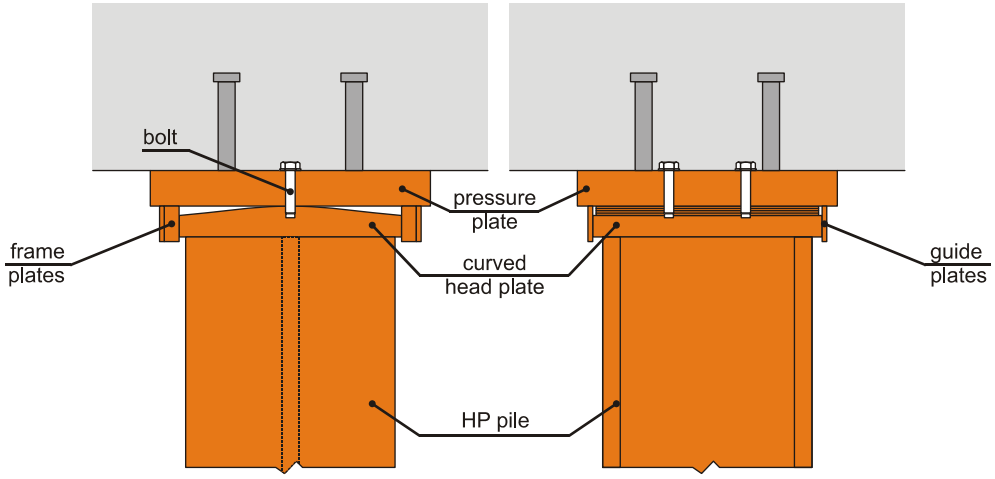


Figure 9-5: Connexion articulé, type "INTAB"

Une plaque courbée est soudée en tête du pieu, fermé par une plaque de pression soudée sur des plaques du cadre. Les forces de cisaillement sont transférées par les plaques du cadre, le boulon sert juste comme aide au montage. Les essais statiques ainsi que les tests cycliques effectués pendant le projet INTAB peuvent prouver que

- l'articulation fonctionne comme une rotule parfaite, aucun moment n'est transféré
- aucun signe de rupture à la fatigue n'a eu lieu après plus de 43800 cycles, qui simule les mouvements thermiques pendant 120 ans. Le béton à proximité de la rotule n'a pas fissuré, l'acier n'a pas montré de signes de rupture par fatigue.

- les contraintes locales de traction sont faibles

9.2.3 Les palplanches

Les fondations à culées intégrales basées sur des systèmes de palplanches peuvent notamment entrer en vigueur si un rideau de palplanches doit être construit de toute façon (voir Figure 9-6).

Figure 9-6: Pont Soleuvre, l'autoroute du Sud, Luxembourg, (pont classique) (ArcelorMittal Long Commercial, 2003)

Pour apporter une solution normalisée dans la pratique actuelle, une nouvelle connexion entre le mur de palplanches et de la superstructure a été développée et testé dans le cadre du projet INTAB (Feldmann, et al., 2010) (voir Figure 9-7). Le nouveau système offre les avantages suivants:

- un mur en palplanche existant peut être utilisé comme système de battage pour le pont à culée intégrale, un battage supplémentaire n'est pas nécessaire
- la superstructure et la culée peuvent être coulées tout de suite, ce qui permet d'économiser du temps de construction et d'éviter les joints de construction
- le degré de contrainte est abaissé afin de permettre au concepteur de réduire le renforcement dans le coin

Cependant, une attention particulière doit être portée sur les points suivants

- Un glissement entre le mur de palplanche et la coulée doit être évitée. Des goujons verticaux, soudés à la paroi de palplanches, peuvent éliminer ce problème.
- La capacité de chargement ainsi que la capacité de rotation de la connexion dépend fortement de la rigidité de la paroi en palplanches et de la longueur enfoncée de la paroi de palplanches dans la culée.
- Le renforcement doit être placé horizontalement à travers le rideau de palplanches pour augmenter la capacité du moment portant de la connexion et pour éviter la fissuration et l'effritement du béton, agissant comme un substitut pour les étriers tel qu'ils sont utilisé dans les entretoises de couronnement des piles.

Pour les essais, un système de palplanches AZ 13 a été choisi, offrant un degré de contraintes plus élevé qu'un système de pieux HP, mais plus faible qu'un système de pieux en béton (voir Tableau 9.1).

Les essais effectués sur la connexion ont montré que la connexion culée – palplanches testé devrait être limitée à :

$M_{Ed,max}$ = 200 kNm/m

Δ_{max} = 20 mm

Ce qui est suffisant pour des pont d'un longueur allant jusqu'à 100 m.

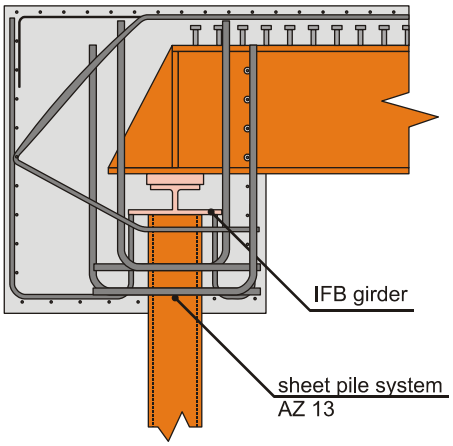


Figure 9-7: connexion de palplanches, type "INTAB"

En ce qui concerne la conception, le mur de palplanches doit être considéré au-delà des bords extérieurs de la culée (voir Figure 9-8), comme le mur adjacent ajoute de manière significative de la rigidité au système. Une comparaison de différents systèmes de fondations est donnée dans le Tableau 9.1.

Tableau 9.1: rigidité des systèmes de différentes fondations

fondations	rigidité I_{yy}	
5 x HP 305 x 95, axe faible	32,645 [cm^4]	pieux en acier
rideau de palplanches, AZ 13, w=5.00m	*98,500 [cm^4]*	*selon la fiche technique*
	137,900 [cm^4]	en tenant compte de mur adjacent
2 x Ø 90cm	6,441,247 [cm^4]	pieu en béton

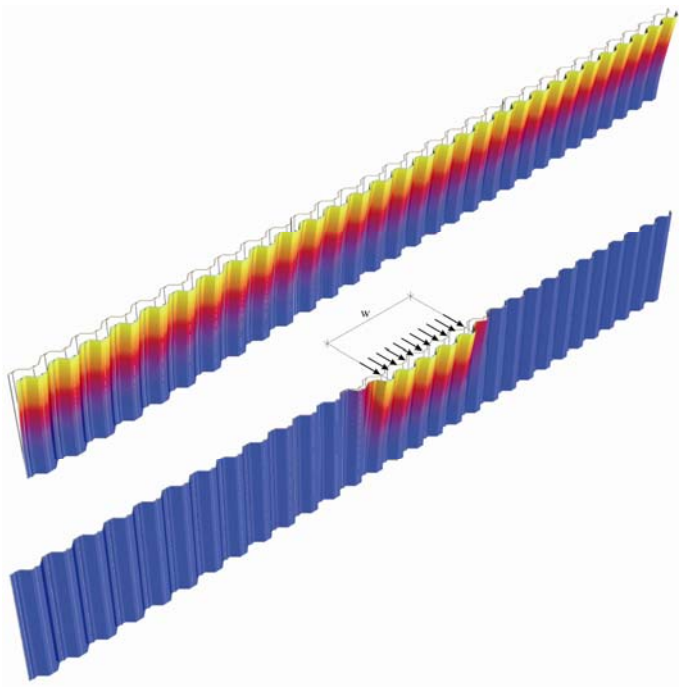


Figure 9-8: La déformation de palplanches

10 État limite de service (ELS)

Les combinaisons des actions aux états limites de service utilisées sont :

1. Combinaison caractéristique

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + P_k + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \tag{10.1}$$

2. Combinaison fréquente

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \tag{10.2}$$

3. Combinaison quasi-permanente

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \tag{10.3}$$

Ces combinaisons sont complétées par (EN 1990/A1, 2006) ainsi que (DIN FB 101, 2009) par le

4. Combinaison non-fréquent

$$\sum_{j\geq 1} G_{kj} + P + \psi_{1,\inf q} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{1i} \cdot Q_{ki} \tag{10.4}$$

alors que (DIN FB 101, 2009) écrit $\psi_{1,infq}$ comme ψ'_1.

Les coefficients partielles γ ainsi que les coefficients de combinaison ψ sont donnés dans le Tableau 10.1.

Tableau 10.1: Matrice de combinaison ELU / ELS / ELF

		LC		Type	partial factor γ ULS STR / GEO F sup	F inf	A sup	A inf	EQU sup	EQU inf	SLS	FLS	comb. factor ULS / SLS ψ_0	ψ_1	ψ_2	ψ_1'	note
permanent loads	perm.	1	self weight	$\gamma_{Gsup/Ginf}$	1,35	1,00	1,00	1,00	1,05 (1,35)	0,95 (1,00)	1,00	1,00	-	-	-	-	
	perm.	2	construction load	$\gamma_{Gsup/Ginf}$													
	perm.	3	backfill surcharge on foundations (vertical)	$\gamma_{Gsup/Ginf}$													
	perm.	4	earth pressure at rest (horizontal)	$\gamma_{Gsup/Ginf}$													
secondary prestress	perm.	5	shrinkage	γ_P / γ_{SH}	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	-	-	-	-	-	EN 1992-1-1 p. 23/24
load due to differential settlement		6	settlement of support 1	γ_{Gset}	1,20 / 1,35 (1,00)	0,00	-	-	-	-	1,00	-	-	-	-	-	γ = 1.2 (lin. el. calc.) γ = 1.35 (non-lin. el. calc.)
		7	settlement of support 2	γ_{Gset}													
		xx	settlement of support x	γ_{Gset}													
live loads	Alternative A1	8	traffic on backfill, press. on wing wall / foundation of abut. 1	γ_Q	1,50	0,00 (1,00)	(1,00) (0,00)	0,00	1,50	0,00	1,00	-	0,75	0,75	0,00 (0,20)	(0,80)	γ = 1,5: for "other" actions, e.g. soil comb. factors for TS tandem axle[a]
		9	traffic on backfill, press. on end wall / foundation of abut. 1	γ_Q													
		10	traffic on backfill, press. on wing wall / foundation of abut. 2	γ_Q													
		11	traffic on backfill, press. on end wall / foundation of abut. 2	γ_Q													
	Alternative A2	12	LM1, TS tandem axle lane 1	γ_Q	1,35 (1,50)	0,00	1,00	0,00	1,35 (1,50)	0,00	1,00						γ = 1,35: for predom. traffic actions comb. factors for TS tandem axle
		13	LM1, TS tandem axle lane 2	γ_Q													
	Alternative A3	14	braking	γ_Q													
		15	acceleration	γ_Q													
	Alternative A4	16	LM1, traffic basic load	γ_Q	1,35 (1,50)	0,00	1,00	0,00	1,35 (1,50)	0,00	1,00	-	0,40	0,40	0,00 (0,20)	(0,80)	comb. factors for evenly distr. loading
		17	LM1, UDL overload lane 1	γ_Q													
		18	LM1, UDL overload lane 2	γ_Q													
		19	LM3, fatigue	γ_Q	-	-	-	-	-	-	-	1,00	-	-	-	-	DIN EN 1991-2 D.2
temperature	Alternative A5	20	ω x expansion, top warmer[b]	γ_Q	1,50 (1,35)	0,00	1,00	0,00	1,50 (1,35)	0,00	1,00	-	0,60[d] (0,80)	0,60	0,50	(0,80)	γ = 1,5: for "other" actions, e.g. temp.
		21	ω x expansion, bottom warmer[b]	γ_Q													
		22	expansion, ω x top warmer[b]	γ_Q													
		23	expansion, ω x bottom warmer[b]	γ_Q													
		24	ω x contraction, top warmer[c]	γ_Q													
		25	ω x contraction, bottom warmer[c]	γ_Q													
		26	contraction, ω x top warmer[c]	γ_Q													
		27	contraction, ω x bottom warmer[c]	γ_Q													
	Alternative A6	28	mob. earth pressure due to expansion[b]	γ_Q	1,50	0,00	1,00	0,00	1,50	0,00	1,00	-	0,60[d] (0,80)	0,60	0,50	(0,80)	γ = 1,5: for "other" actions, e.g. soil comb. factors for temperature
		29	mob. earth pressure due to contraction[c]	γ_Q													
wind		30	wind load on structure / traffic	γ_Q	1,50	0,00	1,00	1,00	-	-	1,00	-	0,60 (0,50)	0,20 (0,50)	0,00	(0,60)	γ = 1,5: for "other" actions, e.g. wind

Cells with two factors:
factors without brackets are in accordance to EN 1990:2002/A1:2005
factors with brackets are in accordance to DIN Fachbericht 102

[a]: traffic on backfill is a combination of both load models - on the safe hand side, the resulting load cases are combined, using the com. factors for TS tandem axle

[b]: (20 or 21 or 22 or 23) and 28 always act together

[c]: (24 or 25 or 26 or 27) and 29 always act together

[d]: acc. to EN 1990:2002/A1:2005, this value may be reduced to 0 in some specific cases for ULS design EQU, STR and GEO- such a case is NOT given here!

10.1 Ponts-routes

10.1.1 Critères de calcul de contraintes

Les contraintes aux états limites de service doivent être déterminées à partir d'une analyse élastique-linéaire, utilisant des propriétés de section appropriées. La répartition des poids permanents et de la rigidité, la distribution non uniforme résultant du changement dans l'épaisseur des plaques, les raidisseurs etc, le fluage et le retrait du béton, l'érection et de l'historique du régime de charge, les effets de la température et de l'interaction sol-pilier devraient être prises en compte.

Les contraintes nominales dans tous les éléments en acier du pont résultant des combinaisons de charge caractéristique devraient être limitées comme suit:

$$\sigma_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} \tag{10.5}$$

$$\tau_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\sqrt{3}\ \gamma_{M,ser}} \tag{10.6}$$

$$\sqrt{\sigma_{Ed,ser}^2 + 3\tau_{Ed,ser}^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} \tag{10.7}$$

En général, ces vérifications des calculs ne deviennent pas limitant, comme l'ELU régit la conception.

Le cas échéant, il faut tenir compte des effets du retard de cisaillement dans les larges ailes, des effets secondaires induit par des flèches ou des effets de charges transversales.

De plus, la gamme de contrainte nominale σ_{fre} dû à des valeurs représentatives des charges variables spécifiées pour la combinaison de charges fréquentes doivent être limitée à 1,5 $f_y/\gamma_{M,ser}$, voir (EN 1993-1-9, 2005).

Pour la combinaison de charges non-fréquentes les contraintes de traction dans le renforcement doivent être limitées à:

$$\sigma_{Ed,ser} \leq \frac{0{,}8 f_{sk}}{\gamma_s} \tag{10.8}$$

En général, ces vérifications des calculs ne deviennent pas limitant, comme la vérification de largeur des fissures régit la conception.

Le dépassement du fluage et de la microfissuration doit être limitée en limitant la contrainte de compression du béton pour la combinaison de charges non- fréquentes à:

$$\sigma_{Ed,ser} \leq \frac{0{,}6 f_{ck}}{\gamma_c} \tag{10.9}$$

Avec un minimum de 1% d'armature de cisaillement et un enrobage de la zone de compression, la limitation de contrainte de compression du béton peut être dépassée de 10%.

10.2 Ponts ferroviaires

10.2.1 Critères de calcul des contraintes

Voir chapitre 10.1.1.

10.2.2 Déformations, déformations causées par le freinage

Les charges horizontales causées par les freinages et les accélérations de la circulation peuvent être introduites directement dans le remblai. Par conséquent, la pression de la terre active agissant sur la butée doit être prise en considération.

La valeur caractéristique du module de déformation / module de Young du sol E_s peut être augmenté à $E_{s,court}$ en conformité avec l'expertise du sol (voir chapitre 4.1).

10.2.3 Fréquences propres

Pour le dimensionnement des ponts-rails plusieurs codes - à la fois européens et nationaux - sont considérés. Dans l'EN 1991-2, 2003, mis en œuvre en dans le DIN FB 101, 2009, les charges ferroviaire spécifique sont définies- les modèles de charge statique LM71 et SW/0. Les effets dynamiques sont prises en compte par l'application d'un facteur de charge Φ qui augmente les charges statiques. Cependant, cette approche n'est autorisée que dans le cas où les effets de résonance ne sont pas attendus. Si les effets de résonance peuvent se

produire - par exemple en cas de passage de trains à grande vitesse - une analyse dynamique doit être effectué. L'EN 1991-2, 2003 permet de fournir un diagramme qui détermine si une analyse dynamique est nécessaire ou non (voir la norme EN 1991-2, chapitre 6.4.3, figure 6.9). Une des valeurs d'entrée principales dans cette procédure est la première fréquence naturelle de la passerelle.

La superstructure contrainte, cependant, offre en général des fréquences naturelles plus basses que son homologue sans restriction, qui ont souvent remplacés l'analyse dynamique.

Des spécifications supplémentaires sur la conception des ponts et des calculs dynamiques se retrouvent dans un document fourni par l'opérateur ferroviaire allemand (DB Netz AG, 2003). En outre, le projet de recherche européen DETAILS « Design pour coûts du cycle de vie (CCV) optimale pour ponts ferroviaires à grande vitesse par des systèmes de surveillance accrue» (Blasi et al., 2011) a été réalisé, dans le but d'une amélioration de la conception, de la sécurité et de la durabilité des solutions composite acier-béton pour la réalisation de ponts-rails pour les réseaux à grande vitesse.

11 État limite ultime (ELU)

Toutes les vérifications nécessaires aux ELU spécifiées dans l'EC2 et l'EC3, doivent être effectuées pour les ponts mixtes et ses membres. En conséquence, chaque élément et sections transversales de l'ensemble du pont doit se conformer aux exigences énoncées pour le béton, le renforcement et l'acier de construction. Les méthodes de calcul utilisées doivent prendre en compte la perte de la résistance et la ductilité liée au flambement local des parties de structure en acier et des fissurations ainsi que l'endommagement local du béton. En outre, les goujons doivent être vérifiés pour le dimensionnement aux ELU.

Les états limites ultimes suivantes doit être vérifiée:

- EQU Perte de l'équilibre statique de la structure ou de l'élément de la structure
- STR Défaillance ou déformation excessive d'éléments structuraux
- GEO Défaillance ou déformation excessive du sol lorsque les forces de la terre ou de la roche sont d'une résistance significatives
- FAT Défaillance de la structure ou d'éléments de la structure due à la fatigue.

Les effets des actions dépendent de la combinaison des actions qui se produisent et l'EN 1990, 2002 et l'EN 1990/A1, 2006 donnent les expressions pour les effets des trois classes de combinaison d'actions aux états limites ultimes:

1. Combinaisons de base (pour les situations persistantes et transitoires)

La valeur de calcul peut être déterminée soit a partir de l'expression a) ou de la valeur la moins favorable du b) (pour STR et GEO). L'annexe nationale doit être consultée si l'on veut des conseils sur la méthode à utiliser. Le DIN FB 101, 2009 fait référence seulement à l'expression (11.1)

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{G,j}\cdot G_{k,j}+\gamma_P\cdot P_k+\gamma_{Q,1}\cdot Q_{k,1}+\sum_{i>1}\gamma_{Q,i}\cdot\psi_{0,i}\cdot Q_{k,i} \tag{11.1}$$

ou

$$\begin{cases}\sum_{j\geq 1}\gamma_{G,j}\cdot G_{k,j}+\gamma_P\cdot P_k+\gamma_{Q,1}\cdot\psi_{0,1}\cdot Q_{k,1}+\sum_{i>1}\gamma_{Q,i}\cdot\psi_{0,i}\cdot Q_{k,i}\\ \sum_{j\geq 1}\xi_j\gamma_{G,j}\cdot G_{k,j}+\gamma_P\cdot P_k+\gamma_{Q,1}\cdot Q_{k,1}+\sum_{i>1}\gamma_{Q,i}\cdot\psi_{0,i}\cdot Q_{k,i}\end{cases} \tag{11.2}$$

2. Combinaisons pour les situations accidentelles

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{GA,j}\cdot G_{k,j}+\gamma\cdot P+A_d+\left(\psi_{1,1}\,or\,\psi_{2,1}\right)\cdot Q_{k,1}+\sum_{i>1}\psi_{2,i}\cdot Q_{k,i} \tag{11.3}$$

Ici, $\gamma_{GA,j}$ est introduit seulement par le DIN FB 101, 2009. En outre le DIN FB 101, 2009 spécifie l'utilisation de $\psi_{1,1}$.

3. Combinaisons pour les situations sismiques

$$\sum_{j\geq 1}G_{k,j}+P+\gamma_1\cdot A_{Ed}+\sum_{i\geq 1}\psi_{2i}\cdot Q_{ki} \tag{11.4}$$

Ici, γ_1 est introduit seulement par le DIN FB 101, 2009.

Les facteurs partielles γ ainsi que les coefficients des combinaisons ψ sont donnés dans le Tableau 10.1.

12 État limite de fatigue (ELF)

12.1 Généralités

La résistance à la fatigue des structures mixtes doit être vérifiée lorsque les structures sont soumises à des fluctuations répétées de contraintes. En particulier pour les ponts-rails, l'ELF régit souvent la conception.

Les parties suivantes de la structure doivent être vérifiées:

- Les goujons
- L'acier de construction
- Le béton et les armatures

Les forces internes et les moments sont déterminés par l'analyse globale élastique de la structure. Pour les ponts routiers des méthodes simplifiées selon l'EN 1992-2, 2005 et l'EN 1993-2, 2006, basées sur le modèle 3 de charge de fatigue (EN 1991-2, 2003) peuvent être utilisés pour les vérifications de la résistance à la fatigue. Pour les ponts-rails les valeurs caractéristiques du modèle 71 de charge selon l'EN 1991-2, 2003 doivent être utilisées.

Les vérifications de calcul à l'ELF sont les mêmes que pour les ponts mixtes classiques avec des roulements et des joints. Toutefois, si des pieux en acier sont utilisés en tant que membres de la fondation, une attention particulière doit être prise au sujet de leur résistance à la fatigue pour les cycles de faibles fréquences. Comme ces effets ont été déjà étudiés dans le cadre du projet INTAB, ils sont abordés ci-dessous.

12.2 Fatigue à cycles de fréquence faible des pieux en acier

La fatigue à cycle de fréquence faible (LCF) est la fatigue causée par des cycles de déformation comportant des déformations plastiques. Comme l'empilement vertical des culées intégrales résistent à l'allongement et au raccourcissement des superstructures dues aux changements de température du pont, la mise en œuvre des pieux d'un pont intégrale longs peut être soumise à des contraintes qui peuvent dépasser la limite d'élasticité du matériau constituant les pieux. Ces hautes contraintes alternatives doivent être prises en considération en ce qui concerne le calcul à la fatigue des piles.

En ce qui concerne la résistance des pieux aux LCF, le plus souvent une approche axée sur la déformation est utilisée. Le nombre de cycles jusqu'à la rupture, N_f, pour certains cycle de déformation peut être estimée selon l'équation de la pente universelle de Coffin-Manson Huang, et al., 2004 ou les courbes extrapolées ε-N_f. Par conséquent, les courbes de Wöhler donné par l'EN 1993-1-9, 2005 sont modifiées comme suit :

- les courbes de Wöhler sont extrapolées car elles ne sont représentées que pour N_f supérieur à 1000.
- les courbes sont converties de contraintes à déformations

En ce qui concerne la détermination des spectres de déformations $\Delta\varepsilon$, une attention particulière doit être portée concernant :

- la détermination des forces internes dans le pieu causé par des déplacements forcés dû à des effets de température, en tenant compte de la rigidité réduite de la pile en partie plastifiée

- la détermination des déformations résultantes, les effets non linéaires doivent être pris en considération.

Afin de sensibiliser sur ce qui concerne la détermination des bons spectres de déformations, ces effets non-linéaires sont décrits en détail, pour les pieux-H soumis à la flexion autour de l'axe faible, dans le chapitre suivant.

12.2.1 Pieux-H

On a considéré un pieux-H soumis à la flexion autour de son axe faible, se qui provoque un moment d'extrémité fixe sur la liaison pieu-culée. La dérivation de la formule de contrainte maximale ε_{max} est basée sur un matériau élasto-plastique idéal ; la contribution de l'âme est négligée.

Initialement, la déformation sur les fibres périphériques des semelles est déterminée, en ce basant sur l'équilibre.

Pour M<=M_{el}:

$$\varepsilon_{outer} = \frac{1}{E} \cdot \frac{M}{W_{el,z}} = \frac{1}{E} \cdot \frac{3 \cdot M}{t_f \cdot w^2} = \frac{f_y}{E} \cdot \frac{M}{M_{el}} \tag{12.1}$$

Pour M>M_{el}:

$$\varepsilon_{outer} = \frac{f_y}{E} \cdot \frac{w}{h_{el}} = \frac{f_y}{E} \cdot \left(3 - \frac{6 \cdot M}{t_f \cdot w^2 \cdot f_y}\right)^{-\frac{1}{2}} = \frac{f_y}{E} \cdot \left(3 - 2 \cdot \frac{M}{M_{el}}\right)^{-\frac{1}{2}} \tag{12.2}$$

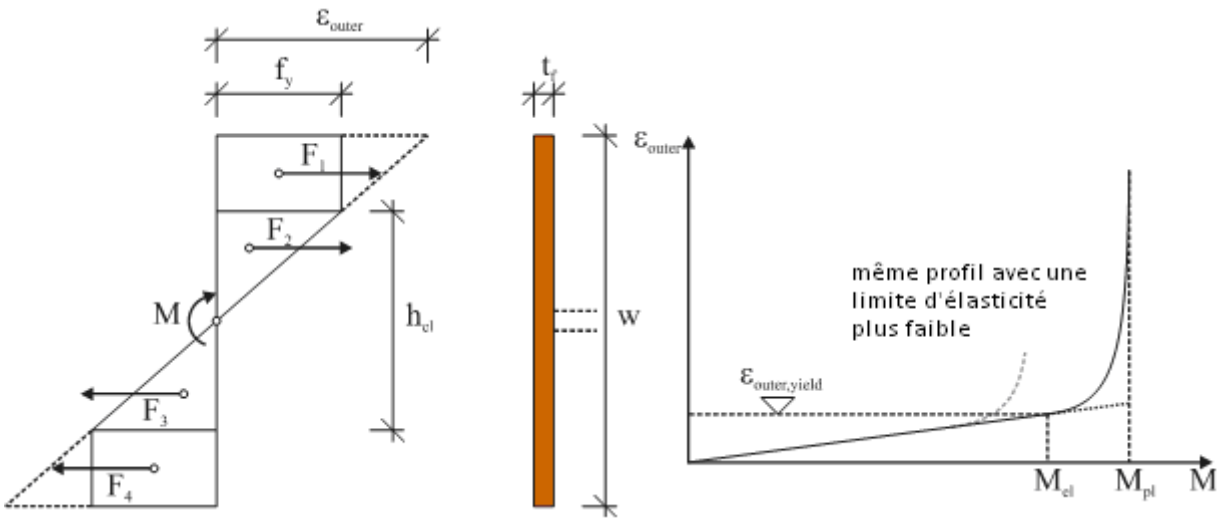


Figure 12-1: partie plastifiée de la pile-H, forces intérieures partielles

Jusqu'à une force interne de M_{el}, la déformation $\varepsilon_{extérieur}$ dans la région périphérique du profil augmente linéairement avec le moment appliqué M. Après le dépassement de M_{el}, $\varepsilon_{extérieur}$ commence à augmenter de manière disproportionnée par rapport au moment appliquée.

La déformation d'une console à partir de ces contraintes est donné par:

$$f = f_{el} + f_{pl} \tag{12.3}$$

$$f_{el} = \frac{1}{3} \cdot \frac{F \cdot L^3}{EI_{zz}} \tag{12.4}$$

$$f_{pl} = -\frac{1}{2} \cdot \frac{F \cdot L^3}{EI_{zz}} \cdot \left(1 - 3 \frac{M_{el}^{\ 2}}{F^2 \cdot L^2} \left(1 - \frac{2}{a} \right) - \frac{4}{a \cdot F \cdot L} \cdot M_{el} \right) \geq 0$$

$$a = \sqrt{3 - \frac{2 \cdot F \cdot L}{M_{el}}} \tag{12.5}$$

Sur la base de ces équations, la contrainte maximale externe $\varepsilon_{extérieur}$ est tracée en fonction d'une déformationn δ donnée (voir Figure 12-2).

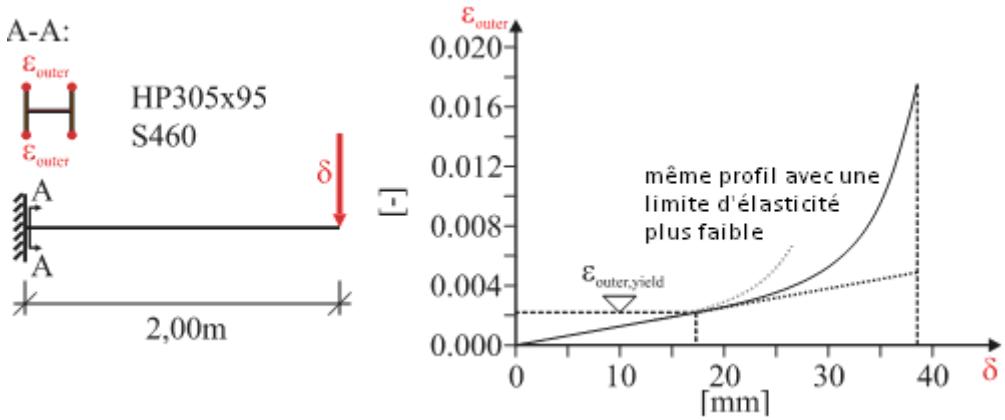


Figure 12-2: contraintes $\varepsilon_{extérieur}$ causée par la déformation δ

Tant que les contraintes dans les fibres extérieures du profil sont en dessous de la contrainte limite, la contrainte dans la région périphérique $\varepsilon_{extérieur}$ augmente linéairement avec la déformation appliquée. Après le dépassement de $\varepsilon_{extérieur,rendement}$, $\varepsilon_{extérieur}$ commence à augmenter de manière disproportionnée par rapport à la déformation appliquée. Cet effet doit être pris en considération pour déterminer le spectre des contraintes pour le calcul LCF.

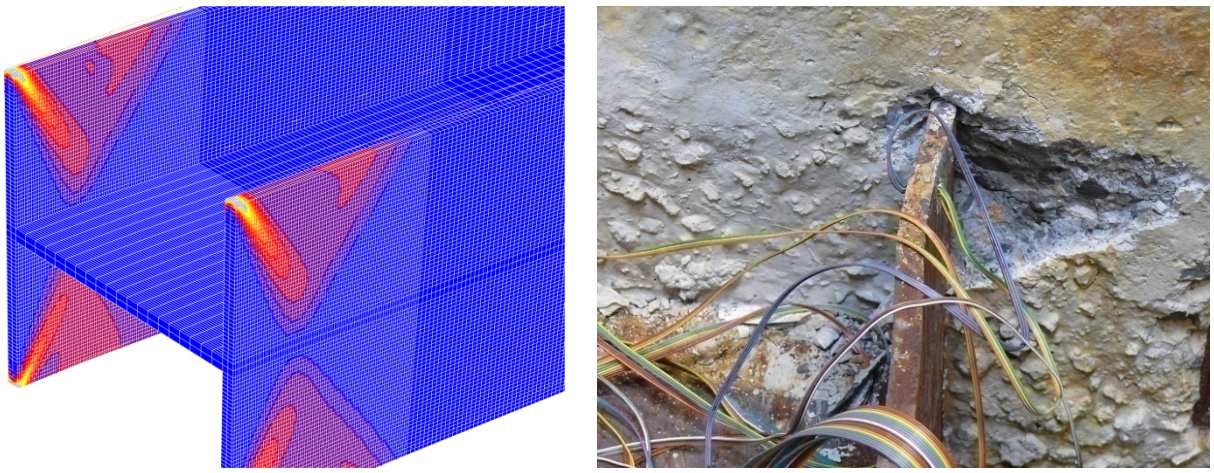


Figure 12-3: contraintes équivalentes (FE), voilement local (essai LCF)

Par ailleurs, deux autres effets doivent être pris en considération:

- les déformations plus élevées à proximité de l'appui doivent être considérés, comme les contraintes y augmentent dû aux effets locaux de serrage (voir Figure 12-3)

- les déformations plus élevées dû au flambement doivent être prises en compte pour les calculs de fatigue (voir Figure 12-3); par conséquent, une approche a été développée par Conboy (et al., 2005) et Maruri (et al., 2005)

Pour prendre en compte tous ces effets, une analyse géométriques et des matériaux non-linéaires doit être exécuté. Pour la sécurité, une loi sur les matériaux élastique / idéal plastique peut être appliquée.

12.3 Pieux tubulaires

Les pieux tubulaires sont testés à LTU (Petursson, et al., 2010) et leurs résultats sont très prometteurs pour autoriser des déformations plastiques dans les piles dû à la variation de température saisonnière.

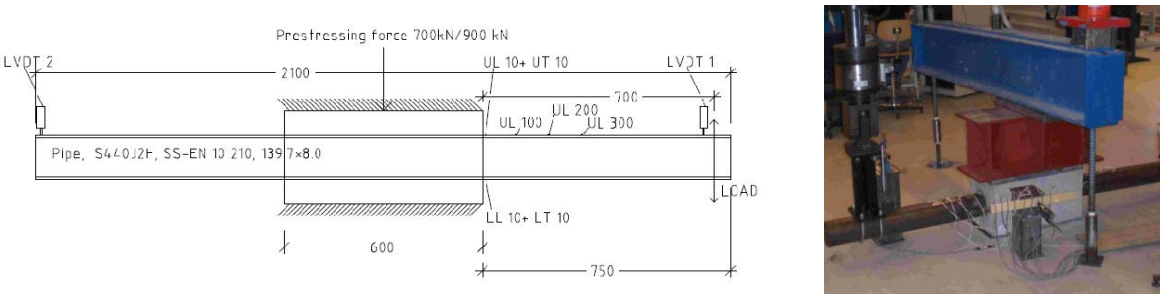


Figure 12-4: Mise en place du Test (Petursson, et al., 2010)

La catégorie de détail $\Delta\sigma_c$ selon l'EN 1993-1-9, 2005 est spécifiée pour la résistance à la fatigue à 2 millions de cycles. Le nombre de cycles à amplitude constante à l'échec N_f au champs de contrainte nominale est calculée en utilisant la formule:

$$N_f = \frac{\Delta\sigma_c^m}{\Delta\sigma_c} \cdot 2 \cdot 10^6 \tag{12.6}$$

où m = 3 dans l'intervalle d'intérêt voulu ici. Pour une section tubulaire $\Delta\sigma_c$ = 160 MPa (le joint longitudinal de soudure de la pile est dans l'axe neutre). La contrainte nominale élastique dans Eq. (12.6) est une contrainte uni axial nominale et peut être convertie en une contrainte nominale

$$\Delta\varepsilon = \frac{\Delta\sigma}{E} \tag{12.7}$$

où E = 210 GPa est le module d'élasticité. Après réarrangement des équations ci-dessus la déformation plastique est représentée dans la Figure 12-5 et comparé avec les résultats du test.

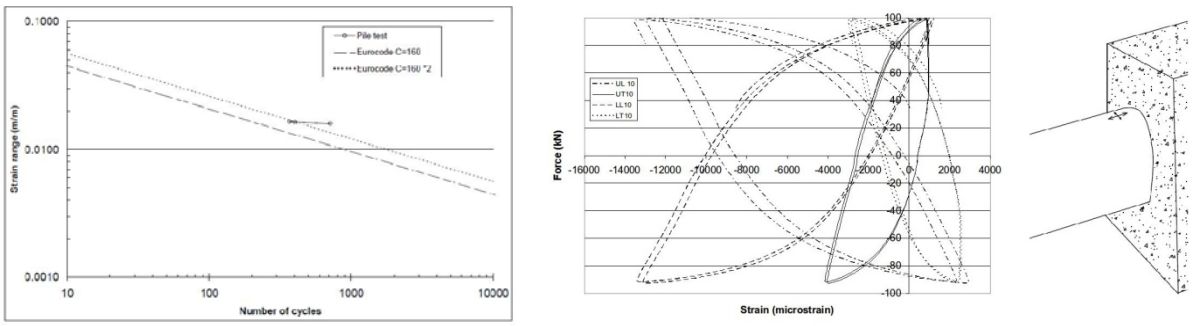


Figure 12-5: Les résultats des tests par rapport aux valeurs de calcul selon l'EN 1993-1-9, 2005 / la déformation varie en compression et en tension entre -13500 μstrain to 2400 μstrain.

Le nombre de cycles jusqu'à la rupture en fatigue pour des cycles de fréquence faible est souvent décrit avec la relation de Coffin-Manson

$$\frac{\Delta\varepsilon_{eq}}{2} = \frac{\sigma'_f}{E} \cdot \left(2N_f\right)^b + \varepsilon'_f \cdot \left(2N_f\right)^c \tag{12.8}$$

La première partie de l'équation est dominante pour des niveaux de déformation élastique et la seconde au niveau de la déformation plastique. Les coefficients et les exposants dans l'expression dépendent des matériaux et beaucoup d'expériences ont été réalisées pour la calibrer pour différents matériaux.

Le champ totale de déformation dans l'exemple du pont Leduån, conçu par Ramboll et suivi par LTU, est 1353 (= 1634 – 282) μstrains correspondant à une gamme de tension de 0.8 f_{yk} L'adoption d'une gamme de déformation $\pm 2f_{yk}/E$ implique que nous pourrions avoir un intervalle de déformation 5 fois plus grand. On suppose que les intervalles de déformation due au trafic restent les mêmes pour les ponts plus long, du fait que les poutres sont plus grandes et reposent sur plus d'appuis. Cela signifie que la gamme de déformation pourrait être augmenté de 4*1353 = 5412 μstrains. Comme pour une longueur de pont de 40 m on a une gamme de déformation de 294+136=430 μstrains, la longueur peut être augmentée de 40*(5412/430) = 500 m. D'autres critères comme le critère de fatigue doivent également être vérifiés et différents cas de chargements dans d'autres codes peuvent conduire à des résultats légèrement différents, mais les calculs basées sur des essais de pieux indiquent que une longueur du pont jusqu'à 500 m semble possible, en ce qui concerne la fatigue due aux sollicitation des piles.

13 Conception de détails / conception locale

13.1 Le coin de cadre

Les calculs de vérifications suivantes sont couverts ici:

- compression locale en béton,
- poinçonnage,
- flexion locale de la plaque.

13.1.1 Relations géométriques

Le dimensionnement est basé sur un modèle « struts-and-tie ».

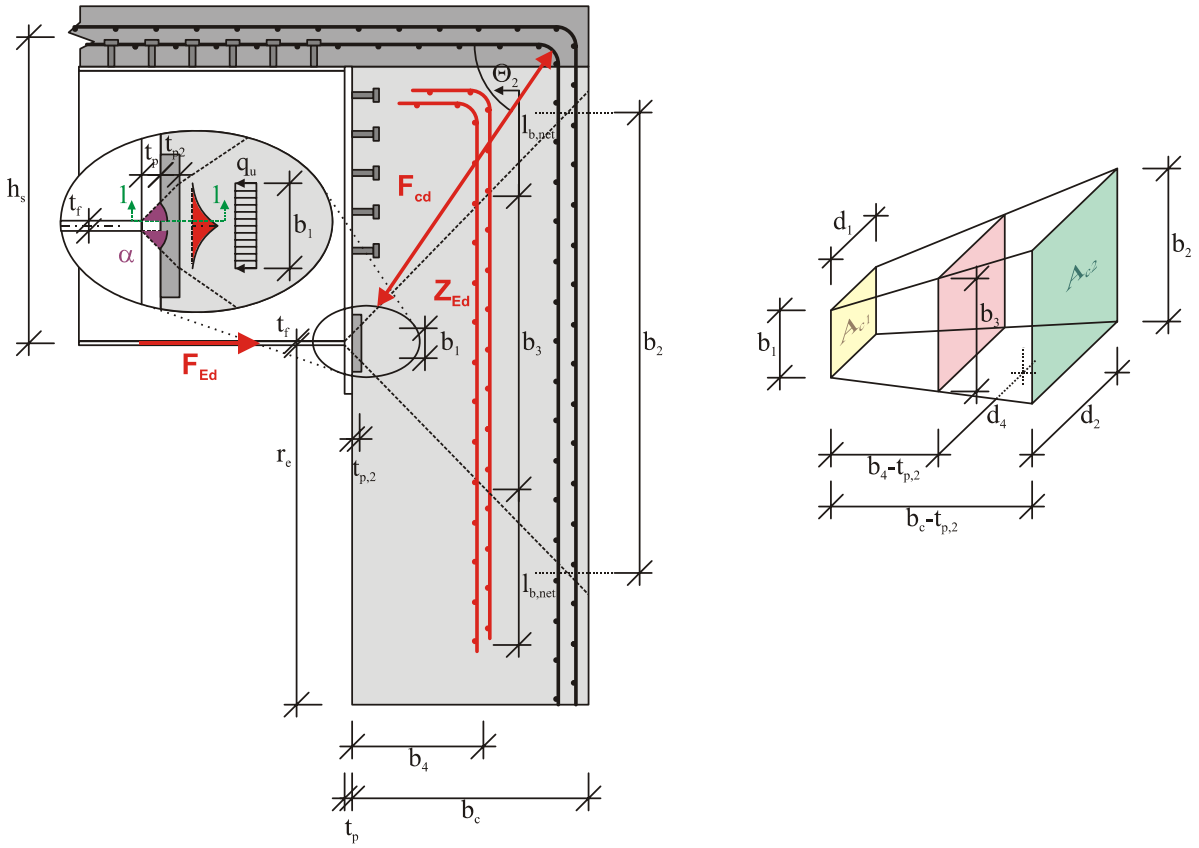


Figure 13-1: géométrie, coin

$$\alpha = 45° \text{ selon l'EN 1993-1-5, 2006} \tag{13.1}$$

$$b_1 = t_f + 2 \cdot (t_p + t_{p,2}) \cdot \tan\alpha \tag{13.2}$$

$$b_2 = \min \begin{cases} 3 \cdot b_1 \\ (b_c - t_{p,2}) + b_1 \\ 2 \cdot (r_e - 50mm) + t_f \end{cases} \tag{13.3}$$

$$b_3 = b_1 + \frac{b_4 - t_{p,2}}{b_c - t_{p,2}} \cdot (b_2 - b_1) \tag{13.4}$$

$$d_1 = b_f + 2 \cdot (t_p + t_{p,2}) \cdot \tan\alpha \tag{13.5}$$

$$d_2 = \min\begin{cases} 3 \cdot d_1 \\ (b_c - t_{p,2}) + d_1 \end{cases} \tag{13.6}$$

$$d_4 = d_1 + \frac{b_4 - t_{p,2}}{b_c - t_{p,2}} \cdot (d_2 - d_1) \tag{13.7}$$

$$A_{c1} = b_1 \cdot d_1 \tag{13.8}$$

$$A_{c2} = b_2 \cdot d_2 \tag{13.9}$$

où t_f épaisseur de la semelle, poutre principale

b_f largeur d'aile, poutre principale

t_p épaisseur de la plaque d'extrémité

$t_{p,2}$ épaisseur de la plaque de pression

b_c largeur de béton = profondeur de culée

b_4 position de renforcement de fissuration a la traction

13.1.2 Design local – ELU

La section transversale au bout de la poutre composite, au début du coin du cadre doit être conçue comme une section transversale 2-point. Cela signifie que seule la plaque de tête agit en compression et le renforcement de la plaque de béton agit en traction.

Pour les zones partiellement chargés, l'écrasement local et les forces de traction transversales doivent être considérées selon l'EN 1992-1-1, 2004 (chapitre 6.7).

1. L'écrasement local

Comme la force de compression locale est déterminée selon le modèle « struts-cravate », comme indiqué ci-dessus, la formule suivante peut être utilisée:

$$F_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{h_s} \leq \min\begin{cases} 0.85 \cdot 3.0 \cdot f_{ck}/\gamma_c \cdot A_{c1} \\ 0.85 \cdot f_{ck}/\gamma_c \cdot A_{c1} \cdot \sqrt{A_{c2}/A_{c1}} \end{cases} \tag{13.10}$$

où M_{Ed} moment de coin:

h_s hauteur statique

Si le contrôle de la conception ne peut pas être rempli, la largeur de la plaque de pression peut être adaptée.

2. Traction transversale

$$Z_{Ed} = \frac{1}{2} \cdot F_{Ed} \cdot \left(1 - \frac{b_1}{b_4 - t_{p,2}}\right) \cdot \left(1 - \frac{d_1}{b_4 - t_{p,2}}\right) \leq A_{sZ} \cdot \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \tag{13.11}$$

où A_{sZ} Aire du renforcement

Z_{Ed} force de traction dans le renforcement

La longueur d'ancrage $l_{b,net}$ doit être suffisante.

3. L'écrasement local, élément comprimé en diagonal

L'élément comprimé en diagonal avec une largeur de $2 \cdot d_{br} / 2 \cdot \sin\Theta_2$ est ancré par le renforcement du coin.

$$F_{Ed} \cdot \frac{1}{\sin\Theta_2} = \frac{M_{Ed}}{h_s} \cdot \frac{1}{\sin\Theta_2} \leq F_{cd} = f_{cd} \cdot (b_w \cdot a_c) \tag{13.12}$$

où $a_c = d_{br} \cdot \sin\Theta_2$

d_{br} diamètre du mandrin

b_w taille de la poutre

et $b_c \geq h_s$

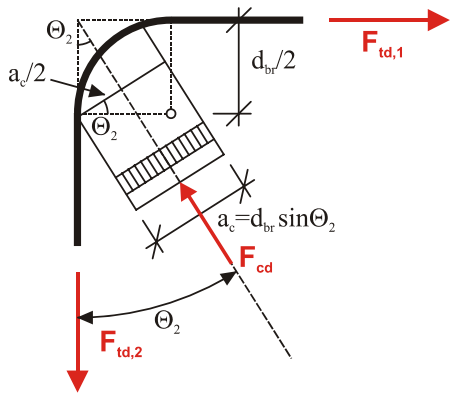


Figure 13-2: géométrie, élément comprimé diagonal

4. Poinçonnage

Pour des culées très élancé, où un poinçonnage peut être décisif, un contrôle de conception pertinent doit être effectué ainsi.

13.1.3 Conception locale – ELS, compression du béton

La contrainte de compression dans le béton doit être limitée afin d'éviter les fissures longitudinales, les microfissures ou les niveaux élevés de fluage, où ils pourraient y avoir des effets inacceptables sur la structure (voir l'EN 1992-1-1, 2004, (chapitre 7.2)).

$$F_{Ed} \leq 1.1 \cdot k_1 \cdot f_{ck} \cdot A_{c1} \quad \text{(combinaison caractéristique)} \tag{13.13}$$

(min. 1% de renfort)

$$F_{Ed} \leq 1.1 \cdot k_2 \cdot f_{ck} \cdot A_{c1} \quad \text{(combinaison quasi-permanente)} \tag{13.14}$$

où k_1 conformément à l'annexe nationale de l'EN 1992-1-1, 2004, recommandé: 0.6

k_2 conformément à l'annexe nationale de l'EN 1992-1-1, 2004, recommandé: 0.45

13.1.4 Conception locale – ELS, largeur des fissures

Comme la largeur des fissures régit généralement la conception du coin du cadre, l'approche qui figure dans l'EN 1992-2, 2005 est résume ici brièvement.

Pour la limitation de la largeur des fissures, les considérations générales de l'EN 1992-1-1, 2004 (chapitre 7.3.1) s'appliquent à des structures composites. La limitation de la largeur des fissures dépend des catégories d'exposition selon l'EN 1992-2, 2005 (chapitre 4).

Comme alternative simplifiée et conservatrice, la limitation de la largeur des fissures acceptable peut être atteinte en limitant l'espacement des barres ou des diamètres de barre jusqu'à ce qu'on soit au moins un renforcement minimal comme défini par l'équation (13.15) (voir l'EN 1994-2, 2005, chapitre 7.4.2).

$$A_s = k_s \cdot k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} / \sigma_s \qquad (13.15)$$

où $f_{ct,\,eff}$ la valeur moyenne de la résistance à la traction du béton efficace au moment où les fissures peuvent se produire en premier (voir l'EN 1992-1-1, 2004)

k coefficient de l'effet de la sollicitation non-uniforme auto-équilibrant recommandé: 0.8

k_s coefficient de l'effet de réduction de la force normale de la dalle de béton dû à la fissuration initiale et au glissement local de la connexion de cisaillement
recommandé: 0.9

k_c coefficient qui tient compte de la répartition des contraintes dans la section juste avant de se fissurer et qui est donnée par

$$k_c = \frac{1}{1 + h_c / (2 \cdot z_o)} + 0.3 \leq 1.0$$

h_c épaisseur de la semelle du béton, sans les jarrets ou les nervures

z_o la distance verticale entre les centroïdes de la semelle de béton non fissuré et la section composite non fissuré, calculé en utilisant le rapport modulaire n_0 pour le chargement à court terme

σ_s contrainte maximale autorisée dans le renforcement juste après la fissuration. Elle peut être considérée comme la limite d'élasticité caractéristique f_{sk}. Une valeur plus faible, en fonction de la taille de la barre, peut cependant être nécessaire pour satisfaire les limites de la largeur des fissures requises. Cette valeur est donnée dans l'EN 1994-2, 2005 (tableau 7.1)

A_{ct} Aire de la zone de traction (causé par le chargement et les premiers effets de retrait) immédiatement avant la fissuration de la section transversale. Pour simplifier, la surface de la section de béton dans la largeur effective peut être utilisée.

Le diamètre maximum et l'espacement maximal des barres dépendent de la contrainte σ_s dans le renforcement et de la largeur des fissures voulues. Les diamètres maximum des

barres sont donnés dans l'EN 1994-2, 2005 (tableau 7.1) et l'espacement maximum des barres dans l'EN 1994-2, 2005) (tableau 7.2).

Pour les poutres composites où la dalle de béton est supposée être fissurée et non précontraint par tendons, les contraintes dans le renforcement augment dû aux effets de tension de raidissement du béton entre les fissures par rapport au contraintes basées sur une section composite où le béton est négligé. La contrainte de traction dans les armatures dues au chargement peut être calculée selon l'EN 1994-2, 2005 (chapitre 7.4.3). Où des tendons liés sont utilisées, le calcul doit suivre l'EN 1992-1-1, 2004 (chapitre 7.3), où σ_s doit être déterminée en tenant compte des effets de la tension de raidissement.

13.1.5 Calcul locale - flexion de tôles en acier

La plaque d'extrémité doit être vérifiée à la flexion locale des tôles d'acier. Par conséquent, une vérification des contraintes pour éviter une flexion locale de la tôle d'acier est réalisée, les contraintes dans la plaque doivent rester élastiques.

$$\sigma_{Ed} \leq \frac{f_{yp}}{\gamma_a} \tag{13.16}$$

$$\sigma_{Ed} = \frac{M_{u,1-1}}{W_{p_a}} \qquad \text{avec } W_p = \frac{t_f^2 \cdot d_1}{6}$$

$$M_{u,1-1} = M_{u,\max} - F_{Sd} \cdot \frac{t_f}{8}$$

$$M_{u,\max} = q_u \cdot \frac{b_1^2}{2} \qquad \text{avec } q_u = \frac{F_{Ed}}{b_1}$$

$$\Rightarrow \qquad \sigma_{Ed} = F_{Ed} \frac{3 \cdot \left(b_1 - 1/4 \cdot t_f\right)}{t_f^2 \cdot d_1} \tag{13.17}$$

13.1.6 Calcul locale - fatigue

La vérification à fatigue du détail "soudure de plaque d'extrémité» est réalisée selon l'EN 1993-1-9, 2005 comme indiqué dans l'équation (13.18).

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_C / \gamma_{Mf}} \leq 1.0 \tag{13.18}$$

Lorsque la vérification de la fatigue est basée sur les types de contrainte de dommages équivalents, en général, une série $\Delta\sigma_E$ doit être déterminée à partir de :

$$\Delta\sigma_E = \lambda \cdot \phi \cdot \left|\sigma_{\max,f} - \sigma_{\min,f}\right| \tag{13.19}$$

où $\sigma_{max,f}$ et $\sigma_{min,f}$ sollicitation maximum et minimum sur la base des modèles de charge donné par les codes (voir chapitre 12.1)

λ facteur équivalent de dommages

pour ponts routiers: (EN 1992-2, 2005) (chapitre 9.5.2)

pour ponts ferroviaires: (EN 1992-2, 2005) (chapitre 9.5.3)

ϕ facteur équivalents de dommages d'impact

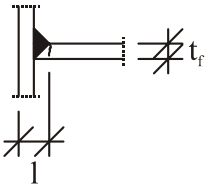
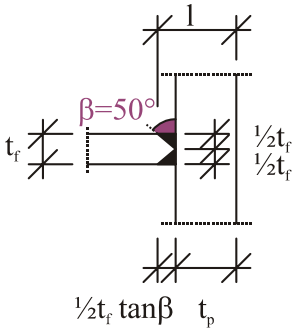
pour ponts routiers: ϕ = 1.0

pour ponts ferroviaires: (EN 1991-2, 2003) (chapitre 6.4.5),

voir chapitre 10.2.3**Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.**

La catégorie de détail est donné dans l'EN 1993-1-9, 2005 (tableau 8.5), voir Tableau 13.1. Les facteurs partiels sont donnés dans l'EN 1993-1-9, Tableau 3.1 (γ_{Mf}).

Tableau 13.1: catégories de détails

Catégories de détails		$l = 1/2 \cdot t_f \cdot \tan\beta + t_p$		
	80	$l \le 50mm$	tous t	
	71	$50mm < l \le 80mm$	tous t	
	63	$80mm < l \le 100mm$	tous t	
	56	$100mm < l \le 120mm$	tous t	

13.1.7 Stabilité

Les vérifications suivantes à la stabilité doivent être effectuées pour les poutres mixtes:

- résistance au déversement (EN 1994-2, 2005) (chapitre 6.4)
- résistance au voilement par cisaillement et aux forces en plan appliqué aux âmes (EN 1994-2, 2005) (chapitre 6.2.2)
- résistance au flambement des semelles (EN 1993-1-5, 2006) (chapitre 4)

Toutes les semelles en acier en compression doivent être vérifiées à la stabilité latérale selon l'EN 1993-1-1, 2005. Toutefois, une semelle en acier qui est attaché à une dalle en béton ou à un matériau composite par une connexion de cisaillement en conformité avec l'EN 1994-2, 2005 peut être supposé stable latéralement, à condition que l'instabilité latérale de la dalle de béton soit empêché.

La résistance au voilement par cisaillement $V_{b,Rd}$ d'une âme en acier non enveloppé doit être déterminé conformément à l'EN 1993-1-5, 2006 (chapitre 5). On ne doit pas tenir en compte de la contribution de la dalle de béton, sauf si une méthode plus précise que celle de l'EN 1993-1-5, 2006 (chapitre 5) est utilisée et si l'assemblage en cisaillement est dimensionné pour la force verticale concernée.

Les effets de voilement dans les éléments plats de compression (semelles) dû à de contraintes directes à l'état limite ultime doivent être envisagés lorsque ces éléments sont en

compression. C'est le cas pour la semelle inférieure des poutres d'appui, ainsi que celles près des soutiens centraux (moment de flexion négatif).

De plus, les étapes de construction doivent aussi être prises en considération. Les poutrelles en acier doit être vérifiée avant le durcissement du béton selon l'EN 1993-1-1, 2005 et l'EN 1993-2, 2006.

13.2 Les détails de la connexion

Les culées intégrales qui sont fixées de manière rigide avec une poutre composite sont mise en œuvre en deux phases de construction. Dû fait de ces phases de construction le renforcement dans le mur de soutènement doit être guidée (voir chapitre 6.3, "Les étapes de la construction "):

- coulée du coin de cadre;
- coulée de la dalle (système constructive → cadre).

Un exemple est donné dans les figures suivantes.

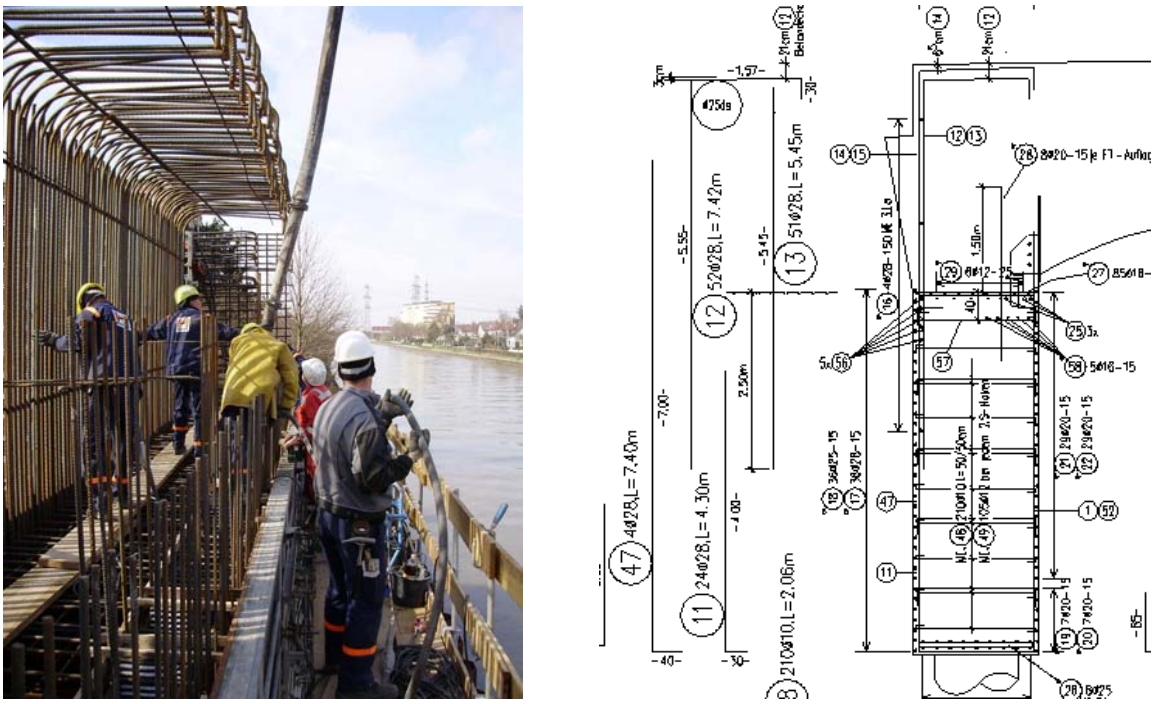


Figure 13-3: placement de l'armature

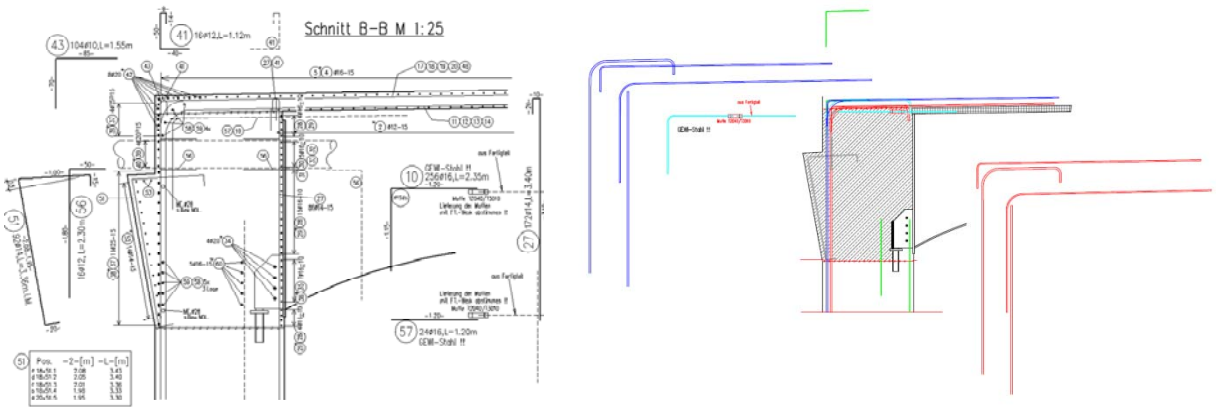


Figure 13-4: configuration du renfort du coin

13.3 Dalle d'approche

Les dalles d'approche sont installées pour permettre un accès sur le pont lisse et confortable. Elles sont liées au pont et fonctionnent comme des rampes d'accès à partir des culées de pont soutenu de façon rigide vers les remblais d'approche consolidées et servent ainsi à maintenir les surfaces lisses et réduire l'impact des véhicules. L'objectif principal est de s'étendre sur le sol perturbé entre une superstructure du pont et le revêtement de la chaussée afin de tenir compte des différences d'élévation attendue entre ces deux éléments et de fournir un confort de conduite satisfaisant. Mais leurs performances sont limitées. Seule une certaine différence peut être acceptée et, éventuellement, un mauvais système de dalle et de système d'approche, en peut se produire.

Pour éviter le tassement local à la jonction entre la dalle d'approche et les chaussées, causés par de fortes contraintes ou concentrations des pressions, une tôle traverse peut être situé à l'extrémité de la dalle d'approche existante.

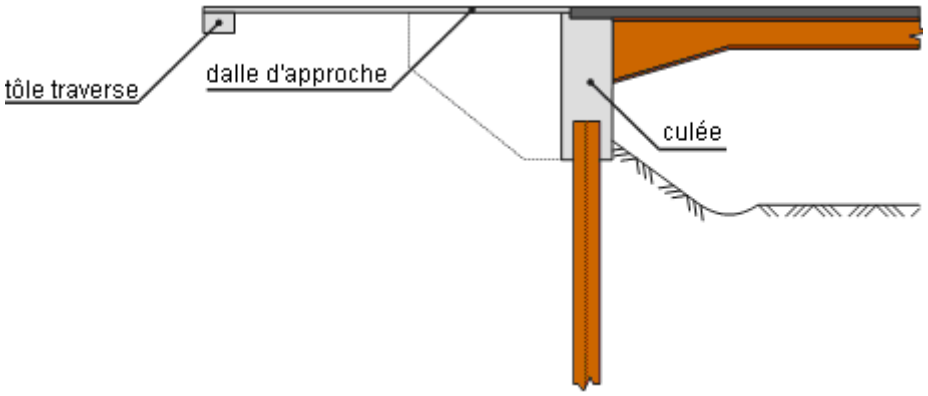


Figure 13-5: accès au pont

Les autres effets bénéfiques des dalles d'approche sont

- elles empêchent la circulation des véhicules de consolider la circulation près des culées
- elles diminuent la surcharge de charge utile sur le remblai de butée
- elles aident à contrôler le drainage sur le tablier du pont
- elles aident à minimiser l'érosion du remblai

En effet, les dalles d'approche minimisent la quantité d'entretiens permanents qui sont nécessaires aux ponts construits sans eux. (Jr Burke, 2009)

Toutefois, s'elles sont conçus de façon inappropriée, après un certain temps des problèmes surviennent qui sont généralement appelée simplement la «bosse à la fin du pont», bosse qui peut aggraver le confort de conduite. La dalle d'approche peut en effet se tasser, plier et/où fissurer.

13.3.1 Les modes de ruine

Pour quantifier ce problème, trois différents types de défaillance ont été identifiés:

1. Pente trop forte; lorsque le gradient relatif (tassement δ / longueur d'approche L_{apr}) dépasse 1 / 200, l'inconfort de conduite apparaît
2. Changements de pentes brusques; c'est un équivalent local d'une pente trop élevés et est principalement le résultat de la flexion de la dalle.

3. Fissures; l'appui du sol diminue ou une mauvaise conception conduit à la fissuration et finalement la destruction de la dalle. La plupart des problèmes sont rencontrés aux extrémités et dans les joints (Cai, et al., 2005)

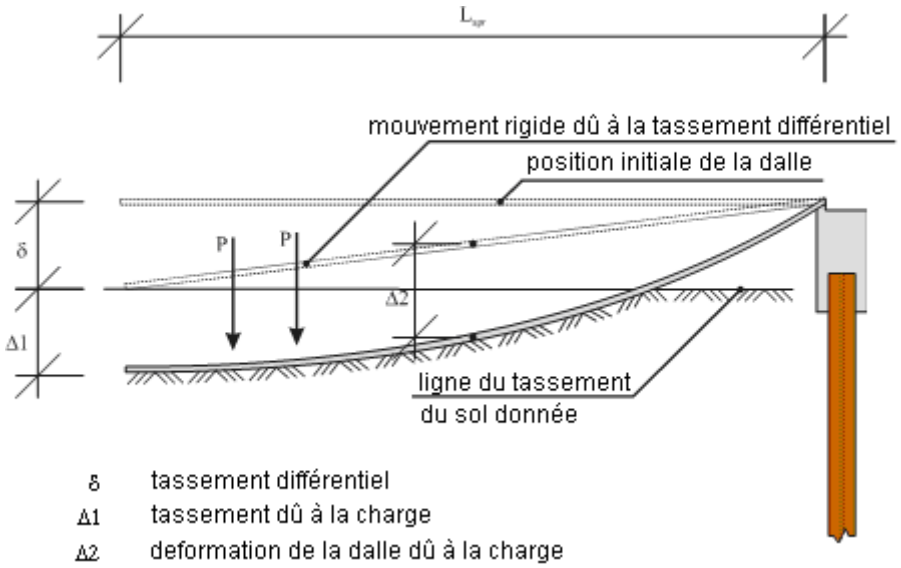


Figure 13-6: approche du pont

Les causes de ces ruines sont données dans le tableau suivant.

Table 13.2: Vue d'ensemble sur les ruines de la dalle d'approche et leurs causes

	Les causes principales		
	Géotechnique		**Constructives**
Type de défaillance (point de vue utilisateur)	**Tassement relatif** • Tassement de la digue • Tassement des sols de fondation • Tassement local aux extrémités	**Vide** • Mouvements de butée (=cycles de compression / décompression) • Érosion	**Conception (dalle d'approche et pont)**
Pente moyenne trop haute	lorsqu'elle n'est pas correctement soutenue, la dalle coule pendant que le remblai s'installe		• longueur insuffisante • supports faibles
Changement de pente brusque	diminution et / ou perte locale de soutien au sol flexion excessive de la dalle		• rigidité faible
Fissures	diminution et / ou perte locale de soutien au sol contraintes excessives		• résistance faible • connexions rigides avec la butée

Elles peuvent être classées comme des causes géotechniques et constructives, en considérant que les causes géotechniques peuvent être réduites à un tassement relatif (tassement différentiel entre le pont et la route adjacente) et vide (sous la dalle d'approche).

13.3.2 Tassement relatif

En ce qui concerne le problème de tassement différentiel, il faut distinguer deux types de tassement:

- Le tassement
  - le tassement de remblai
  - le tassement du sol naturel sous une charge supplémentaire de remblai
- Le tassement de la structure du pont

<u>Le Tassement de remblai</u>

Les remblais sont faits de matériaux transformés lors de la construction. Ils sont donc naturellement soumis à une post-compression dépendant du temps (White, et al., 2005).

Cependant, elle peut être minimisée en utilisant des matériaux et des techniques de construction adaptés. Selon (White, et al., 2005), les propriétés du matériau idéal pour la construction d'une digue sont les suivantes:

- facile à compacter, pour faciliter la construction
- comportement élastique
- pas de propriétés dépendant du temps (consolidation)

Le remblai granulaire sera donc beaucoup plus performant que les sols cohésifs, mais d'autres paramètres peuvent également jouer un rôle important.

Les travaux de compactage lors de la construction doivent être faits très soigneusement.

La teneur en humidité du sol lors de la construction a été jugée d'importance (Mekkawy, et al., 2005) puisque un pourcentage élevé peut provoquer l'effondrement soudain de certains types de matériaux.

L'utilisation de matériaux géo-synthétiques est une alternative possible qui a également d'un grand avantage en ce qui concerne la capacité de drainage du système (Mekkawy, et al., 2005) (Horvath, 2002).

Le tassement du sol naturel sous une charge supplémentaire de remblai

Sous une charge supplémentaire de la part du trafic et du poids du remblai, il est probable que les sols naturels compressibles en argiles ou en limons se consolident. Cela semble être l'une des principales causes de l'échec des approches (White, et al., 2005). Différentes techniques sont disponibles pour renforcer le sol et limiter les effets de ce phénomène. Il est également intéressant d'utiliser des matériaux légers pour le remblai.

13.3.3 Vide

En plus du tassement, le sol peut être localement enlevé sous les dalles d'approche, laissant un vide ou un écart. La diminution ou la perte de l'appui des sols a des conséquences graves pour la dalle dont la capacité portante diminue pour aboutir finalement à une flexion excessive et des fissures.

Ce vide peut être causé par

- l'érosion des remblais causé par le drainage et une gestion de l'eau inadéquat et / ou des joints défectueux (Mekkawy, et al., 2005)
- la compression / décompression cyclique dû aux mouvements de butée sous des contraintes thermiques conduit inévitablement à l'affaissement du remblai près de la culée (Horvath, 2002)

L'érosion du remblai

Deux types d'érosion peuvent affecter les performances:

- l'érosion de surface
- érosion « interne » des sols sous les approches

L'érosion de surface doit être limitée par une gestion de l'eau judicieusement où les eaux de ruissellement sont dirigées loin de remblai et des joints. Par conséquent, l'eau de surface prélevée sur le pont doit être menée loin de la digue d'une manière appropriée. Une gouttière intégrée dans le pavé sur la culée peut être utilisé. Sinon, il doit être garanti que l'eau n'est pas en mesure de s'infiltrer dans le joint entre la dalle d'approche et la culée.

L'érosion « interne » est fonction de drainage. Un modèle de drainage pour une culée du pont a été développé à l'Université d'Iowa pour étudier différents matériaux et systèmes de drainage (un total de 13 tests). Trois systèmes ont montré des performances particulièrement intéressantes:

- drain géo-composite + renforcement de remblai + teneur en humidité au-dessus groupage
- des copeaux de pneus derrière la culée du pont (meilleur débit, mais difficile construction)

- remblai poreux (débit relativement limité, mais très bonne stabilité et utilisation très simple)

Un même type de remblayage et de système de drainage est donnée par (RiZ-ING, 2007) (WAS7) comme indiqué dans Figure 13-7. Le croquis a été modifié pour se conformer à un pont à culée intégrale.

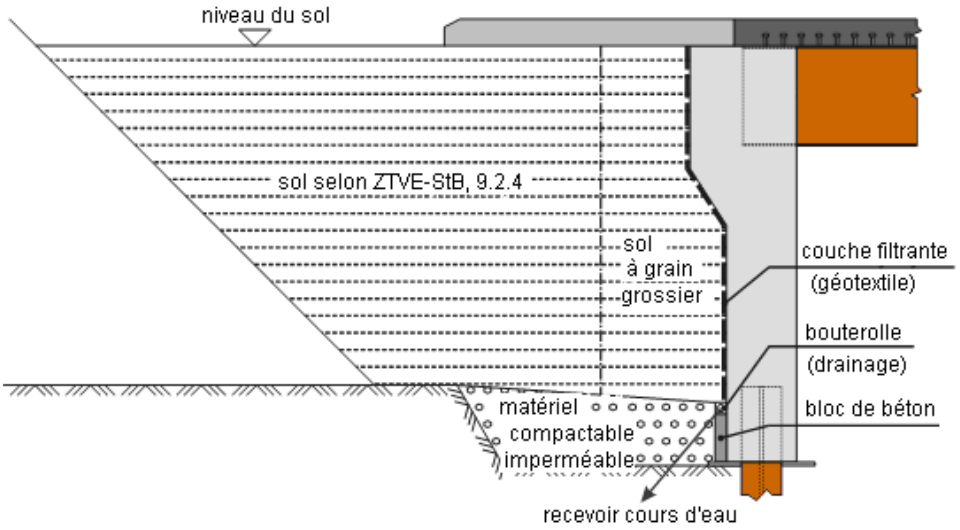


Figure 13-7: drainage de remblai selon (RiZ-ING, 2007), WAS7

La compression / décompression cyclique

Pour réduire les problèmes causés par la compression / décompression cyclique, deux conditions doivent être remplies:

- éviter le mouvement intérieur de remblai
- limiter la pression résultant du mouvement vers l'extérieur

Le mouvement vers l'intérieur du sol peut être évité par la construction d'un remblai auto-stable. Cela peut être pratiquement atteint par un renforcement géo-synthétique ou l'utilisation de geofoam qui, par sa légèreté, présente également un avantage en diminuant la charge sur le sol naturel.

Une inclusion de matériau compressible entre la culée et remblai peuvent limiter la pression résultant du mouvement vers l'extérieur de la culée. Cette inclusion peut être également utilisée pour améliorer le système de drainage.

Par conséquent, la dalle d'approche doit être conçue d'une manière appropriée pour accueillir une certaine diminution ou la perte du sol support en dessous. Une mauvaise conception peut avoir des conséquences graves, conduisant à une flexion excessive, des contraintes et des fissures dans la dalle d'approche.

13.3.4 Les fissures

Des études ont été menées pour trouver les relations entre le tassement du sol et les capacités portantes des dalles d'approche, afin d'améliorer la conception des dalles.

Il a été constaté dans une étude au New Jersey (Nassif, et al., 2002) que les dalles d'approche ont été fissurées sur toutes les voies en raison d'un sol de soutien faible. L'épaisseur de la tôle avait été déterminée pour être le paramètre le plus important pour la

résistance de la dalle. Mais pour des raisons économiques l'épaisseur possible est limité et deux nouveaux modèles avec une poutre intégré et profonde ont été présentées comme une solution alternative.

13.3.5 Les détails de la dalle d'approche

Une étude de la Louisiane (Cai et al., 2005) a souligné le fait que une plus grande rigidité à la flexion est nécessaire pour les dalles plus longues, sans beaucoup de soutien du terrain. À cette fin, les dalles striées ont été jugés comme une solution intéressante.

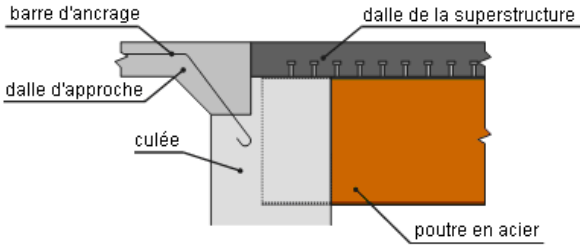


Figure 13-8: propositions de conception par la Louisiane (Cai, et al., 2005)

La connexion à la culée a été également examinée. Afin de permettre la flexion et d'éviter l'écrasement du béton au niveau des joints, les connexions rotules ou desserrées doit être préférée. Les auteurs ont conclu que ces derniers ne peuvent pas être utilisés avec des ponts intégrales en raison de la nécessité de transférer les mouvements latéraux de la culée, donc des connexions chevillées comme le montre la Figure 13-8 sont préférées.

Spécialement en Allemagne, les transitions sans joints sont communs pour les ponts à petites et moyennes travées <44 m), où l'asphalte doit accueillir toutes les déformations.

Par conséquent, les déformations doivent se conformer aux conditions aux limites suivantes (Berger et coll., 2003):

- expansion horizontale < 25mm
- contraction horizontale <12.5mm
- mouvement différentiel vertical <5mm

Des dalles d'approche sont installées, si la déformation totale est supérieure à 20 mm.

Pour des élongations <10 mm, pas de mesures spéciales doivent être fournis selon (Berger et coll., 2003) (voir Figure 13-9). La couche de surface d'asphalte est entaillée, le joint est injecté.

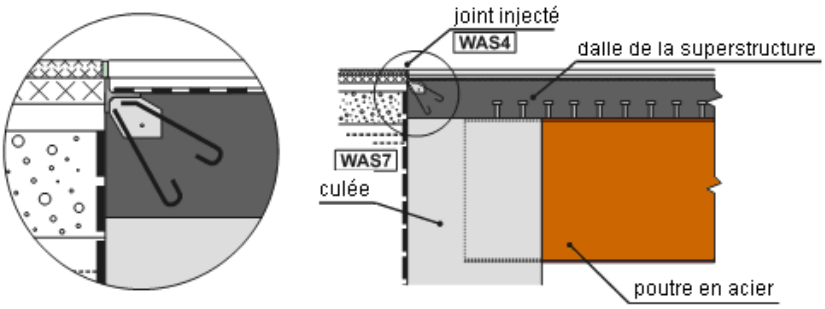


Figure 13-9: propositions de conception selon (RiZ-ING, 2007), WAS4

Pour des allongements < 20mm, un joint d'asphalte selon (ZTV-ING, 2003) doit être placé entre la superstructure et la chaussée adjacente (voir Figure 13-10). La poutrelle de pied résistant au gel doit avoir au moins une largeur de 0.80 m (Berger, et al., 2003).

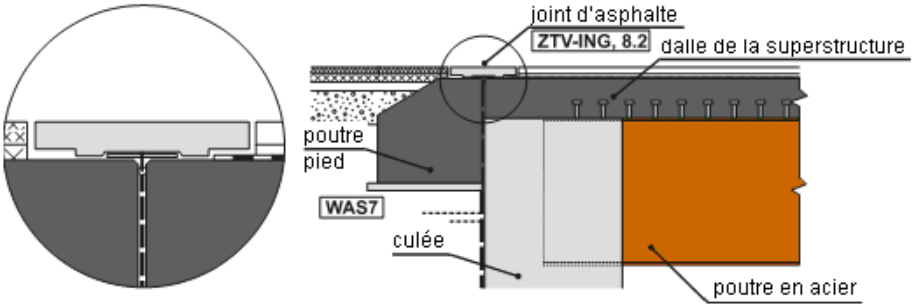


Figure 13-10: joint d'asphalte selon (ZTV-ING, 2003), ZTV-ING 8.2

Pour des allongements > 20mm mais inférieur à 25mm, un joint d'asphalte selon (ZTV-ING, 2003) est combinée avec une dalle d'approche (voir Figure 13-11). La longueur de la dalle est calculé selon l'équation (13.20), la hauteur est spécifiée avec h_{dalle}=50 cm (Berger, et al., 2003).

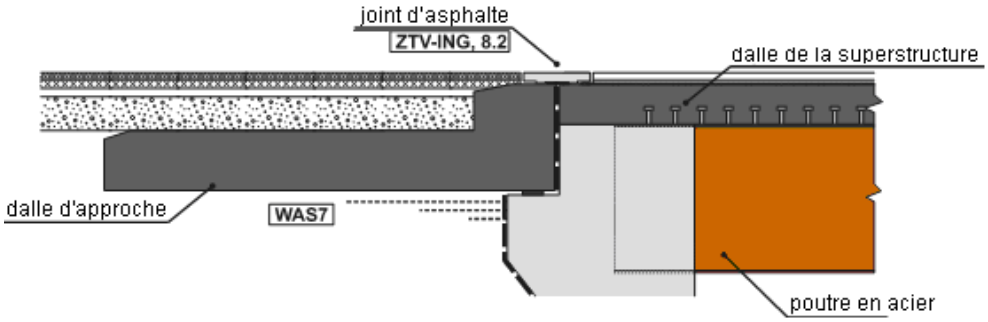


Figure 13-11: dalle d'approche avec de joint d'asphalte selon (ZTV-ING, 2003), ZTV-ING 8.2

Pour des allongements allant jusqu'à 65mm, la dalle d'approche doit être reliée à la superstructure par un joint d'expansion étanche selon (RiZ-ING, 2007) (voir Figure 13-12). La longueur de la dalle est calculé selon l'équation (13.20), la hauteur est spécifiée avec h_{dalle}=50 cm (Berger, et al., 2003).

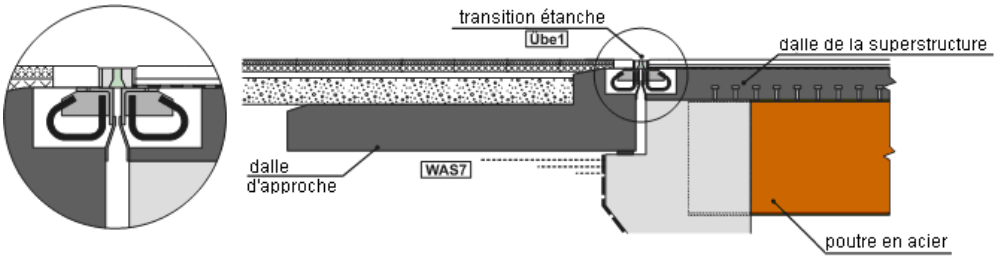


Figure 13-12: dalle d'approche avec joint selon (RiZ-ING, 2007), Übe1

La longueur de la dalle d'approche est calculée comme suit (Berger et coll., 2003):

$$l_{dalleapproche} \geq h_w + l_{support} \geq 3.60m \qquad (13.20)$$

où h_w = hauteur de tassement efficace de remblai

$\approx 1.0 \cdot h_{culée}$ pour des culées mobiles (fondation profonde)

$\approx 0.6 \cdot h_{culée}$ pour presque non-mobile (fondation peu profondes)

$l_{support}$ = longueur d'appui nécessaire de l'approche de la dalle, $\approx 0.2 \cdot h_w$

14 Pre-contre-fléchage

Selon l'EN 1990/A1, 2006, les combinaisons de charge à prendre en compte pour la détermination de pre-contre-fléchage doivent être définis pour chaque projet. Par exemple, le DIN FB pour structures composites (DIN FB 104, 2009) recommande la combinaison des charges permanentes.

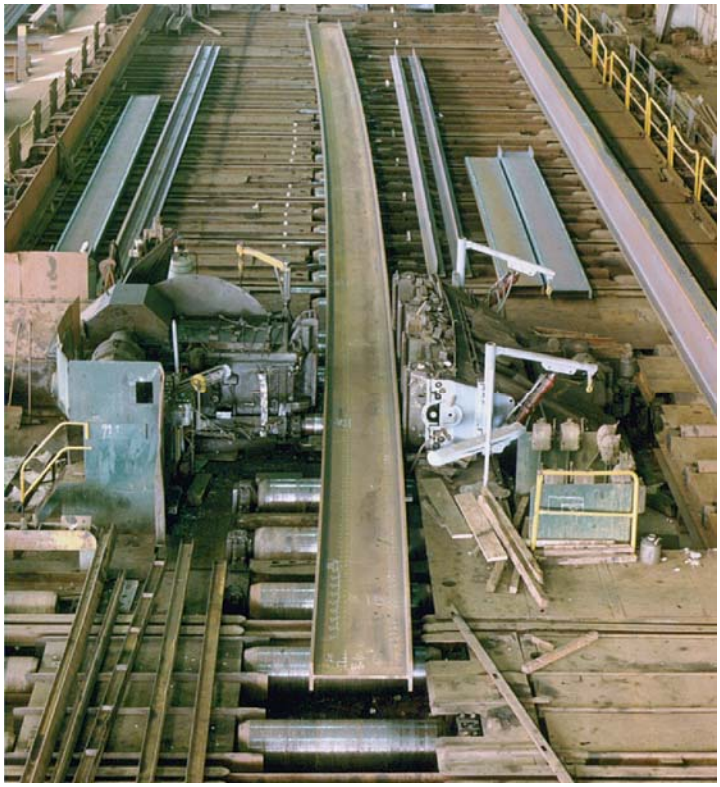


Figure 14-1: pre-contre-fléchage de poutres d'acier, le produit final (Hechler, 2010)

Il est important de noter que pour la définition d'un contre fléchage une déformation réaliste de la construction est cruciale. Cela couvre le choix du module de Young ainsi que la considération du béton fissuré (raidissement en traction du béton).

Annexe 1: Détermination des coefficients de pression des terres

K_a, K_p selon EN 1997-1:2009:

Les valeurs des coefficients de pression de la terre peuvent être extraites de(EN 1997-1, 2005), Annexe C.1, figures C.1.1 à C.1.4 pour K_a et des figures C.2.1 à C.2.4 pour K_p. Ils sont du côté sécuritaire.

Sinon, la procédure numérique décrite dans la norme EN (EN 1997-1, 2005), l'annexe C.2 peuvent être utilisés. Elle est résumée dans le texte suivant.

Pour déterminer les valeurs des coefficients de pression de la terre pour le remblai non-cohésive (chapitre 8.3), seulement K_γ doit être déterminée ($K_p = K_\gamma / K_a = K_\gamma$).

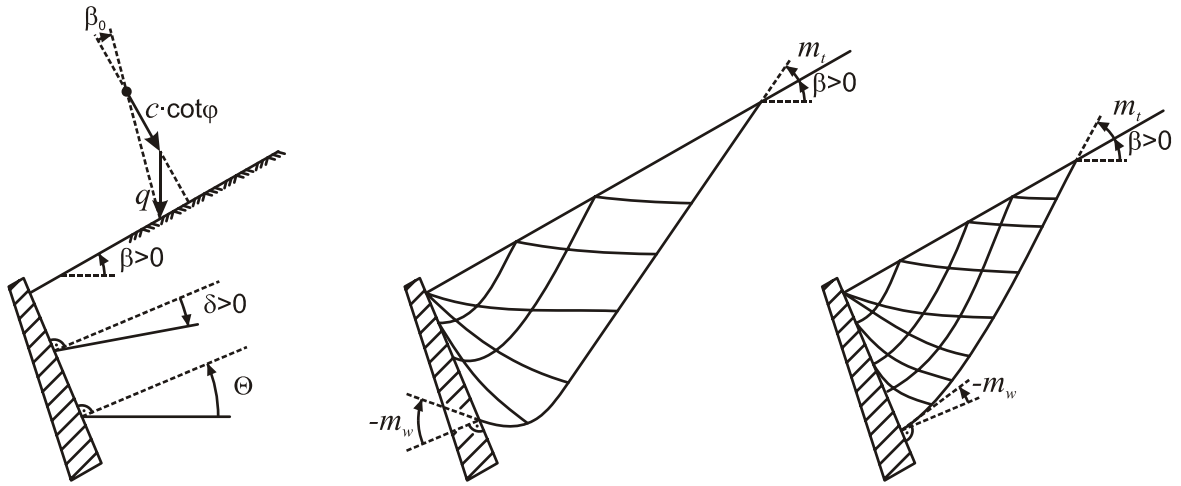


Figure 0-1: Définitions concernant les murs et l'inclinaison de remblai, les surcharges et la géométrie de glissement en ligne

Détermination du K_p

- φ, c, δ, a inséré comme des valeurs positives, $\delta = \delta_p$
- β_0 est définie à partir de la somme vectorielle de q (pas nécessairement verticale) et c $cot\varphi$ (normale à la surface)
- pour c = 0 et charge surfacique q = vertical ou zéro, $\beta_0 = \beta$

Détermination du K_a

- φ, c, δ, a inséré en tant que valeurs négatives, $\delta = \delta_a$
- $\beta_0 = \beta$

Les symboles suivants sont utilisés:

a adhérence entre le sol et le mur

c cohésion

δ angle de frottement d'interface sol-structure (δ_a, δ_p) (angle de résistance au cisaillement entre le sol et le mur)

φ angle de frottement du sol

K_c coefficient pour la cohésion

K_n coefficient de charge normale à la surface

K_q coefficient de chargement vertical

K_γ coefficient pour le poids du sol

q pression uniforme générale de surcharge, par unité de surface de la surface réelle (pas nécessairement verticale)

p pression uniforme verticale de surcharge, par unité de surface en projection horizontale

β_0, β, Θ, m_w, m_t comme indiqué dans Figure 0-1

δ et a doit être choisi de sorte que

$$\frac{a}{c} = -\frac{\tan\delta}{\tan\varphi} \tag{0.1}$$

<u>φ <> 0:</u>

1. déterminer m_t et m_w (en [rad])

$$\cos(2m_t + \varphi + \beta_0) = -\frac{\sin\beta_0}{\sin\varphi} \tag{0.2}$$

$$\cos(2m_w + \varphi + \delta) = \frac{\sin\delta}{\sin\varphi} \tag{0.3}$$

2. déterminer v (en [rad])

$$v = m_t + \beta - m_w - \Theta \geq 0 \tag{0.4}$$

Si cette condition n'est pas (même approximativement) remplies, par exemple, pour une paroi lisse et une surface de sol suffisamment en pente où β et φ sont de signes opposés, il peut être nécessaire d'envisager d'utiliser d'autres méthodes. Cela peut également être le cas lorsque les charges surfaciques sont considérées comme irréguliers.

3. déterminer K_q, K_c, K_γ basé sur K_n

$$K_n = \frac{1+\sin\varphi\sin(2m_w+\varphi)}{1-\sin\varphi\sin(2m_t+\varphi)} \cdot \exp(2v \cdot \tan\varphi) \tag{0.5}$$

$$K_q = K_n \cdot \cos^2\beta \tag{0.6}$$

$$K_c = (K_n - 1) \cdot \cot\varphi \tag{0.7}$$

$$K_\gamma = K_n \cdot \cos\beta \cdot \cos(\beta - \Theta) \tag{0.8}$$

L'expression de K_γ est sécuritaire. Bien que l'erreur soit sans importance pour des pressions actives, il peut être considérable pour des pressions passives, avec des valeurs positives de β.

Pour des raisons comparatives, K_q peut être écrite comme:

$$K_q = K_\gamma \cdot \frac{\cos\beta}{\cos(\beta - \Theta)} \tag{0.9}$$

<u>φ = 0:</u>

1. déterminer m_t et m_w (en [rad])

$$\cos(2m_t) = -\frac{p}{c} \cdot \sin\beta \cdot \cos\beta \tag{0.10}$$

$$\cos(2m_w) = \frac{a}{c} \tag{0.11}$$

2. déterminer v (en [rad])

$$v = m_t + \beta - m_w - \Theta \geq 0 \tag{0.12}$$

Si cette condition n'est pas (même approximativement) remplies, par exemple, pour une paroi lisse et une surface de sol suffisamment en pente où β et φ sont de signes opposés, il peut être nécessaire d'envisager d'utiliser d'autres méthodes. Cela peut également être le cas lorsque les charges surfaciques sont considérées comme irréguliers.

3. déterminer K_q, K_c, K_γ

$$K_q = \cos^2\beta \tag{0.13}$$

$$K_c = 2v + \sin(2m_t) + \sin(2m_w) \tag{0.14}$$

$$K_\gamma = \cos\Theta + \frac{\sin\beta \cdot \cos m_w}{\sin m_t} \tag{0.15}$$

<u>K_0 selon DIN 4085:2007 / BRO 2004:</u>

La procédure pour la détermination de K_0 n'est pas donnée par l'EN 1997-1, 2005. Par conséquent, les règles nationales doivent être appliquées.

<u>DIN 4085:2007:</u>

La détermination du K_0 est décrite en détail dans Le DIN 4085, 2007, (chapitre 6.4).

Elle est résumée dans le texte suivant.

Pour l'harmonisation avec les EN 1997-1, 2005, les symboles suivants ont été modifiés:

α (DIN) → Θ (EN)

K_{0gh} (DIN) → $K_{0,\gamma}$ (EN) (pour le sol derrière la culée, chapitre 8.3)

K_{0ph} (DIN) → $K_{0,q}$ (EN) (pour le chargement du remblai, chapitre 8.2)

Les symboles suivants sont utilisés:

δ_0 angle de frottement d'interface sol-structure (angle de résistance au cisaillement entre le sol et le mur)

φ angle de frottement du sol

$K_{0,\gamma}$ coefficient pour le poids du sol

$K_{0,p}$ coefficient de chargement vertical

β, Θ comme indiqué dans Figure 0-1

<u>β>0:</u>

$\delta_0 \leq \beta - \Theta$ doit être garanti

pour $\Theta = 0$ et $\delta_0 = \beta = \varphi$, $K_{0,\gamma} = \cos^2 \varphi$, autre, procéder avec 1.

<u>β<0:</u>

fixer $\delta_0 = -\Theta$

1. vérifier, si d'équation simplifiée peut être appliquée

si $\Theta = \beta = \delta_0 = 0$

$$K_{0,\gamma} = 1 - \sin\varphi \tag{0.16}$$

autre, procéder avec 2.

2. déterminer K_1

$$K_1 = \frac{\sin\varphi - \sin^2\varphi}{\sin\varphi - \sin^2\beta} \cdot \cos^2\beta \tag{0.17}$$

3. déterminer tan α_1

$$\tan\alpha_1 = \sqrt{\frac{1}{1/K_1 + \tan^2\beta}} \tag{0.18}$$

4. déterminer f

$$f = 1 - \left|\tan\Theta \cdot \tan\beta\right| \tag{0.19}$$

5. déterminer $K_{0,\gamma}$ (coefficient pour le poids du sol)

$$K_{0,\gamma} = K_1 \cdot f \cdot \frac{1 + \tan\alpha_1 \cdot \tan\beta}{1 + \tan\alpha_1 \cdot \tan\delta_0} \tag{0.20}$$

6. déterminer $K_{0,q}$ (coefficient de chargement vertical / trafic sur remblai)

$$K_{0,q} = K_{0,\gamma} \cdot \frac{\cos\Theta \cdot \cos\beta}{\cos(\Theta - \beta)} \tag{0.21}$$

Selon le DIN 4085, 2007, le rapport $K_{0,q}/K_{0,\gamma}$ pour la pression des terres au repos est le même que celui de la pression des terres active $K_{a,q}/K_{a,\gamma}$.

Dans l'EN 1997-1, 2005, le rapport $K_{0,q}/K_{0,\gamma}$ n'est pas donné. Toutefois, le rapport $K_{a,q}/K_{a,\gamma}$ qui est effectivement donné (voir eq. (0.9)) diffère de celle donnée dans le DIN 4085, 2007 (voir

eq. (0.21)). Pour des raisons de cohérence du code, le ratio $K_{0,q}/K_{0,\gamma}$ tel que proposé par le DIN 4085, 2007 doit être utilisé ici.

BRO 2004:

Les valeurs pour K_0 sont données dans le tableau 21-1, (Bro 2004, 2004) pour des sols différents (voir Tableau 0.1).

Tableau 0.1: Coefficients de pression des terres pour des sols différents selon (Bro 2004, 2004)

Sols	**Poids propre [kN/m^3]**		**Coefficients de pression de la terre**		
	au-dessus le niveau des eaux souterraines	**en dessous le niveau des eaux souterraines**	**au repos**	**active**	**passive**
			K_0	K_a	K_p
Roche abattue	18	11	0.34	0.17	5.83
Gravier	20	13	0.36	0.22	4.60
LECA	5	0	0.43	0.27	3.70
Styrofoam	1	0	0.40	0	-

15 Liste des références

ArcelorMittal Long Commercial // Steel sheet pile wall - Roadworks using sheet piles. - Luxembourg : ArcelorMittal, 2003.

Arsoy Sami Experimental and Analytical Investigations of Piles and Abutments of Integral [Report] : Doctoral Thesis. - Blackburg : Virginia Polytechnic Institute and State University, 2000.

Bakeer R. [et al.] Evaluation of DOTD Semi-Integral Bridge and Abutment System [Report]. - New Orleans, Lousiana : Department of Civil and Environmental Engineering, Tulane University, 2005. - FHWA/LA: 05/397.

Berger Dieter [et al.] Fugenloses Bauen - Entwurfshilfen für integrale Widerlagerbrücken. - Wiesbaden : Hessisches Landesamt für Straßen- und Verkehrswesen, 2003.

Blasi Nicola [et al.] Design for optimal life cycle costs (LCC) of high speed railway bridges by enhanced monitoring systems [Report]. - Brussels : RFCS Publications, European Commission, 2011.

Braun A., Seidl G. and Weizenegger G. Rahmentragwerke im Brückenbau [Article] // Beton- und Stahlbetonbau 101. - 2006. - Heft 3. - pp. 187-197.

Bro 2004 // Vägverkets allmänna tekniska beskrivning för nybyggande och förbättring av broar. - Borlänge : Vägverket, 5 12 2004.

Burke Jr M. P. Integral and Semi-Integral Bridges [Book]. - Oxford : John Wiley & Sons, 2009.

Cai C. S., Voyiadjis George, Z. and Xiaomin Shi Determination of Interaction between Bridge Concrete Approach Slab and Embankment Settlement [Report]. - Baton Rouge : Louisiana State University, 2005.

Conboy D. and Stoothoff E. The 2005 - FHWA Conference (IAJB 2005) // The New England Experience. - Baltimore, Maryland : [s.n.], 16-18 03 2005. - pp. 50-60.

Connal J. Austroads 5th Bridge Conference // Integral Abutment Bridges - Australian and US Practice. - Hobart : [s.n.], 19-21 05 2004.

DB Netz AG DB-Richtlinie 804 // Eisenbahnbrücken (und sonstige Ingenieurbauwerke) planen, bauen und instand halten. - 2003.

DIN 1054 Subsoil - Verification of the safety of earthworks and foundations. - Berlin : DIN Deutsches Institut für Normung e.V., 2005.

DIN 4085 // Subsoil - Calculation of earth-pressure. - Berlin : Beuth Verlag GmbH, 2007.

DIN FB 101 // DIN-Fachbericht 101 - Einwirkungen auf Brücken (Actions on bridges). - Berlin : Beuth Verlag GmbH, 3 2009.

DIN FB 102 // DIN-Fachbericht 102 - Betonbrücken (Concrete Bridges). - Berlin : Beuth Verlag GmbH, 3 2009.

DIN FB 104 // DIN-Fachbericht 104 - Verbundbrücken (Composite steel and concrete bridges). - Berlin : Beuth Verlag GmbH, 3 2009.

Eibl Josef Beton-Kalender 1999 [Buch]. - Berlin : Ernst und Sohn, 1999. - Bd. I/II : 2. - ISBN 978-3-433-01424-0.

EN 12063 // Execution of special geotechnical work - Sheet-pile walls. - Brussels : European Committee for Standardization (CEN), 1999 .

EN 12699 // Execution of special geotechnical work - Displacement piles. - Brussels : European Committee for Standardization (CEN), 2000.

EN 14199 // Execution of special geotechnical works - Micropiles. - Brussels : European Committee for Standardization (CEN), 2005.

EN 1536 // Execution of special geotechnical work - Bored piles. - Brussels : European Committee for Standardization (CEN), 1999.

EN 1990 // Eurocode - Basis of structural design. - Brussels : European Committee for Standardization (CEN), 2002.

EN 1990/A1 Eurocode - Basis of structural design, Annex A2: Application of brigdes (normative). - Brussels : European Committee for Standardization (CEN), 2006.

EN 1991-1-5 // Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-5: General actions - Thermal actions. - Brussels : European Committee for Standardization (CEN), 2003.

EN 1991-2 // Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges. - Brussels : European Committee for Standardization (CEN), 2003.

EN 1992-1-1 // Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. - Brussels : European Committee for Standardization (CEN), 2004.

EN 1992-2 // Eurocode 2 - Design of concrete structures - Concrete bridges - Design and detailing rules. - Brussels : European Committee for Standardization (CEN), 2005.

EN 1993-1-1 // Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. - Brussels : European Committee for Standardization (CEN), 2005.

EN 1993-1-5 // Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-5: Plated structural elements. - Brussels : European Committee for Standardization (CEN), 2006.

EN 1993-1-9 // Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-9: Fatigue. - Brussels : European Committee for Standardization (CEN), 2005.

EN 1993-2 // Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 2: Steel Bridges. - Brussels : European Committee for Standardization (CEN), 2006.

EN 1993-5 // Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 5: Piling. - Brussels : European Committee for Standardization (CEN), 2007.

EN 1994-2 // Eurocode 4 - Design of composite steen and concrete structures - Part 2: General rules and rules for bridges. - Brussels : European Committee for Standardization (CEN), 2005.

EN 1997-1 // Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules. - Brussels : European Committee for Standardization (CEN), 2005.

England George L., Tsang Neil C. M. and Bush David L. Integral Bridges - A Fundamental Approach to the Time-Temperature Loading Problem [Report]. - London : Imperial College of Science London, Highways Agency, United Kingdom, 2000. - ISBN 0-7277-2845-8.

Feldmann Markus [et al.] Economic and Durable Design of Composite Bridges with Integral Abutments [Report] : Final Report RFSR-CT-2005-00041. - Brussels : RFCS publications, European Commission, 2010.

Feldmann Markus [et al.] Economic and Durable Design of Composite Bridges with Integral Abutments - Acc. Measures Project [Report]. - Brussels : RFCS publications, European Commission, 2012.

Hechler Oliver Advanced solutions for rolled beams in bridge construction // Presentation. - Esch sur Alzette : ArcelorMittal Commercial Sections, 2010.

Horvath John S. Integral-Abutment Bridges: Problems and Innovative Solutions Using EPS Geofoam and Other Geosynthetics [Report]. - New York : Manhattan College, 2002.

Huang J., French C. and Shield C. Behaviour of Concrete Integral Abutment Bridges [Report] : Final Report. - St. Paul, Minnesota : Minnesota Department of Transportation, Research Service Section, 2004.

Mahlo G. and Schümann St. Horizontale Verschiebung von Fundamenten integraler Brücken infolge tangentialer Einwirkungen [Article] // Bauingenieur. - Düsseldorf : Springer-VDI-Verlag GmbH & Co. KG, 2008. - Vol. 83. - pp. 478-485.

Maruri R. and Petro S. The 2005 - FHWA Conference (IAJB 2005) // Integral Abutments and Jointless Bridges (IAJB) 2004 Survey Summary. - Baltimore, Maryland : [s.n.], 16-18 03 2005. - pp. 12-29.

Mekkawy Mohamed M. [et al.] Simple Design Alternatives to Improve Drainage and Reduce

H e c h

White David [et al.] Identification of the Best Practices for Design, Construction, and Repair of Bridge Approaches [Report]. - Iowa, USA : Center for Transportation Research and Education Iowa State University, 2005. - Report No. CTRE Project 02-118.

Yannotti A., Alampalli S. and White H. The 2005 - FHWA Conference (IAJB 2005) // New York State Department of Transportation's Experience with Integral Abutment Bridges. - Baltimore, Maryland : [s.n.], 16-18 03 2005. - pp77 . 41-49.

ZTV-ING // Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten. - Dortmund : Verkehrsblatt-Verlag Borgmann GmbH & Co KG, 2003.

16 Liste des figures

Figure 1-1: Pont mixte avec culées intégrales 1
Figure 1-2: Pont mixte à culées intégrales par SSF, A73 (Munich), Allemagne 2
Figure 1-3: Concept de la culée intégrale 3
Figure 1-4: Concept culée semi-intégrale 4
Figure 1-5: BAB A8 structure du pont 5 (SSF), fondation avec rigidité à la flexion élevée 4
Figure 1-6: Pont à culée intégrale, définition d'élancement (avec / sans jarret) 5
Figure 1-7: Pont à culée intégrale 5
Figure 1-8: Pont à culée intégrale avec des culées inclines 6
Figure 1-9: Pont à culée intégrale et à travées multiples 6
Figure 1-10: Pont à culée semi-intégrale et à travées multiples 6
Figure 1-11: Structure déformée grâce à la force de freinage ferroviaire 6
Figure 1-12: Unité bloc, longue viaduc ferroviaire 7
Figure 1-13: Coupe transversale des ponts cadre pour le trafic ferroviaire 8
Figure 1-14: Coupes transversales typique de la méthode de construction à ossature pour les ponts routiers 9
Figure 2-1: Nomenclature 10
Figure 3-1: Procédure de conception 11
Figure 5-1: Illustration de sections différentes d'acier / pile composite / béton 14
Figure 5-2: Piles-X utilisées pour le pont Leduån en Suède, entouré de sable meuble 15
Figure 5-3: Pieux en béton utilisé pour le pont Entenpfuhler en Allemagne (le renforcement de raccordement) 15
Figure 5-4: Pont à culée intégrale sur « la pointe des pieds » (Braun et al., 2006) 16
Figure 6-1: Vue aérienne du modèle de structure avec des éléments poutres pour la superstructure 18
Figure 6-2: Vue 3D d'un système en cadre typique avec une superstructure modélisé en grille, les culées FE et éléments pieu embarqués 18
Figure 6-3: Application des ressorts derrière les piles 20
Figure 6-4: Supports temporaires lors de la construction, moments interne dû au poids propre 22
Figure 6-5: Influence de phase de bétonnage / période de restrictions 23
Figure 7-1: Exemples de la distribution des contraintes dans la zone plastique pour une poutre mixte avec une dalle pleine et une connexion en cisaillement entierement dans les zones de moment de flexion positif et negatif 25
Figure 7-2: Contraintes résiduelles primaire dues au retrait du béton 26
Figure 8-1: Cas de charges de température pour la détermination de la pression du sol derrière les culées 30
Figure 8-2: Application de chargement derrière les culées 30
Figure 9-1: Culée avec piles articulés (acc. to (Connal, 2004)) 37
Figure 9-2: VDOT articulation originale (à gauche) / articulation modifié (à droite) 37
Figure 9-3: Connexion soudés entre les pieux et les poutres 38
Figure 9-4: Poutre montée sur boulons de nivellement / plaque de pression au-dessus d'un entretoise de courronnement de pile 39
Figure 9-5: Connexion articulé, type "INTAB" 39
Figure 9-6: Pont Soleuvre, l'autoroute du Sud, Luxembourg, (pont classique) (ArcelorMittal Long Commercial, 2003) 40
Figure 9-7: connexion de palplanches, type "INTAB" 41

Figure 9-8: La déformation de palplanches 42
Figure 12-1: partie plastifiée de la pile-H, forces intérieures partielles 49
Figure 12-2: contraintes $\varepsilon_{extérieur}$ causée par la déformation δ 50
Figure 12-3: contraintes équivalentes (FE), voilement local (essai LCF) 50
Figure 12-4: Mise en place du Test (Petursson, et al., 2010) 51
Figure 12-5: Les résultats des tests par rapport aux valeurs de calcul selon l'EN 1993-1-9, 2005 / la déformation varie en compression et en tension entre -13500 μstrain to 2400 μstrain. 52
Figure 13-1: géométrie, coin 53
Figure 13-2: géométrie, élément comprimé diagonal 55
Figure 13-3: placement de l'armature 59
Figure 13-4: configuration du renfort du coin 59
Figure 13-5: accès au pont 60
Figure 13-6: approche du pont 61
Figure 13-7: drainage de remblai selon (RiZ-ING, 2007), WAS7 64
Figure 13-8: propositions de conception par la Louisiane (Cai, et al., 2005) 65
Figure 13-9: propositions de conception selon (RiZ-ING, 2007), WAS4 65
Figure 13-10: joint d'asphalte selon (ZTV-ING, 2003), ZTV-ING 8.2 66
Figure 13-11: dalle d'approche avec de joint d'asphalte selon (ZTV-ING, 2003), ZTV-ING 8.2 66
Figure 13-12: dalle d'approche avec joint selon (RiZ-ING, 2007), Übe1 66
Figure 14-1: pre-contre-fléchage de poutres d'acier, le produit final (Hechler, 2010) 68
Figure 0-1: Définitions concernant les murs et l'inclinaison de remblai, les surcharges et la géométrie de glissement en ligne 69