

JTG

Norme de l'industrie de
la République populaire de Chine
中华人民共和国行业标准

JTG 3370.1—2018 (FR)

Norme de Conception des Tunnels routiers
Volume I : Génie civil

公路隧道设计规范
第一册 土建工程

(法文版)

Promulguée le 25 décembre 2018

Mise en application le 01 mai 2019

Ministère des Transports de la République populaire de Chine

Norme de l'industrie de la République populaire de Chine
中华人民共和国行业标准

Norme de Conception des Tunnels routiers
Volume I : Génie civil

公路隧道设计规范
第一册 土建工程

(法文版)

JTG 3370.1—2018 (FR)

Organisation en charge de rédaction : Institut d'Études et de Recherches technologiques de
Communication du Chongqing du Groupe de Marchands
de Chine, SARL

Département d'homologation : Ministère des Transports de la République populaire de Chine

Date de la mise en application : Le 01 mai 2019

中华人民共和国交通运输部

公告

第50号

交通运输部关于发布 《公路隧道设计规范 第一册 土建工程》 英、法文版等7项公路工程行业标准外文版的公告

为促进公路工程行业标准的国际合作与共享,现发布《公路隧道设计规范 第一册 土建工程》英文版[JTG 3370.1—2018(EN)][代替标准号JTG D70—2004(E)]及法文版[JTG 3370.1—2018(FR)]、《公路隧道设计规范 第二册 交通工程与附属设施》法文版[JTG/T D70/2—2014(FR)]、《公路隧道照明设计细则》英文版[JTG/T D70/2-01—2014(EN)]、《公路隧道通风设计细则》英文版[JTG/T D70/2-02—2014(EN)]、《公路隧道抗震设计规范》英文版[JTG 2232—2019(EN)]、《公路隧道养护技术规范》英文版[JTG H12—2015(EN)]。

上述标准外文版的管理权和解释权归中华人民共和国交通运输部,日常管理和解释工作均由编译单位招商局重庆交通科研设计院有限公司负责。

标准外文版与中文版如在技术内容上出现异议时,以中文版为准。

如在使用过程中发现问题或有修改建议,请函告招商局重庆交通科研设计院有限公司(地址:重庆市南岸区学府大道33号隧道与地下工程研究院,邮编:400067,电子邮件:chengliang@cmhk.com)。

特此公告。

中华人民共和国交通运输部

2023年9月20日

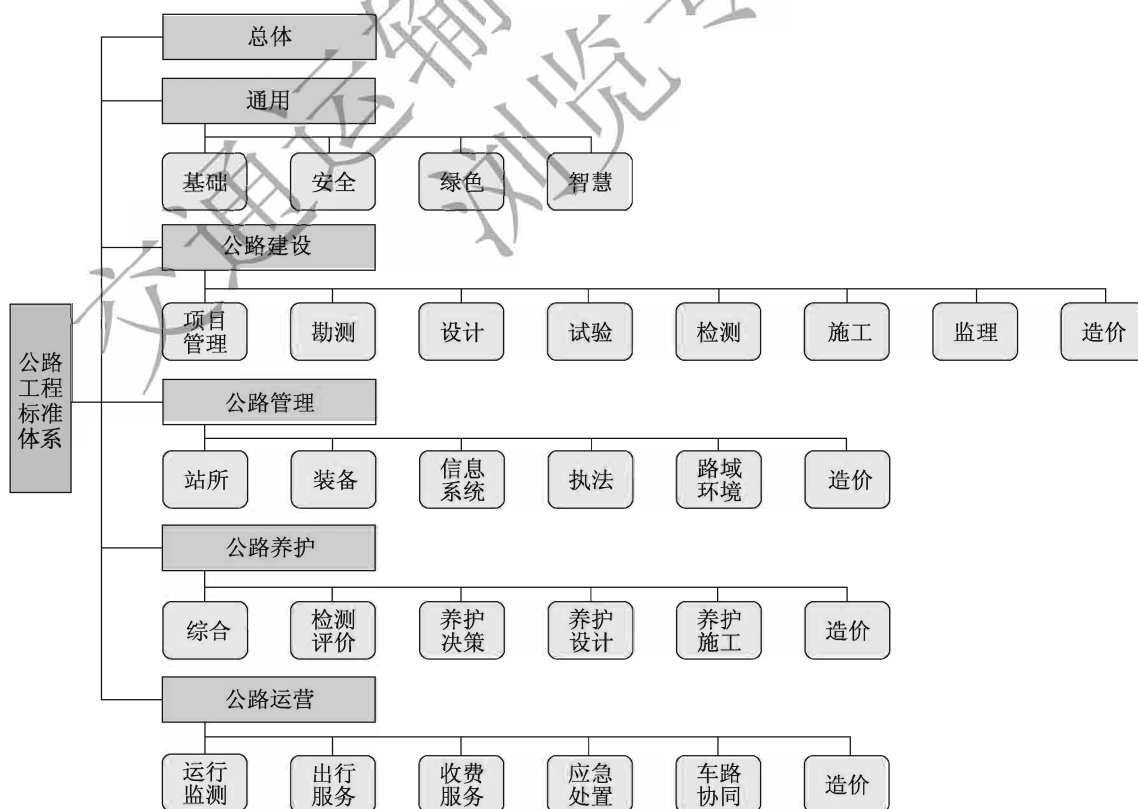
交通运输部办公厅

2023年9月21日印发

法文版编译出版说明

标准是人类文明进步的成果,是世界通用的技术语言,促进世界的互联互通。近年来,中国政府大力开展标准化工作,通过标准驱动创新、合作、绿色、开放共同发展。在“丝绸之路经济带”与“21世纪海上丝绸之路”,即“一带一路”倡议的指引下,为适应日益增长的全球交通运输发展的需求,增进世界连接,促进知识传播与经验分享,中华人民共和国交通运输部组织编译并发布了一系列中国公路行业标准外文版。

中华人民共和国交通运输部发布的公路工程行业标准代号为 JTG,体系范围包括公路工程从规划建设到养护管理全过程所需要制定的技术、管理与服务标准,也包括相关的安全、环保和经济方面的评价等标准。



《公路隧道设计规范 第一册 土建工程》(简称《规范》)是中国山岭公路隧道设计与建造的重要技术标准,主要用于各等级新建和改扩建山岭公路隧道的地质勘察、隧道结构、荷载计算、防水与排水、辅助工程、特殊地址段、路基路面、抗震设计和洞内预留预埋等设计,可供监督管理部门、地质队、设计院、施工企业、工程监理等使用。1990年由交通部首次发布实施《公路隧道设计规范》(JTJ 026-90),其前瞻性引入了当时具有世界先进水平的公路隧道设计和施工方法,为此后山岭公路隧道建设提供了基础性保证,在发挥了重要作用。在充分总结中国相关科研成果和大量工程经验的基础上,吸收借鉴国际先进的山岭公路隧道设计与建造技术,不断进行改进与修订,2004年曾发布修订版。随着21世纪以来中国公路隧道建设规模迅猛发展,2022年中国公路隧道总量达24850处、2678.43万延米,并以年均超12%的速度快速增长,公路隧道规模的扩大、公路隧道种类的增多,公路隧道设计与建造技术取得长足进步,2018年再次发布新版《规范》,重点对以钻爆法为主要开挖手段的新建山岭公路隧道和改扩建山岭公路隧道设计方法的技术要求进行统一和规范。《规范》以安全、耐久、经济、节能、环保为基本制订原则,强调隧道主体结构具有规定的强度、稳定性和耐久性,方便养护和维修作业,并提倡动态设计与信息化施工的思想,可适用于不同类型山岭公路隧道土建工程设计的要求。

本法文版的编译发布便是希望将中国的工程经验和技術成果与各国同行进行交流分享,为其他国家山岭公路隧道设计与施工提供参考借鉴。

《公路隧道设计规范 第一册 土建工程》法文版的编译工作由中华人民共和国交通运输部委托招商局重庆交通科研设计院有限公司主持完成,并由中华人民共和国交通运输部公路局组织审定。

《公路隧道设计规范 第一册 土建工程》法文版标准的内容与现行中文版一致,如出现异议时,以中文版为准。

感谢中文版主要编写者蒋树屏、程崇国先生在本法文版编译与审定期间给予的指导与支持。

如在执行过程中发现问题或有任何修改建议,请函告法文版主编单位(地址:重庆市南岸区学府大道33号隧道与地下工程研究院,邮政编码:

400067,电子邮箱:chengliang@cmhk.com),以便修订时研用。

法文版主编单位:招商局重庆交通科研设计院有限公司

法文版主编:丁浩

法文版参编人员:吴梦军,胡学兵,胡居义,刘秋卓,程亮,李科,郭鸿雁,
王道良,吴胜忠,王建华

法文版主审:Jean Habimana(加拿大)

法文版参与审查人员:张慧彧,刘彦(法国),刘杨,张毅(法国),
屈照龙,常鑫,董延峰,王晓峰,刘帅锋,陈集平,
Jonathan Dotzet(法国),阳涵

交通运输部
信
息
公
开
专
用
观
察
用

Annonce du Ministère des Transports de la République populaire de Chine

N° 50

Annonce du Ministère des Transports sur la publication de 7 versions en anglais et français des normes de l'industrie des travaux routiers telle que la *Norme de conception des Tunnels routiers Volume I : Génie civil*

Les 7 versions en langue étrangère des normes sont publiées par la présente pour favoriser les échanges relatifs aux normes de l'industrie des travaux routiers, à savoir la version en anglais de *Norme de conception des Tunnels routiers Volume I : Génie civil* [JTG 3370.1—2018(EN)] [la Norme JTG D70—2004 (E) abrogée] et sa version en français [JTG 3370.1—2018(FR)], la version en français de *Norme de conception des Tunnels routiers Volume II : Ingénierie du transport et Installations auxiliaires* [JTG D70/2—2014(FR)], la version en anglais de *Spécifications de conception de l'Éclairage des Tunnels routiers* [JTG/T D70/2-01—2014(EN)], la version en anglais de *Spécifications de conception de la Ventilation des Tunnels routiers* [JTG/T D70/2-02—2014(EN)], la version en anglais de *Norme de conception parasismique des Tunnels routiers* [JTG 2232—2019(EN)], la version en anglais de *Norme technique sur le maintien des Tunnels routiers* [JTG H12—2015(EN)].

Le Ministère des Transports de la République populaire de Chine se réserve tous les droits d'administration et d'interprétation des versions en langue étrangère des normes susmentionnées. Et l'Institut d'Études et de Recherches technologiques de Communication du Chongqing du Groupe de Marchands de Chine, SARL, en tant qu'organisation en charge de rédaction, se charge de donner son interprétation et d'exécuter sa gestion courante.

En cas de divergences sur les contenus techniques entre les versions en langue étrangère et la version en langue chinoise, la version en chinois prévaut.

Veillez adresser toutes les questions ou recommandations de modification constatées durant l'application de ces normes à l'Institut d'Études et de Recherches technologiques de Communication du Chongqing du Groupe de Marchands de Chine, SARL (Adresse : Institut du Tunnel et des Travaux souterrains, N° 33, Boulevard Xuefu, District Nan'an, Chongqing, 400067, E-mail : chengliang@cmhk.com).

En foi de quoi, les versions en langue étrangère sont publiées.

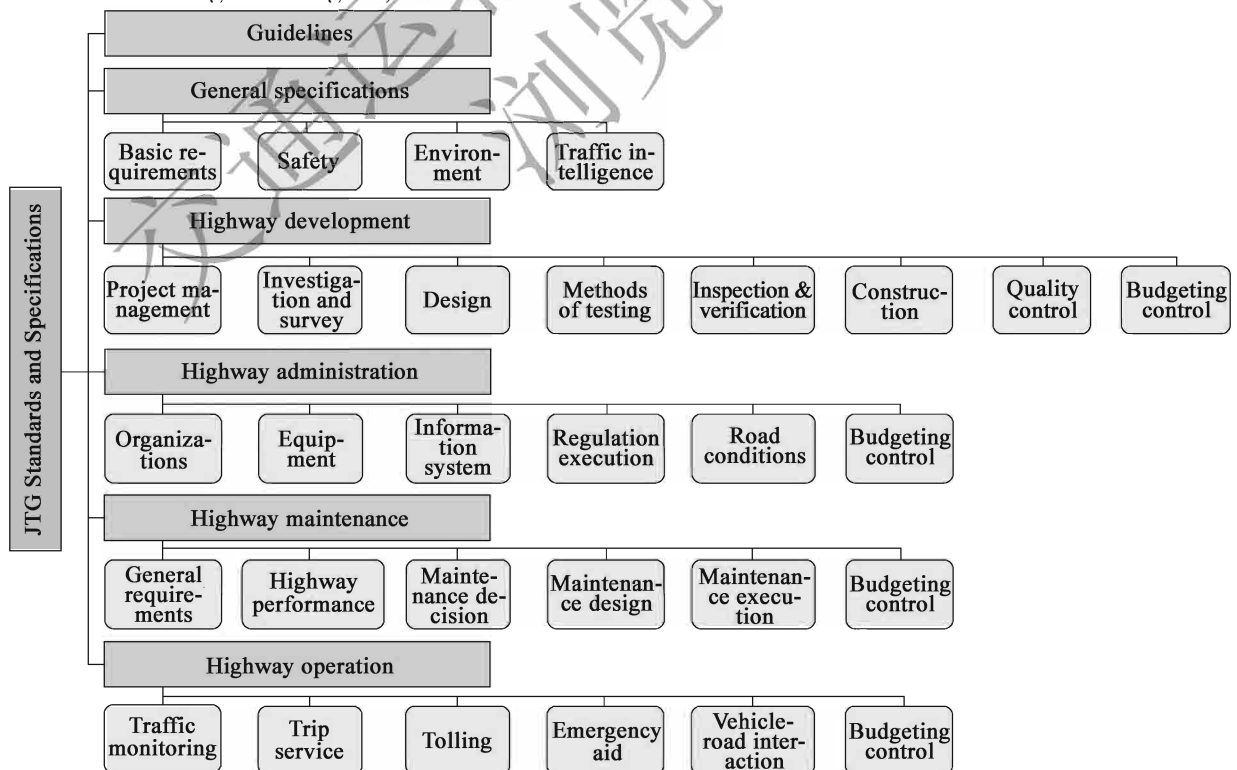
Ministère des Transports de la République populaire de Chine

Le 20 septembre 2023

交通运输部信息公示
浏览专用

Explication de rédaction, traduction et publication de la version française

Les normes sont le résultat du progrès de la civilisation humaine, elles forgent un langage technologique universel et participent à la promotion de l'interconnectivité dans le monde. Ces dernières années, le gouvernement chinois a déployé des efforts considérables en matière de normalisation afin de promouvoir un développement commun fondé sur des normes qui favorisent l'innovation, la coordination, la protection de l'environnement, l'ouverture et le partage. Sous la direction de la ceinture économique de la route de la soie et de la route maritime de la soie du XXI^e siècle, c'est-à-dire à la lumière d'« une ceinture et une route », et afin de répondre aux besoins croissants du développement des transports mondiaux, d'améliorer les liaisons mondiales et de promouvoir la diffusion des connaissances et le partage des données d'expérience, le ministère des transports de la République populaire de Chine a organisé et publié une série de versions, en langue étrangère, des normes de l'industrie routière chinoise.



Le ministère des transports de la République populaire de Chine a publié le code de référence JTG pour l'industrie des travaux routiers, qui couvre les normes relatives aux installations, à la technologie, à la gestion et aux services nécessaires à l'ensemble du processus des travaux routiers, depuis la planification de la construction jusqu'à la gestion de l'entretien et de l'exploitation, ainsi que les normes pertinentes en matière de sécurité, de protection de l'environnement et d'évaluation économique.

La *Norme de conception des Tunnels routiers Volume I : Génie civil* (ci-après désignée la Norme) est une norme technique importante pour la conception et la construction des tunnels routiers sous montagne en Chine. Il s'agit principalement à la reconnaissance géologique, à la conception de la structure de tunnel, au calcul de la charge, à l'étanchement et au drainage, aux ouvrages auxiliaires, aux tunnels de conditions géologiques particulières, aux plates-formes et chaussées, à la conception parasismique et à la conception de l'incorporation et la réservation pour la construction et la réhabilitation des tunnels routiers sous montagne de toutes les classes, la norme peut être utilisée par les autorités compétentes, les équipes géotechniques, les bureaux d'étude, les entrepreneurs de construction et les maîtres d'œuvre. En 1990, le Ministère des Transport a publié et mis en œuvre pour la première fois la *Norme de conception des Tunnels routiers* (JTJ 026-90), introduisant la méthodologie avancée de conception et de construction des tunnels routiers, qui a joué un rôle important pour la construction ultérieure des tunnels routiers en fournissant des garanties de base. Tout en résumant les résultats de recherche scientifique et une grande quantité d'expérience des travaux pertinents de la Chine, et s'en inspirant des technologies avancées étrangères de conception et de construction de tunnels routiers, le Ministère a amélioré et révisé sans cesse la norme, et a publié une version modifiée en 2004. Avec le développement rapide de la construction de tunnels routiers en Chine depuis le 21^e siècle, en 2022, les tunnels routiers ont totalisé 24 850, soit 26 784 300 mètres linéaires, représentant une croissance moyenne annuelle de plus de 12%. Au fur et à mesure de l'agrandissement de l'échelle et de la multiplication des types des tunnels routiers, la technologie de conception et de construction des tunnels routiers a fait des progrès significatifs. En 2018 une nouvelle version de la *Norme* a été publiée, qui s'est focalisée sur l'uniformisation et la normalisation des exigences techniques de la méthodologie de conception pour la construction de nouveaux tunnels routiers avec la méthode à l'explosif et la réhabilitation de tunnels existants. Sur la base des principes de sécurité, durabilité, économie,

économie d'énergie et protection de l'environnement, la *Norme* souligne que la structure majeure de tunnel doit satisfaire aux exigences de la résistance, de la stabilité et de la durabilité pour faciliter l'entretien et la maintenance, de plus, elle propose l'idéologie de conception dynamique et d'exécution informatisée, qui s'applique aux exigences de conception de génie civil de différents types de tunnels routiers sous montagne.

La compilation et la publication de la version française visent à échanger et partager les expériences des travaux et les résultats technologiques entre la Chine et les autres pays, à fournir des références pour la conception et la construction des tunnels routiers sous montagne dans les autres pays.

La compilation de la version française de la *Norme de conception des Tunnels routiers Volume I : Génie civil*, confiée par le Ministère des Transports de la République populaire de Chine, a été réalisée par l'Institut d'Études et de Recherches technologiques de Communication du Chongqing du Groupe de Marchands de Chine, SARL. Le Ministère des Transport a organisé la révision.

La version française de la *Norme de conception des Tunnels routiers Volume I : Génie civil* est conforme à la version chinoise, en cas de divergence, la version chinoise fera foi.

Merci à MM. Jiang Shuping et Cheng Chongguo, rédacteurs de la version chinoise, pour leur soutien pendant la compilation et la révision de la version française.

Veuillez adresser toutes les questions ou recommandations de modification constatées durant l'application de ces normes à l'établissement responsable de la compilation de la version française pour les analyses au profit de la révision (Adresse : Institut du Tunnels et des Travaux souterrains, N° 33, Boulevard Xuefu, District Nan'an, Chongqing, 400067, Email : chengliang@cmhk.com).

Organisme rédacteur en chef en français :

Institut d'Études et de Recherches technologiques de Communication du
Chongqing du Groupe de Marchands de Chine, SARL

Rédacteur en chef en français : Ding Hao

Rédacteurs en français :

Wu Mengjun, Hu Xuebing, Hu Juyi, Liu Qiuzhuo, Cheng Liang,
Li Ke, Guo Hongyan, Wang Daoliang, Wu Shengzhong, Wang Jianhu

Réviseur en chef: Jean Habimana (Canada)

Comité de révision :

Zhang Huiyu, Liu Yan (France), Liu Yang, Zhang Yi (France),
Qu Zhaolong, Chang Xin, Dong Yanfeng, Wang Xiaofeng,
Liu Shuaifeng, Chen Jiping, Jonathan Douzet (France), Yang Han

交通运输部信息中心
浏览专用

Préambule

En vertu de la Circulaire BMT-N°132 [2010] sur le planning du programme de rédaction et de révision des normes des travaux routiers de l'année 2010 décrétée par le Ministère des Transports, l'Institut d'Études et de Recherches technologiques de Communication du Chongqing du Groupe de Marchands de Chine, SARL, en tant qu'organisation en charge de rédaction, se charge de réviser *la Norme de conception des Tunnels routiers* (JTG D70—2004), ci-après désignée l'« ancienne norme ».

Il s'agit d'une révision complète vis-à-vis de l'ancienne norme, qu'il résulte d'un bilan portant sur toutes les réalisations et expériences des conceptions et des recherches scientifiques sur le tunnel routier obtenues ces dernières années en Chine. Pendant la même période, on s'est également largement inspirée des normes et des technologies avancées associées au tunnel routier en Chine et aux pays étrangers, et s'est attachée toujours aux principes de guide de « sécurité, durabilité, économie, économie d'énergie et protection de l'environnement ». L'ancienne norme après sa révision est publiée et mise en application sous le nom de *Norme de conception des Tunnels routiers Volume I : Génie civil* (JTG 3370.1—2018), ci-après désignée « présente norme », par la suite de son approbation.

La présente norme est composée de 18 chapitres et de 14 annexes : généralités, terminologie et symboles, investigations et classification du terrain encaissant, conception générale, matériaux de construction, charges, approches et portail de tunnel, conception du revêtement, calcul de structure, étanchement et drainage, tunnels spéciaux, ouvrages auxiliaires, mesures auxiliaires, conception du tunnel en cas de conditions géologiques particulières, radier et chaussée dans le tunnel, conception parasismique, conception de réhabilitation et d'élargissement/prolongement, attaches, niches et équipements dans le tunnel et les annexes A à P.

Les contenus suivants font l'objet de la présente révision :

1. Le champ d'application est élargi depuis « les tunnels à deux voies s'insérant dans les routes de toutes les classes et creusés principalement à l'explosif » jusqu'aux « tunnels de toutes les classes faisant l'objet de la nouvelle construction, de la réhabilitation et d'élargissement/prolongement, qui sont creusés principalement à l'explosif »;

2. Le dégagement de construction du tunnel routier dans la présente norme est mis en cohérence avec les autres normes ; les dispositions associées à la piste d'entretien ou aux trottoirs, à la bande d'arrêt d'urgence, aux by-pass pour piéton et véhicules et à la galerie parallèle du tunnel en cas de très long monotube à double sens sont ajustées et complétées;

3. Les dispositions concernant l'auscultation et la prévision géologique détaillée sont ajoutées;

4. Les dispositions sur les matériaux de construction sont ajustées et complétées;

5. Les méthodes de calcul portant sur la pression du terrain encaissant et la charge sismique des tunnels bitube avec pilier central et en double-arc sont ajoutées;

6. Le contenu de conception du revêtement pour le tunnel à deux voies est simplifié, celui pour la structure de tunnel à grande section notamment à trois et quatre voies est ajouté, et de plus, le contenu de conception structurale est ajusté et complété;

7. Une partie de combinaisons de charges avec les dispositions de leurs coefficients de sécurité sont ajoutées, la méthode des éléments finis avec réduction de résistance pour le coefficient de sécurité du terrain encaissant au cours d'exécution est introduite;

8. Les dispositions de la conception d'étanchement et de drainage sont améliorées et celles dans la région froide sont ajoutées;

9. Les dispositions de la conception des tunnels bitubes avec pilier central et en double-arc sont améliorées et celles sur la conception des tunnels spéciaux telles que l'ouvrage d'entonnement et le semi-tunnel sont ajoutées;

10. Le contenu de conception portant sur les puits verticaux et inclinés, le rameau et les locaux auxiliaires de ventilateur souterrains est amélioré;

11. Le contenu de conception sur les mesures auxiliaires est ajouté et détaillé;

12. Le contenu sur le karst et la carrière non remblayée traités dans leur ensemble dans l'ancienne norme sont divisés en deux sections dans la présente ; karst et carrière non remblayée, les dispositions sur la conception du tunnel en loess sont ajoutées, le nom de la section « éclatement des roches » est remplacé par « haute contrainte crustale », et le contenu de conception du tunnel la zone de pergélisol est ajouté.

13. Les dispositions concernant les chaussées en béton de ciment et composite du tunnel sont complétées et ajustées, les exigences de conception sur la couche de roulement en béton armé continu et la disposition d'un système de drainage sous la structure de chaussée du tunnel sont ajoutées;

14. Le contenu de conception sur la ventilation et l'éclairage appartenant à l'ancienne norme est supprimé;

15. Les trois nouveaux chapitres « Conception parasismique », « Conception de réhabilitation et d'élargissement/prolongement » et « Attaches, niches et équipements dans le tunnel » sont ajoutés.

Pendant la durée de l'application, toutes observations, recommandations et questions seraient les bienvenues et devraient être adressées à l'équipe de gestion courante de la présente norme dans l'objectif de les prendre en compte dans la prochaine révision.

Correspondant : Cheng Chongguo

Adresse : Branche du Tunnel et des Travaux souterrains, N° 33, Boulevard Xuefu, District Nan'an, Chongqing (400067)

Adresse numérique : chengchongguo@cmhk.com

Tel. : 023-62653439

Fax : 023-62653128

Organisation en charge de rédaction :

Institut d' Études et de Recherches technologiques de Communication du
Chongqing du Groupe de Marchands de Chine, SARL

Organisation ayant contribué à la rédaction :

Institut de Recherches et d' Études de Planification de
Communication de la Province du Zhejiang

Université Tongji

Institut de Recherches et d' Études des Routes N°1 de la
China Communications Construction Company (CCCC) , SARL

Institut de Recherches et d' Études des Routes N°2 de la
China Communications Construction Company (CCCC) , SARL

Université Jiaotong du Chongqing

Institut de Recherches scientifiques des Routes du Ministère des Transports

Institut de Recherches et d' Études de Planification de
Communication de la Province du Hunan, SARL

Rédacteur en chef : Jiang Shuping

Rédacteurs :

Cheng Chongguo

Wu Dexing

Ding Qiwen

Guo Xiaohong

Wang Hualao

Han Changling

Lin Zhi

Ren Shangqiang

Zhao Mingjie

Huang Lunhai

Li Weiping

Ke Xiaohua

Wu Mengjun

Ding Hao

Zhang Jinhua

Qin Feng

Réviseurs :

Li Yuwen

Li Guanshou

Li Zhihou

Liu Guiyou

Wan Mingfu

Tang Ying

Xiao Liaolin

Yuan Yongxin

Wei Hu

Jiang Jie

Gao Shijun

Liang Ganbo

Liu Hongzhou

Lin Zenghai

Participants :

Xiao Bo

Xu Chongbang

Wang Jianhua

Table des matières

	Page
1 Généralités	1
2 Terminologie et symboles	3
2.1 Terminologie	3
2.2 Symboles	6
3 Investigations du tunnel et classification du terrain encaissant	8
3.1 Dispositions générales	8
3.2 Collecte des données	9
3.3 Investigations topographique et géologique	9
3.4 Investigation météorologique	12
3.5 Investigation de l'environnement du projet	13
3.6 Classification du terrain encaissant	14
4 Conception générale	17
4.1 Dispositions générales	17
4.2 Choix de position du tunnel	18
4.3 Alignements du tunnel	19
4.4 Profil en travers	21
4.5 By – pass et galerie parallèle	25
4.6 Auscultation et prévision géologique détaillée	27
4.7 Planning d'exécution de travaux	27
5 Matériaux de construction	29
5.1 Dispositions générales	29
5.2 Caractéristiques des matériaux de construction	34
5.3 Caractéristiques des matériaux d'étanchéité et de drainage	39
6 Charges	43
6.1 Dispositions générales	43

	Page
6.2 Charges permanentes	44
6.3 Charges variables	47
6.4 Charges accidentelles	47
7 Approches et portail de tunnel	48
7.1 Dispositions générales	48
7.2 Ouvrages d'approche	49
7.3 Ouvrage de portail	50
8 Conception du revêtement	52
8.1 Dispositions générales	52
8.2 Revêtement en béton projeté et boulonné	53
8.3 Revêtement monolithique	57
8.4 Revêtement composite	59
8.5 Revêtement du tunnel à ciel ouvert	61
8.6 Exigences de structure	64
9 Calcul de structure	70
9.1 Dispositions générales	70
9.2 Revêtement	70
9.3 Tunnel à ciel ouvert	75
9.4 Portail de tunnel	75
10 Étanchement et drainage	76
10.1 Dispositions générales	76
10.2 Étanchement	77
10.3 Drainage	78
10.4 Étanchement et drainage pour les approches de tunnel et la partie à ciel ouvert	80
10.5 Étanchement et drainage pour les tunnels dans la région froide	81
11 Tunnels spéciaux	82
11.1 Dispositions générales	82
11.2 Tunnel bitube avec pilier central	82
11.3 Tunnel en double – arc	83
11.4 Ouvrage d'entonnement	84
11.5 Semi – tunnel	85

	Page
12 Ouvrages auxiliaires	88
12.1 Dispositions générales	88
12.2 Puits vertical	89
12.3 Puits incliné	90
12.4 Galeries parallèle et rameau	92
12.5 Galerie de ventilation et local de ventilateur souterrain	93
12.6 Croisement	94
13 Mesures auxiliaires	95
13.1 Dispositions générales	95
13.2 Mesures de stabilisation du terrain encaissant	95
13.3 Traitement de fortes venue d'eau	101
14 Conception du tunnel en cas de conditions géologiques particulières	104
14.1 Dispositions générales	104
14.2 Terrain encaissant gonflant	104
14.3 Karst	105
14.4 Carrière non remblayée	106
14.5 Sables mouvants	106
14.6 Gaz explosif et nocif	107
14.7 Loess	108
14.8 Zone de haute contrainte crustale	109
14.9 Pergélisol	111
15 Radier et chaussée dans le tunnel	113
15.1 Dispositions générales	113
15.2 Radier dans le tunnel	113
15.3 Chaussée dans le tunnel	114
16 Conception parasismique	119
16.1 Classification et critère de la conception et la protection parasismiques	119
16.2 Action sismique	121
16.3 Vérification parasismique	122
16.4 Mesures de lutte contre le séisme	123

	Page
16.5 Installations dans le tunnel	124
17 Conception de réhabilitation et d'élargissement/prolongement ..	126
17.1 Dispositions générales	126
17.2 Conception de réhabilitation et d'élargissement/prolongement du tunnel	126
17.3 Élargissement//prolongement du tunnel	128
17.4 Réhabilitation du tunnel	129
17.5 Construction d'un nouveau tube parallèle	129
18 Attaches, niches et équipements dans le tunnel	131
18.1 Dispositions générales	131
18.2 Attaches et niches	131
18.3 Caniveaux de câble	132
Annexe A Dispositions relatives à la classification des terrains encaissants	133
Annexe B Schémas du dégagement de construction et du gabarit du tunnel	142
Annexe C Tableau de paramètres caractéristiques des profilés	155
Annexe D Méthode de calcul des pressions du terrain encaissant du tunnel à faible profondeur	164
Annexe E Méthode de calcul des pressions du terrain encaissant du tunnel à faible profondeur soumis à une charge excentrée	168
Annexe F Méthode de calcul des pressions du terrain encaissant du tunnel bitube avec pilier central	170
Annexe G Méthode de calcul des pressions du terrain encaissant du tunnel en double – arc	179
Annexe H Méthode de calcul de la charge de remblai du t unnel à ciel ouvert	187
Annexe J Méthode de calcul de la poussée des terres du mur de portail de tunnel	190
Annexe K Méthode de calcul des charges sismiques	192
Annexe L Méthode de simulation de charges	199

	Page
Annexe M Méthode de modélisation stratigraphique	203
Annexe N Méthode de calcul de la quantité de ferrailage des éléments en béton armé en flexion et en compression	214
Annexe P Tableau de paramètres de soutènement de tunnel	223
Explication sur les mots utilisés dans la présente norme	231
Explication sur les articles	233
1 Généralités	235
2 Terminologie et symboles	238
3 Investigations et classification du terrain encaissant	240
4 Conception générale	246
5 Matériaux de construction	260
6 Charges	266
7 Approches et portail de tunnel	272
8 Conception du revêtement	281
9 Calcul de structure	309
10 Étanchement et drainage	318
11 Tunnels spéciaux	327
12 Ouvrages auxiliaires	338
13 Mesures auxiliaires	349
14 Conception du tunnel en cas de conditions géologiques particulières	363
15 Radier et chaussée dans le tunnel	375
16 Conception parasismique	382
17 Conception de réhabilitation et d'élargissement/prolongement ...	389
18 Attaches, niches et équipements dans le tunnel	395

1 Généralités

1.0.1 La présente norme a pour objectif de normaliser et de guider la conception des tunnels routiers.

1.0.2 La présente norme est applicable à de nouveaux tunnels de toutes classes et aux tunnels faisant l'objet d'une construction d'une réhabilitation ou d'un élargissement ou de prolongement pour lesquels la méthode à l'explosif est la méthode d'excavation principale.

1.0.3 La conception d'un tunnel doit s'articuler avec les exigences fonctionnelles routières, et suivre les principes de « sécurité, de durabilité, d'économie et d'écologie ».

1.0.4 Les tunnels routiers peuvent se classer en quatre catégories en fonction de la longueur, dont les détails sont présentés dans le Tableau 1.0.4.

Tableau 1.0.4 Classification des tunnels routiers selon la longueur

Classification	Tunnel très long	Tunnel long	Tunnel moyen	Tunnel court
Longueur (m)	$L > 3\,000$	$3\,000 \geq L > 1\,000$	$1\,000 \geq L > 500$	$L \leq 500$

Nota; la longueur du tunnel ici représente la distance entre les deux points de croisement entre l'axe d'un tunnel projeté sur la chaussée et les plans d'extrémité en tête du revêtement de celui - ci.

1.0.5 La structure majeure du tunnel doit être conçue en tant qu'ouvrage définitif, assurant une résistance, une stabilité, une durabilité réglementées, une durée de service exigée et facilitant les interventions d'entretien et de maintenance.

1.0.6 Les travaux de génie civil, y compris la structure majeure, la chaussée, le drainage et l'étanchement du tunnel, doivent être conçus en prenant compte des interfaces avec les installations d'exploitation, y compris la ventilation, l'éclairage, la surveillance de la circulation,

l'alimentation et la distribution électriques et la protection contre l'incendie.

1.0.7 Le principe de la conception itérative (méthode observationnelle) et la transformation digitale de l'exécution doivent être mis en œuvre dans la conception en génie civil du tunnel. Un plan global sur les reconnaissances géologiques, l'interprétation géologique ou la reconnaissance géotechnique à l'avancement et l'auscultation sera ainsi élaboré pour proposer des bases à la conception itérative (méthode observationnelle), afin de mettre au point à temps les paramètres de soutènement et la méthode d'exécution de travaux.

1.0.8 La conception du tunnel doit tenir compte de l'optimisation du terrain occupé, de la protection de la végétation initiale autant que possible et de traiter les déblais et les eaux usées de manière adéquate.

1.0.9 La conception des tunnels doit permettre de mettre en application les politiques technologiques et économiques correspondantes et d'employer, de manière proactive et adéquate, la technologie, les matériaux, et l'équipement et les règles de l'art, qui sont tous nouveaux.

1.0.10 La conception des tunnels routiers doit, en plus des dispositions stipulées dans la présente norme, se conformer aux dispositions des normes nationales et industrielles concernées en vigueur.

2 Terminologie et symboles

2.1 Terminologie

2.1.1 Tunnel routier (highway tunnel)

Un passage souterrain servant à être emprunté par des véhicules automobiles, des véhicules non motorisés et des piétons. Il existe généralement deux types de tunnel : tunnel dédié aux véhicules automobiles et tunnel mixte pour tous les véhicules automobiles, véhicules non motorisés et piétons.

2.1.2 Tunnel sous montagne (mountain tunnel)

Un tunnel traversant une montagne.

2.1.3 Tunnel à l'explosif (drill blast tunnel)

Un tunnel creusé par voie d'explosion contrôlée avec le forage et la charge d'explosif en mode manuel ou mécanique.

2.1.4 Tunnel à ciel ouvert (open-cut tunnel)

Un tunnel creusé à ciel ouvert.

2.1.5 Semi-tunnel

Structure en semi-tunnel construite s'insérant dans la route.

2.1.6 Dégagement de construction (construction clearance)

Un espace limité permettant d'assurer la circulation de véhicules et le passage des personnes à l'intérieur d'un tunnel routier.

2.1.7 Gabarit du tunnel (tunnel cross-section)

Un espace en profil délimité par l'intrados du revêtement, la chaussée et les caniveaux latéraux à

l'intérieur d'un tunnel.

2.1.8 Bande d'arrêt d'urgence (emergency parking strip)

Zone servant à stationner temporairement des véhicules en panne et en patrouille dans un tunnel.

2.1.9 Rameau

Unby-pass quasi-horizontale d'un tunnel destiné à joindre ses deux tubes ou locaux ou à accéder à la surface.

2.1.10 Puits vertical (vertical shaft)

Un passage vertical destiné à améliorer la ventilation en exploitation ou les conditions d'exécution.

2.1.11 Puits incliné (inclined shaft)

Un passage oblique destiné à améliorer la ventilation en exploitation ou les conditions d'exécution.

2.1.12 Tunnel bitube avec pilier central (twintunnels)

Un tunnel avec deux tubes parallèles, entre lesquels l'écartement net est si petit que leurs structures interagissent de manière défavorable.

2.1.13 Tunnel en double-arc (Double-arch tunnel)

Un tunnel avec deux tubes voûtés parallèles, entre lesquels il n'existe pas de pilier rocheux et dont les structures intérieures s'associent.

2.1.14 Ouvrage d'entonnement

Un tunnel à double sens à grande section ou en double-arc, qui passe d'un tunnel monotube à celui bitube progressivement.

2.1.15 Classification du terrain encaissant (surrounding rock classification)

Une opération que le terrain encaissant se classe selon la stabilité évaluée en fonction, entre autres, de l'intégrité et de la résistance de la roche.

2.1.16 Indice de qualité fondamental du massif rocheux (rock basic quality index)

Un indice de qualité du massif rocheux défini sur la base de la dureté et de l'intégrité des roches du terrain encaissant.

2.1.17 Indice de qualité modifié du massif rocheux (rock modified quality index)

Un indice de qualité du massif rocheux qui résulte de l'ajustement de l'indice de qualité fondamental du massif rocheux en tenant compte, entre autres, des eaux souterraines, des plans structuraux de faiblesse principaux et de l'état initial des contraintes.

2.1.18 Charge (load)

Un effort appliquant sur un ouvrage en donnant lieu à la production des contraintes dans cet ouvrage.

2.1.19 Pression de déconfinement (loosening pressure)

Une pression appliquant sur le revêtement du fait du déconfinement du terrain encaissant.

2.1.20 Pression de déformation (deformed pressure)

Une pression appliquant sur le revêtement du fait de la déformation du terrain encaissant.

2.1.21 Pression du terrain encaissant (surrounding rock pressure)

Une pression à laquelle le revêtement est soumis du fait de la déformation et du déconfinement du terrain encaissant et qui est une appellation générale pour les pressions de déformation et de déconfinement.

2.1.22 Charge excentrée (asymmetrical pressure)

Une charge dissymétrique à laquelle le revêtement d'un tunnel est soumise.

2.1.23 Portail (portal)

Un ouvrage destiné à soutenir et à protéger les talus de front en approche d'un tunnel.

2.1.24 Portail en mur d'approche (end-wall tunnel portal)

Un ouvrage de mur de soutènement destiné à s'opposer à la poussée des terres des talus de front en approche d'un tunnel.

2.1.25 Portail ciel ouvert (open-cut tunnel portal)

Un ouvrage servant à protéger les talus de front en approche d'un tunnel et à prolonger le revêtement de celui-ci de manière adéquate.

2.1.26 Revêtement (lining)

Une structure à des destinations de supporter le terrain encaissant d'un tunnel.

2.1.27 Contre-voûte (curved invert)

Un revêtement en voûte inversée située au fond d'un tunnel.

2.1.28 Revêtement en béton projeté et boulonné (shotcrete and rockbolts lining)

Une structure de soutènement s'opposant au terrain encaissant qui est réalisée de manière indépendante ou associée au béton projeté, aux boulons, aux treillis soudés et aux cintres.

2.1.29 Revêtement monolithique (monolithic lining)

Un revêtement d'un tunnel construit en béton coffré ou en maçonnerie après le creusement du tunnel.

2.1.30 Revêtement composite (composite lining)

Un revêtement composite constituée d'un revêtement en béton coffré et boulonné, de couches d'étanchéité et d'un revêtement en béton-projeté.

2.1.31 Galerie pilote à l'avancement (advancing drift)

Une galerie de petite section à creuser devant le front de taille d'un tunnel dans le cadre de son profil creusé.

2.1.32 Prévision géologique détaillée (advanced geological forecast)

Toutes activités de reconnaissance, d'analyse et d'évaluation vis-à-vis des conditions géologiques devant le front de taille d'un tunnel, effectuées au moyen de prospection géophysique et de forage.

2.1.33 Auscultation de l'exécution de tunnel (monitoring measurement)

Toutes activités de constatation, de mesure, d'analyse et d'évaluation concernant les efforts repris par la structure de soutènement et la déformation de celle-ci, ainsi que la déformation du terrain encaissant et des strates, effectuées à l'aide de divers appareils et instruments de mesure dans un tunnel, dans le terrain encaissant ou à la surface du terrain.

2.1.34 Haute contrainte crustale (high ground stress)

Un champ de contraintes du terrain qui, sous des contraintes initiales des strates et après le creusement d'un tunnel, provoque un éclatement des roches ou un détachement des couches de roche dans le terrain encaissant dur et une grande déformation des strates et une réduction notable de son dégagement net creusé dans le terrain encaissant tendre.

2.2 Symboles

BQ—Indice de qualité fondamental du massif rocheux ;

[BQ]—Indice de qualité modifié du massif rocheux ;

R_c —Résistance à la compression saturée uniaxiale des roches ;

R_a —Résistance limite à la compression du béton ou de la maçonnerie ;

R_w —Résistance ultime à la compression ;

R_t —Résistance limite à la traction du béton ;

$I_{s(50)}$ —Indice de résistance des roches sous charge ponctuelle mesurée ;

K_1 —Facteur de correction de l'influence des eaux souterraines ;

K_2 —Facteur de correction de l'influence de l'occurrence du plan structural de faiblesse;
 K_3 —Facteur de correction de l'influence des contraintes initiales;
 K_v —Facteur d'intégrité du massif rocheux;
 J_v —Somme volumique de joints du massif rocheux;
 S_n —Nombre de joints par mètre de ligne de mesure du groupe de joints n;
 S_k —Nombre de famille de dislocations par mètre cube du massif rocheux;
 v_{pm} —Vitesse de l'onde longitudinale élastique du massif rocheux;
 v_{pr} —Vitesse de l'onde longitudinale élastique des roches;
 σ_{max} —Contrainte initiale la plus grande dans la direction perpendiculaire à l'axe du tunnel;
 γ —Poids volumique du terrain encaissant;
 k —Coefficient de résistance élastique;
 E —Module de déformation;
 μ —Coefficient de Poisson;
 φ —Angle de frottement interne;
 φ_c —Angle de frottement de calcul;
 B —Largeur du profil creusé du tunnel;
 W —Largeur circulable;
 L_L —Largeur latérale de l'accotement gauche;
 L_R —Largeur latérale de l'accotement droit;
 L —longueur de tunnel;
 C —Largeur supplémentaire;
 J —Largeur de la piste d'entretien;
 h —Dégagement vertical de la piste d'entretien ou des trottoirs;
 R —Largeur des trottoirs;
 H —Dégagement vertical de construction de tunnel;
 K —Coefficient de résistance élastique du terrain encaissant;
 δ —Valeur de déplacement du revêtement;
 n —Rapport H/L du talus de déblais;
 m —Rapport H/L du talus de remblais.

3 Investigations du tunnel et classification du terrain encaissant

3.1 Dispositions générales

3.1.1 La collecte de données, les enquêtes, le levé, les reconnaissances et les essais relatifs à la classe de route, aux caractéristiques du tunnel et à l'envergure du tunnel, doivent se faire en définissant préalablement le contenu et le domaine des dossiers à collecter dans l'investigation en fonction des missions, des objectifs et des exigences prévues des différentes phases de conception du tunnel. Les données ou dossiers qui en résultent doivent être complets, précis et conformes aux exigences de conception.

3.1.2 L'investigation doit être réalisée tant avant l'exécution de travaux qu'à l'avancement d'exécution de travaux. Le contenu, les domaines et les précisions pour l'investigation avant l'exécution doivent satisfaire aux exigences des phases de conception correspondantes. En ce qui concerne celle à l'avancement d'exécution, il faut l'apporter opportunément de manière à vérifier et de prévoir des problèmes géologiques qui se produisent éventuellement pendant l'exécution, tout en permettant de fournir des bases à la modification de conception et à l'ajustement d'exécution.

3.1.3 Le programme d'investigation, tenant compte des phases, des méthodologies et des domaines d'investigation, doit être élaboré en fonction des conditions topographiques et géologiques dans la zone traversée par le tunnel. Toute non-conformité de la situation prévue à la réalité constatée au cours de l'investigation doit donner lieu à l'adaptation du programme opportunément.

3.1.4 La classification du terrain encaissant doit se faire par une méthode combinant l'analyse qualitative et le calcul quantitatif.

3.2 Collecte des données

3.2.1 Les données suivantes doivent être recueillies à tout égard dans la zone traversée par le tunnel :

- 1 Les données topographiques et morphologiques avec celles obtenues par télédétection et télémétrie ;
- 2 Les données sur la géotechnique, la hydrogéologie et l'hydrologie de surface, notamment celles des catastrophes géologiques naturelles en matière de leurs natures, caractéristiques, échelles et niveaux de dommage ;
- 3 Les données portant sur le levé et la reconnaissance géotechniques ;
- 4 Les données météorologiques notamment sur la température ambiante, la précipitation, la vitesse du vent et la direction du vent ;
- 5 Les dossiers relatifs à l'histoire sismique et aux paramètres du mouvement sismique ;
- 6 La circulation et les conditions d'exécution de travaux le long du tracé ;
- 7 Les dossiers sur les ressources minières et des constructions existantes avoisinantes le long du tracé.

3.2.2 La collecte de données doit couvrir également, le contexte socio-économique, et des lois et règlements correspondants.

3.3 Investigations topographique et géologique

3.3.1 Les objectifs, les contenus et les domaines des investigations à réaliser en différentes phases du tunnel sont présentés dans le tableau 3.3.1.

Tableau 3.3.1 Objectifs, contenus et domaines des investigations à réaliser pour différentes phases des conception et pendant l'exécution

Phase	Objectifs	Contenus	Périmètre	
Avant exécution	Reconnaissance de terrain	Fournir des dossiers fondamentaux au choix d'orientation des variantes du tracé ou le corridor des tracés	Collectionner et analyser les dossiers existants sur la topographie, la géologie régionale et la météorologie dans la zone à traverser; examiner les dossiers sur les catastrophes géologiques, les constructions existantes, la circulation routière et la planification des constructions d'infrastructure	Au-delà des variantes existantes du tracé ou corridor des tracés
	Reconnaissance préliminaire	Fournir des dossiers fondamentaux à la comparaison et au choix de la phase d'étude d'avant-projet, à l'établissement du devis estimatif et à l'investigation complémentaire en prochaine phase	Analyser les dossiers obtenus en phase précédente; procéder à une investigation préliminaire et à un levé topographique vis-à-vis des variantes du tracé; réaliser la prospection géophysique, le forage et les essais nécessaires.	Au-delà des variantes existantes
	Reconnaissance détaillée	Obtenir les dossiers nécessaires à la conception technique et des plans d'exécution, et à l'établissement du planning d'exécution et du devis estimatif etc.	Réaliser le levé topographique détaillé le long du tracé et du chantier et des investigations telles que la reconnaissance géotechnique détaillée et l'investigation environnementale; réaliser la prospection géophysique, le forage et les essais nécessaires.	Les deux côtés latéraux et les alentours du tracé, pour un tunnel très long ou long ou un tunnel traversant une zone karstique, le périmètre doit être plus étendu
À l'avancement d'exécution	Prévoir et constater les problèmes géotechnique et hydrogéologiques, qui se produisent à l'avancement de l'exécution.	Réaliser les investigations complémentaires en matière topographique, géologique et environnementale, l'observation, l'auscultation ainsi que la prévision et la reconnaissance à l'avancement du chantier au sein du tunnel.	Dans le tunnel et en surface dans le périmètre sous l'impact de l'exécution	

3.3.2 Le levé du projet de tunnel doit se faire selon les dispositions suivantes :

- 1 Les cartes topographiques et les plans de profils en long et en travers doivent être collectionnés ou levés conformément aux exigences prévues en phase de conception ;
- 2 Le contenu et les précisions des dossiers résultant du levé doivent se conformer aux dispositions de la *Norme des reconnaissances géotechniques routiers* (JTG C20) et de la *Norme des reconnaissances de la route* (JTG C10) en vigueur ;
- 3 Des points de contrôle de planimétrie et de cote doivent être implantés à proximité des approches d'un tunnel et de ses ouvrages auxiliaires selon les dispositions associées.

3.3.3 Les investigations topographiques et géologiques en phases de conception doivent couvrir la

géographie naturelle générale, la géotechnique et l'hydrogéologie, et être menées en veillant à enquêter et à analyser principalement les éléments suivants par phases :

- 1 La lithologie des strates et les caractéristiques, le type et l'échelle de la structure géologique ;
- 2 Les caractéristiques des failles, des joints et des plans structuraux de faiblesse et leur relation avec le tunnel, ainsi que les propriétés physiques et mécaniques fondamentales du terrain encaissant ;
- 3 Le type et le niveau des eaux souterraines, la répartition de la nappe aquifère avec son coefficient de perméabilité, son débit d'eau, sa recharge, sa qualité d'eau et sa corrosion contre le béton et la présence ou non de venues d'eau brutale et fortes s'avérant anormales ;
- 4 Des conditions géologiques défavorables et géotechniques particulières y compris l'effondrement, la faille, l'éboulis, le glissement, le karst, les cavernes naturelles ou la carrière non remblayée, l'éboulement du terrain, les sables mouvants, le loess effondré lors qu'il soit saturé, le sol salin, la roche salée, la géothermie, le pergélisol et le glacier avec leurs origines de production et de développement, types, tailles et tendances de développement, ainsi que l'analyse de leurs influences sur la stabilité des approches et sur toute la longueur d'un tunnel en précisant le niveau d'influence ;
- 5 La localisation des strates contenant le gaz nocif ou le minéral nocif, les zones de présence et sa répartition, la détermination des composants nocifs avec leur teneur, ainsi que la prévision et l'estimation de son influence sur l'exécution et l'exploitation d'un tunnel ;
- 6 La détermination du coefficient d'accélération maximale du sol dans la région où se trouve le tunnel soit selon la *Carte de zonage chinois des Risques sismiques* (GB 18306), soit par une expertise menée par les autorités des séismes.

3.3.4 Les investigations topographiques et géologiques doivent être effectuées selon les dispositions suivantes :

- 1 En présence de failles régionales, notamment celles active holocène et sismogène dans la région où se trouve le tunnel à construire, une enquête doit être menée vis-à-vis des traces et des caractéristiques des nouvelles activités tectoniques, de leur rapport avec le séisme et du niveau de leur impact sur le tunnel ;

- 2 Dans le cas où la zone traversée du tunnel présenterait des géologiques défavorables et géotechniques particulières pouvant impacter le choix des variantes du tunnel, il faut collecter des dossiers géologiques complémentaires, les analyser de manière systématique et prévoir les zones éventuellement sujettes à l'effondrement, au glissement, à la haute contrainte crustale, au karst, à des venues d'eau et de boue brutales, aux sables mouvants et au dégagement du gaz nocif, en s'assortissant des mesures de gestion de risques correspondantes;
 - 3 Soumis à des conditions hydrogéologiques complexes, le tunnel doit, le cas échéant, faire l'objet d'une observation dynamique ou d'une étude monographique suivi hydrogéologique/ hydraulique en la matière, en plus de l'investigation, de la reconnaissance et des essais à réaliser de la même manière qu'un tunnel normal;
 - 4 Le tunnel riverain et montagneux, doit faire l'objet d'une investigation et d'une analyse portant sur les caractéristiques et la stabilité de la pente et l'influence de l'érosion fluviale sur la stabilité de la montagne et du tunnel;
 - 5 Il faut enquêter sur la stabilité du talus sur la rive, la capacité de stockage et les niveaux d'eau (y compris les hauteurs des vagues et les niveaux des crues) pour le tunnel près d'un réservoir et sur le niveau maximal des crues saisonnière si les approches d'un tunnel sont situées au bas fond karstique ou au fond d'un ravin;
- 3.3.5 L'investigation géologique à l'avancement d'exécution doit comprendre:
- 1 Vérifier la lithologie des strates, la structure géologique et les eaux souterraines en fonction du levé du terrain encaissant révélée par le creusement à l'avancement du creusement, pour juger la classe exacte du terrain encaissant;
 - 2 Détecter et prévoir les conditions du terrain encaissant, notamment celles géologiques défavorables avec leurs positions, caractéristiques, échelles etc., qui se produisent éventuellement devant le front de taille.

3.4 Investigation météorologique

3.4.1 L'investigation météorologique doit regrouper des éléments tels que la température ambiante, la pression atmosphérique, la vitesse et la direction du vent, la précipitation, le manteau neigeux, l'étage nival, les caractéristiques du glacier, la profondeur du gel, la densité du brouillard et le nombre de jours de brouillard, ainsi que les catastrophes météorologiques historiques

dans la zone traversée du tunnel, dont les valeurs extrêmes de la température ambiante, de la vitesse du vent, de la précipitation et du manteau neigeux doivent surtout faire l'objet de cette investigation.

3.4.2 Des points ou stations d'observations météorologiques doivent, si nécessaire, être mis en place dans la zone traversée du tunnel, de manière à recueillir continuellement les données locales dans le domaine météorologique.

3.5 Investigation de l'environnement du projet

3.5.1 Il doit faire l'objet d'une investigation l'état d'environnement naturel dans la zone traversée du tunnel et à ses alentours, qui consiste en système fluvial superficiel, affleurement d'eau souterraine, source jaillissante, source chaude, marais, lac, végétation, ressources minières, faune et flore

3.5.2 L'occupation du sol, les terres cultivées, les installations hydrauliques, les constructions et édifices ainsi que les réseaux souterrains dans la zone traversée du tunnel doivent faire l'objet d'une investigation. Une investigation sur l'état actuel doit être notamment effectuée pour les installations dans cette zone traversée comme le jardin public, la forêt protégée, le site culturel et le monument, sur lesquelles une évaluation de l'impact éventuel de la construction d'un tunnel doit être réalisée.

3.5.3 Il faut mener une investigation visant la consommation d'eau domestique et productive, l'état de circulation, l'impact sur l'environnement du bruit, de la vibration, du rejet d'eaux usées et de l'émission de gaz d'échappement au cours de l'exécution et de l'exploitation et une investigation et une prévision portant sur les impacts environnementaux éventuels provoqués par la perte d'eau souterraine pendant l'exécution et l'exploitation, dont le tassement de surface, L'endommagement de constructions avoisinantes et le tarissement de l'eau domestique.

3.5.4 L'investigation relative aux conditions d'exécution d'un tunnel doit prendre en compte :

- 1 Conditions de circulation, alignement du tunnel, site de construction d'exécution, démolition, zones de décharge, alimentation en eau et en électricité, conditions de communication etc. ;
- 2 Source, qualité et quantité des matériaux de construction ;
- 3 De divers facteurs susceptibles d'influer sur l'exécution.

3.6 Classification du terrain encaissant

3.6.1 L'estimation synthétique sur la classe de terrain encaissant doit se faire en deux étapes suivantes :

- 1 Une classification préliminaire se fait en s'appuyant qualitativement sur la dureté des roches et l'intégrité du massif rocheux, et quantitativement sur l'indice de qualité fondamental du massif rocheux BQ ;
- 2 Puis, celui-ci connaît une correction compte tenu de l'effet des facteurs de correction associés, pour obtenir sa valeur de correction $[BQ]$. Et la combinaison de celle-ci et des caractéristiques qualificatives du massif rocheux permet de finaliser la classification détaillée du terrain encaissant.

3.6.2 L'indice de qualité fondamental BQ de la roche encaissante *doit* être calculé selon les indices quantitatifs de facteurs de classification R_c et K_v à partir de la formule (3.6.2) :

$$BQ = 100 + 3R_c + 250K_v \quad (3.6.2)$$

Et dans le respect des restrictions suivantes :

- 1 Si $R_c > 90K_v + 30$, introduire $R_c = 90K_v + 30$ et K_v par substitution dans la formule pour calculer la valeur BQ ;
- 2 Si $K_v > 0,04R_c + 0,4$, introduire $K_v = 0,04R_c + 0,4$ et R_c par substitution dans la formule pour calculer la valeur BQ ;

Les valeurs R_c et K_v peuvent être déterminées selon les articles A.0.1 et A.0.2 de la présente norme.

3.6.3 La classification détaillée de la roche encaissante impose une correction pour l'indice de qualité fondamental du massif rocheux BQ à réaliser en fonction des influences des eaux souterraines, des plans structuraux de faiblesse principaux et des contraintes initiales et à calculer à partir de la formule (3.6.3) :

$$[BQ] = BQ - 100(K_1 + K_2 + K_3) \quad (3.6.3)$$

Dans laquelle :

- $[BQ]$ —Indice de qualité modifié du massif rocheux ;
- K_1 —Facteur de correction de l'influence des eaux souterraines ;

K_2 —Facteur de correction de l'influence de l'occurrence du plan structural de faiblesse;
 K_3 —Facteur de correction de l'influence des contraintes initiales;

Les valeurs K_1 , K_2 et K_3 peuvent être déterminées selon les tableaux A. 0. 3-1, A. 0. 3-2 et A. 0. 3-3 dans l'annexe A de la présente norme.

3. 6. 4 En se référant au tableau 3. 6. 4, la classe de terrain encaissant peut être définie en fonction des données et des dossiers issus des investigations, des reconnaissances et des essais, des caractéristiques qualificatives de la roche encaissante, de l'indice de qualité fondamental du massif rocheux BQ ou de l'indice de qualité modifié du massif rocheux $[BQ]$, des caractéristiques qualificatives du sol encaissant y compris le type et la densité, selon les dispositions suivantes:

- 1 La classification qualificative basée sur les niveaux de dureté et d'intégrité du massif rocheux peut suivre les articles A. 0. 5 et A. 0. 6 de la présente norme;
- 2 En cas d'incohérence entre les classes obtenues respectivement par la classification qualificative susmentionnée et par la valeur BQ ou $[BQ]$, il faut vérifier la fiabilité tant sur les caractéristiques qualificatives utilisées que sur les paramètres de calcul et refaire les constatations et les essais correspondants;
- 3 La classification du terrain encaissant peut se faire de manière qualificative ou par le biais de la méthode analogique des travaux en phases d'études de faisabilité et de reconnaissance préliminaire.

Tableau 3. 6. 4 Classification du terrain encaissant du tunnel routier

Classe	Caractéristiques qualificatives principales du massif rocheux ou massif de sol	BQ ou $[BQ]$
I	Roche dure, massif rocheux intégral	> 550
II	Roche dure, massif rocheux assez intégral Roche assez dure, massif rocheux intégral	550 à 451
III	Roche dure, massif rocheux assez fracturé Roche assez dure, massif rocheux assez intégral Roche assez tendre, massif rocheux intégral, monolithique ou à couche très épaisse	450 à 351
IV	Roche dure, massif rocheux assez fracturé Roche dure, massif rocheux assez fracturé à fracturé Roche assez tendre, massif rocheux assez intégral à assez fracturé Roche tendre, massif rocheux intégral à assez intégral	350 à 251
	Massif de sol: 1. Sols argileux et sableux consolidés et diagénétiques; 2. Löss (Q_1 et Q_2); 3. Grave, galet et caillou, par cimentation calcaireuse ou ferrugineuse;	

suite

Classe	Caractéristiques qualificatives principales du massif rocheux ou massif de sol	<i>BQ</i> ou [<i>BQ</i>]
V	Roche assez tendre, massif rocheux fracturé; Roche tendre, massif rocheux assez fracturé à fracturé; Roche extrêmement tendre et massif rocheux complètement très fracturé	≤250
	Sol argileux demi-sec dur à plastique-dur, et grave, galets, de graviers arrondis, de graviers à vive-arête assez humides à humides, ainsi que lœss (Q_3 et Q_4), formés à l'ère quaternaire. Le sol non argileux est meuble, alors que le sol argileux et le lœss sont mous.	
VI	Argile plastique-mou, couche de sable silteux et fin, humide et saturée, sol mou etc.	

Nota: ce tableau n'est pas applicable au terrain encaissant spécial, y compris celui gonflant et le pergélisol.

3.6.5 Il convient de déterminer les paramètres physiques et mécaniques pour la roche encaissant par le biais d'essais en laboratoire ou in situ, qui, à défaut des données issues d'essais et d'une classification préliminaire, peuvent être obtenus selon le tableau A.0.7-1 de l'annexe A. Et les paramètres de résistance maximale à la rupture par cisaillement des plans structuraux du massif rocheux peuvent être obtenus selon le tableau A.0.7-2 de l'annexe A. En l'absence de données mesurées, les paramètres physiques et mécaniques pour les sols encaissants de toutes classes peuvent être obtenus en se référant au tableau A.0.7-3 de l'annexe A.

3.6.6 L'autostabilité du terrain encaissant peut être appréciée soit par voie de mesure de sa déformation et de calcul théorique, soit selon le tableau 3.6.6.

Tableau 3.6.6 Description des capacités autostables du terrain encaissant du tunnel de toutes classes

Classes	Capacités autostables
I	Pour une portée ≤20m, stable à long terme, avec peu de chutes de blocs et sans effondrement;
II	Pour une portée de 10 à 20m, assez stable, avec des chutes de blocs ou effondrements à petite échelle ponctuellement; Pour une portée <10m, stable à long terme, avec très peu de chutes de blocs;
III	Pour une portée de 10 à 20m, stable dans quelques jours jusqu'à 1 mois, avec des effondrements de petite à moyenne échelle; Pour une portée de 5 à 10m, stable dans quelques mois, avec des déplacements de blocs ponctuels et des effondrements de petite à moyenne échelle; Pour une portée <5m, assez stable;
IV	Pour une portée >5m, généralement sans autostabilité, des phénomènes comme déformation et déconfinement et effondrement à petite échelle, peuvent se produire dans quelques jours jusqu'à quelques mois, en allant jusqu'à un effondrement de moyenne à grande échelle. Si la profondeur du tunnel est faible, il s'agit d'une rupture due au déconfinement en voûte; dans le cas contraire, une déformation plastique et une dégradation par extrusion très notables peuvent être constatées; Pour une portée ≤5m, stable dans quelques jours jusqu'à 1 mois
V	Sans autostabilité, mais pour une portée de 5m ou plus petite, la stabilité peut demeurer dans quelques jours;
VI	Sans autostabilité

Nota:1. Effondrement à petite échelle: hauteur < 3m ou volume < 30m³;

2. Effondrement à moyenne échelle: hauteur comprise entre 3 et 6m ou volume compris entre 30 et 100m³;

3. Effondrement à grande échelle: hauteur > 6m ou volume > 100m³;

4 Conception générale

4.1 Dispositions générales

4.1.1 La conception du tunnel doit permettre de satisfaire aux exigences de sa fonction, de la planification de la route, des ressources foncières, de l'environnement écologique et du développement durable et de rendre cohérents avec la classe de route ses alignements horizontaux et verticaux, son dégagement de construction, son gabarit, ainsi que ses installations de ventilation, d'éclairage et de surveillance.

4.1.2 La conception du tunnel doit être réalisée suivant les principes sécuritaire et pratique, fiable en qualité, raisonnable en économie et avancée en technologie.

4.1.3 Les principes de la conception générale du tunnel sont les suivants :

- 1 La position du tunnel doit permettre de garantir sa fonction routière, d'assurer le développement social, et de satisfaire aux exigences globales de l'itinéraire;
- 2 La comparaison des variantes sur l'orientation, des alignements horizontaux et verticaux, de la position des approches du tunnel et des conditions de raccordement au reste de l'itinéraire, doit se faire sur la base des investigations topographique, morphologique, géologique, météorologique et d'environnements social et culturel, pour retenir une solution recommandée;
- 3 Le dégagement de construction doit être dimensionné en fonction de la classe de route et de la vitesse de projet. Le gabarit avec une dimension économique doit assurer les fonctions opérationnelles et les résistances structurales du tunnel;
- 4 Les alignements horizontaux et verticaux de la chaussée à l'intérieur et à l'extérieur du

tunnel doivent être homogènes, afin d'assurer la sécurité et le confort de l'utilisateur;

- 5 Le choix du mode de ventilation et des installations de ventilation, d'éclairage, de surveillance du trafic, de prévention des catastrophes et de secours doivent se faire en fonction de la longueur, de la disposition et du volume et de la composition de trafic et des exigences sur la protection de l'environnement et l'exploitation en sécurité;
- 6 En ce qui concerne les systèmes d'étanchement et de drainage, les ouvrages auxiliaires, le traitement de dépôt, les installations d'ingénierie de transport et de gestion ainsi que la protection de l'environnement à l'extérieur et à l'intérieur du tunnel, la conception doit être réalisée de manière holistique compte tenu de la classe de route, de la longueur du tunnel, de la méthode d'exécution de travaux, du délai d'exécution de travaux et des exigences en exploitation;
- 7 L'interaction entre le tunnel et des constructions voisines existantes ou en planification doit être prise en compte dans la conception;
- 8 La conception générale doit permettre de réduire la consommation énergétique et de faciliter la maintenance et l'entretien.

4.2 Choix de position du tunnel

4.2.1 Le tunnel doit être situé dans des strates stables et contourner la zone exposée à une géotechnique et hydrogéologie très complexes ou mauvaises. En cas inévitable de traverser une telle zone, il faut prendre des mesures techniques très nécessaires et fiables

4.2.2 Pour le tunnel long ou très long franchissant la ligne de faîte, il faut étudier des variantes de recherches de tracé avec différentes cotes de franchissement avec des variantes du développement du tracé correspondantes sur la base d'un levé géologique et d'une reconnaissance géotechnique réalisés à grande échelle. Ceci, en combinaison avec les conditions de raccordement au reste de l'itinéraire, d'exécution et d'exploitation, permet de déterminer l'orientation du tracé et la position en plan du tunnel par voie de comparaisons complètes en matière de technique et d'économie.

4.2.3 Lorsque le projet passe en tunnel dans des zones riveraines et montagneuses, les comparaisons techniques et économiques doivent être réalisées entre les variantes du tunnel long et de la succession de tunnels courts ou de celle de tunnels-ponts et entre celles du haut talus et du semi-tunnel.

4.2.4 Il convient de ne disposer les approches d'un tunnel ni dans une zone soumise à des

conditions géologiques mauvaises telles que le glissement, l'effondrement, l'éboulis, les blocs risquant de chute, la chute de blocs et l'éboulement du terrain, ni au fond d'une vallée difficile à évacuer de l'eau, ni au-dessous d'une falaise instable.

4.2.5 Pour le tunnel près d'un réservoir ou au fil d'une rivière ou du ruisseau, la cote de conception de l'accotement en approche de tunnel doit dépasser le niveau de crue de calcul (y compris les hauteurs des vagues et les niveaux des crues) de 0,5m au minimum. Il faut prendre des mesures adéquates dans le cas où l'effondrement du talus de rive qui est immergé pour une longue période risquerait de nuire à la stabilité du tunnel.

4.2.6 La période de retour pour le niveau de crue de conception du tunnel peut se référer au tableau 4.2.6. Mais si le niveau de crue constaté est supérieur à celui correspondant au temps de retour retenu, ce premier doit être pris en compte dans la conception.

Tableau 4.2.6 Période de retour de la crue pour le niveau de conception du tunnel

Type de tunnel	Classes de route			
	Autoroute et route de première classe	Route de deuxième classe	Route de troisième classe	Route de quatrième classe
Tunnel très long	1/100	1/100	1/50	1/50
Tunnel long	1/100	1/50	1/50	1/25
Tunnels moyen et court	1/100	1/50	1/25	1/25

4.3 Alignements du tunnel

4.3.1 L'alignement horizontal du tunnel doit être dimensionné en tenant compte de la géologie, du relief, de l'orientation de l'itinéraire et de la ventilation. Il est déconseillé de prévoir la courbe circulaire déversée et élargie. Le rayon non déversé minimal de la courbe circulaire doit être conforme aux valeurs indiquées dans le tableau 4.3.1. En cas de rayon déversés vers l'intérieurs de la courbe, le dévers ne doit pas être supérieur à 4,0%. En cas de vitesse de projet de 20km/h, le rayon de la courbe circulaire ne doit pas être inférieur à 250m. La distance de visibilité pour chaque voie dans le tunnel doit se conformer aux dispositions indiquées dans la *Norme de conception du tracé de la route* (JTG D20).

Tableau 4.3.1 Rayon non déversés minimal de la courbe circulaire du tunnel (m)

Dévers	Vitesse de projet (km/h)					
	120	100	80	60	40	30
≤2,0%	5 500	4 000	2 500	1 500	600	350
>2,0%	7 500	5 250	3 350	1 900	800	450

4.3.2 Les tunnels d' autoroute et de route de première classe doivent disposer de deux tubes à sens unique pour assurer une circulation séparée. Pour ce type de tunnel, il convient de l' envisager comme un tunnel bitube, sauf les cas suivants :

- 1 Le tunnel court ou moyen, qui présente une étroitesse en ses approches et fait partie d' une section pont-tunnel ou d' une succession de tunnels, peut être conçu comme un tunnel bitube avec pilier central, pour des faits d' être limité par des constructions voisines ou dans le but de réduire son occupation extérieure ;
- 2 Le tunnel court, qui présente une étroitesse à ses approches et est limité par des constructions voisines en rendant difficile le développement de son tracé, peut être conçu comme un tunnel en double-arc ;
- 3 La section de portail d' un tunnel long ou très long, qui fait partie d' une section pont-tunnel, présente une étroitesse en ses portails et impose des exigences particulières, peut être conçue comme un ouvrage d' entonnement.

4.3.3 L' écartement net d' un tunnel bitube peut être déterminé selon le raccordement au reste de l' itinéraire du tunnel, les caractéristiques géologiques du terrain encaissant, la forme et la dimension du profil, la conception structurale, la méthode d' exécution de travaux et le délai d' exécution de travaux prévu, de telle façon que les structures de ses deux tubes n' interagissent pas de manière défavorable. Il convient de prendre une valeur comprise entre 0,8 et 2,0 fois la largeur creusée pour cet écartement. La valeur minimale est prise pour un terrain encaissant de bonnes conditions générales, et dans le cas contraire, il est recommandé de prendre la valeur maximale. Si deux tubes se différencient par leurs portées, le tube de portée plus grande est pris en compte dans la conception.

4.3.4 Le profil en long de tunnel peut être à déclivité unique. En ce qui concerne le tunnel long ou très long avec les venus d' eau importante, il convient de prévoir un profil en long convexe. Le rayon et la longueur minimales de la courbe verticale à l' intérieur du tunnel doivent être conformes à ceux présentés dans le tableau 4.3.4.

Tableau 4.3.4 Rayons et longueurs minimales de la courbe verticale (m)

Vitesse de projet (km/h)	120	100	80	60	40	30	20
Rayon minimal en angle saillant	17 000	10 000	4 500	2 000	700	400	200
Rayon minimal en angle rentrant	6 000	4 500	3 000	1 500	700	400	200
Longueur minimale de la courbe verticale	100	85	70	50	35	25	20

4.3.5 L'alignement vertical du tunnel doit être déterminé en tenant compte de la sécurité de circulation, de la ventilation en exploitation, de l'exécution de travaux et du drainage. La pente longitudinale minimale ne doit pas être inférieure à 0,3% et que le maximum ne doit pas être supérieure à 3% , sauf le cas d'un tunnel de longueur inférieure à 100m. Contraint par des conditions topographiques, la pente longitudinale maximale pour le tunnel moyen ou court s'insérant dans l'autoroute et la route de première classe peut être augmentée de manière adéquate sans toutefois être supérieure à 4% , et ce, à la suite des justifications technique et économique et d'une appréciation visant la sécurité du trafic.

4.3.6 Les alignements horizontaux et verticaux doivent être homogènes à l'intérieur de tunnel, à la zone de raccordement et au reste de l'itinéraire, ce qui convient surtout à ceux sur les longueurs parcourues en 3s à la vitesse de projet respectivement à l'extérieur et à l'intérieur du tunnel à partir de ses portails qui doivent être identiques. Dans la section soumise à des conditions insuffisantes, il est possible d'employer une courbe de raccordement pour les courbes en plan à l'intérieur comme à l'extérieur du tunnel, à la condition de disposer un guidage visuel efficace du tracé.

4.3.7 En cas de tunnels successifs espacés de moins de 100m, il convient d'harmoniser les alignements horizontaux et verticaux globalement.

4.4 Profil en travers

4.4.1 Le dégagement de construction du tunnel routier est illustré dans la figure 4.4.1, dans lequel aucune intrusion n'est permise. Les dégagements horizontaux de construction pour les tunnels à deux voies de toutes classes ne doivent pas être inférieurs aux largeurs minimales telles que présentées dans le tableau 4.4.1 et dans le respect des dispositions suivantes:

- 1 Dégagement vertical de construction: 5,0m pour l'autoroute et les routes de première et deuxième classes, et 4,5m pour les routes de troisième et quatrième classes;
- 2 En présence des pistes d'entretien ou de trottoirs, il convient d'y intégrer une largeur supplémentaire. Dans le cas contraire, une telle largeur supérieure ou égale à 0,25m doit être prévue de façon indépendante;
- 3 Pente transversale de la chaussée dans le tunnel: dans un tunnel à sens unique, la chaussée doit être à pente unique, alors que dans un tunnel à double sens, elle doit être convexe. En tous cas, il convient de la rendre cohérente avec celle à l'extérieur du tunnel, qui peut être comprise entre 1,5% et 2,0% pour le dévers;

4 Dans le cas d'une chaussée à pente unique, la limite basse du gabarit et la chaussée doivent se superposer. Quant à une chaussée convexe, cette limite doit être située au point le plus haut de la chaussée;

5 Les critères de conception du tunnel à voie unique s'insérant sur la route de quatrième classe sont identiques à ceux de la route à deux voies de même classe.

1. Dégagement de construction du tunnel routier (unité: cm)

H -dégagement vertical de construction, W -largeur circulaire, L_L -largeur latérale de l'accotement gauche, L_R -largeur latérale de l'accotement droit, C -largeur supplémentaire, J -largeur de la piste d'entretien, R -largeur du trottoir, d -dégagement vertical de la piste d'entretien ou du trottoir, E_L -largeur du pan incliné côté gauche du dégagement de construction, y compris la largeur supplémentaire C , E_R -largeur du pan incliné côté droite du dégagement de construction, y compris la largeur supplémentaire C .

Nota:

Si $L_L \leq 1m$, $E_L = L_L$. Si $L_L > 1m$, $E_L = 1m$;

Si $L_R \leq 1m$, $E_R = L_R$. Si $L_R > 1m$, $E_R = 1m$.

Tableau 4.4.1 Profil en travers et dégagement de constructions pour le tunnel routier à deux voies (m)

Classes de route	Vitesse de projet (km/h)	Largeur circulaire	Largeur latérale des accotements		Largeur supplémentaire C	Largeur de la piste d'entretien J ou du trottoir R		Dégagement horizontal de construction minimal
			Gauche L_L	Droite L_R		Gauche	Droite	
Autoroute et route de première classe	120	$3,75 \times 2$	0,75	1,25	0,50	1,00	1,00	11,50
	100	$3,75 \times 2$	0,75	1,00	0,25	0,75	0,75	10,75
	80	$3,75 \times 2$	0,50	0,75	0,25	0,75	0,75	10,25
	60	$3,50 \times 2$	0,50	0,75	0,25	0,75	0,75	9,75
Route de deuxième classe	80	$3,75 \times 2$	0,75	0,75	0,25	1,00	1,00	11,00
	60	$3,50 \times 2$	0,50	0,50	0,25	1,00	1,00	10,00
Route de troisième classe	40	$3,50 \times 2$	0,25	0,25	0,25	0,75	0,75	9,00
	30	$3,25 \times 2$	0,25	0,25	0,25	0,75	0,75	8,50
Route de quatrième classe	20	$3,00 \times 2$	0,50	0,50	0,25			7,50

Nota: Hormis la largeur roulable, les autres largeurs pour les tunnels à 3 ou 4 voies restent identiques à celles indiquées dans le tableau au-dessus. La largeur de la voie ajoutée ne doit pas être inférieure à 3,5m.

4.4.2 Les tunnels autoroutier et routier de première classe doivent disposer respectivement d'une piste d'entretien à chaque côté, et il en a de même pour les tunnels routiers de deuxième et troisième classes, sauf que les bandes à disposer doit servir tant de piste d'entretien que de trottoirs, dont la largeur doit être déterminée en se référant au tableau 4.4.1. Il est admissible de ne pas disposer de piste d'entretien ou trottoir à gauche par rapport au sens de circulation d'un tunnel en double-arc ou dans un tunnel routier de quatrième classe, mais une largeur supplémentaire supérieure ou égale à 0,25m doivent être réservée. Dans ce cas, pour la vitesse de projet supérieure

à 100km/h, cette largeur ne doit pas être inférieure à 0,5m. Le dégagement verticale la piste d'entretien ou du trottoir peut être comprise entre 250 et 800mm, en tenant compte, de plus, les facteurs suivants :

- 1 Sécurité du personnel de maintenance ou des piétons ;
- 2 Satisfaction à des exigences en espace pour la pose des câbles et des tuyaux d'alimentation en eau ainsi que le drainage dans le caniveau de câble ;
- 3 Facilitation au conducteur et au passager de prendre des équipements d'incendie en cas d'urgence.

4.4.3 L'intrados du tunnel doit être conçu pour avoir :

- 1 Un espace nécessaire à assurer le dégagement de construction prévu et une marge supérieure ou égale à 50mm
- 2 Un espace réservé à l'habillage du tunnel ;
- 3 Un espace réservé aux installations des dispositifs de ventilation, d'éclairage, de protection contre l'incendie, de surveillance et les signalisations, et aux installations auxiliaires ;
- 4 Une forme du profil en travers permettant de favoriser la stabilité du terrain encaissant et la reprise des efforts de la structure ;
- 5 La forme et la dimension du profil à l'intrados du tunnel qui peuvent être déterminées selon l'annexe B.

4.4.4 Les caniveaux latéraux dans le tunnel doivent être mis en place à deux côtés de la chaussée en considération de la largeur des pistes d'entretien ainsi que des largeurs latérales des accotements et supplémentaires.

4.4.5 Lorsque le tunnel très long ou long est dépourvu d'accotements stabilisés ou en dispose de ceux qui mesurent néanmoins de moins de 2,5m de longueur, il faut mettre en place des bandes d'arrêt d'urgence pour le monotube à deux voies, il en convient pour celui monotube à trois voies, et il est acceptable de ne pas le faire pour celui monotube à quatre voies.

4.4.6 La bande d'arrêt d'urgence doit être effectuée selon les dispositions suivantes :

- 1 Sa largeur, est supérieure ou égale à 3,0m par rapport à la voie la plus à droite, et la somme avec la largeur latérale de l'accotement droit (L_R) doit être supérieure ou égale à 3,5m;
- 2 Il convient que leur longueur soit supérieure ou égale à 50m, dont la longueur effective ne doit pas être inférieure à 40m;
- 3 Le dévers peut être comprise entre 0 et 1,0% ;
- 4 Pour un tunnel à sens unique, il convient de les disposer au maximum avec un écartement de 750m sans toutefois être supérieur à 1 000m;
- 5 Pour un tunnel à double sens, il faut les disposer à ses deux côtés de manière alternative et avec un écartement compris entre 800 et 1 200mm dans le même sens de circulation, sans toutefois être supérieur à 1 500m.

La figure 4.4.6 illustre les éléments du dégagement de construction d'un tunnel avec des bandes d'arrêt d'urgence, dont les dimensions précises doivent être déterminées selon les articles 4.4.1 et 4.4.2 de la présente norme.

4.4.7 Un tunnel, sans piste d'entretien ni trottoir, doit être équipé de niches pour les usagers dans les deux côtés, dont l'écartement du même côté est recommandé de ne pas dépasser 500m, que la largeur ne doit pas être inférieure à 1,5m, que la hauteur ne doit pas être inférieure à 2,2m et que la profondeur ne doit pas être inférieure à 0,75m.

4.4.8 Il convient que le tunnel court s'insérant dans une autoroute à quatre voies, le tunnel à ciel ouvert ou le semi-tunnel isolé et le tunnel moyen ou court servant de l'accès à une ville aient une largeur identique à celle de leur radier.

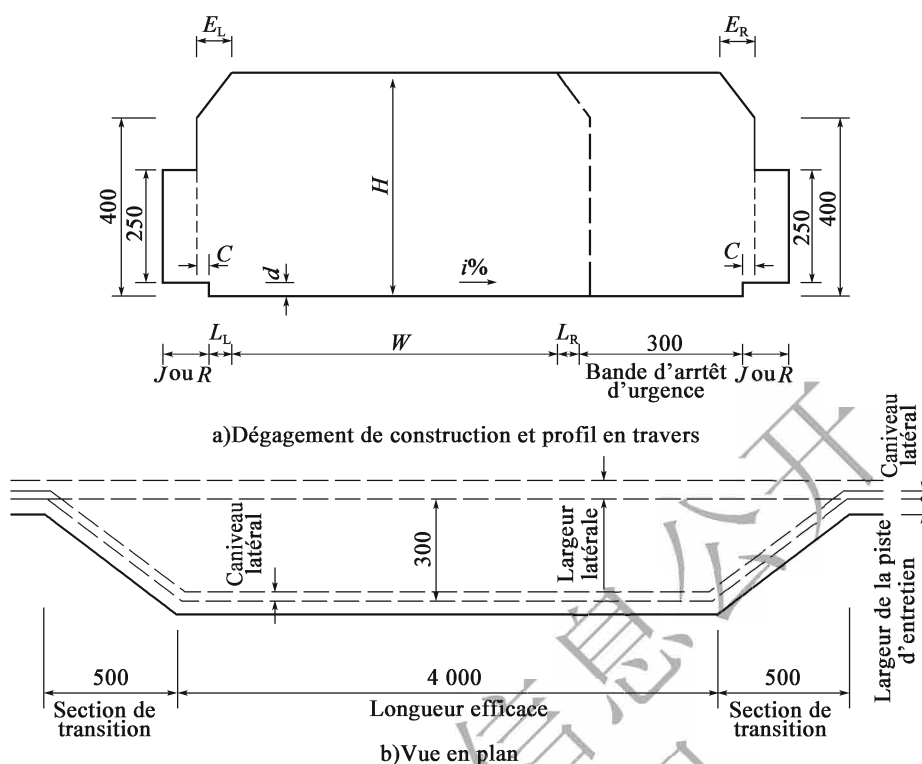


Figure 4.4.6 Dégagement de construction, largeur et longueur de la bande d'arrêt d'urgence (unité: m)

4.4.9 Le raccordement au reste de l'itinéraire doit être réalisé à travers une section de transition, dont la longueur ne doit pas être inférieure à celle parcourue en 3 s à la vitesse de référence sans toutefois être inférieure à 50m, tout en permettant d'assurer une transition toute progressive pour le profil en travers.

4.5 By-pass et galerie parallèle

4.5.1 Entre deux tubes à sens unique d'un tunnel doit être mise en place des by-pass selon les dispositions suivantes:

- 1 Pour le by-pass piétons, le dégagement horizontal de construction ne doit pas être inférieur à 2,0m et celui en hauteur ne doit pas être inférieur à 2,5m. En ce qui concerne le by-pass véhicules, le dégagement horizontal de construction ne doit pas être inférieur à 4,5m et celui en hauteur doit rester cohérent avec ses tubes principaux. Les gabarits de constructions du by-pass sont présentés dans la figure 4.5.1.
- 2 L'écartement entre by-pass piétons est recommandé de 250m, sans être supérieur à 350m;

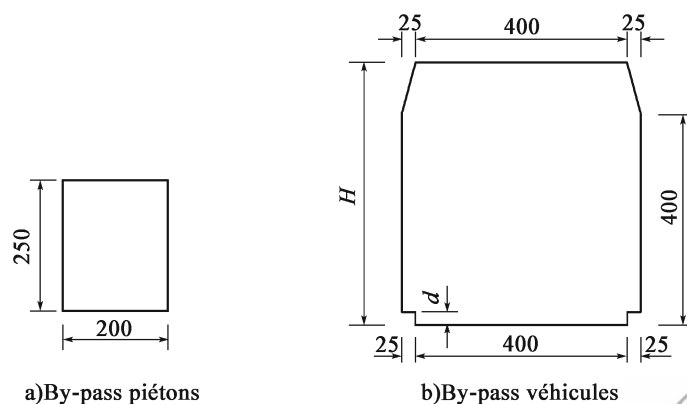


Figure 4.5.1 Dégagement de construction du profil du by-pass (unité: cm)

- 3 L' écartement entre by-pass véhicules est recommandé de 750m, sans être supérieur à 1000m. Néanmoins, il est acceptable de ne pas prévoir leur disposition dans le tunnel moyen ou court;
 - 4 Il convient d' assurer une cohérence étroite entre le dégagement vertical de la bordure d dans les by-pass véhicules et le dégagement vertical de la piste d' entretien le plus à gauche de tube principal.
- 4.5.2 Il convient que le tunnel monotube très long à sens unique soit muni d' une galerie parallèle, qui doit respecter les dispositions suivantes:
- 1 Il convient de la disposer à proximité et au fil de l' axe des tubes principaux. Et il est aussi acceptable de prévoir une disposition ponctuelle en présence des contraintes;
 - 2 Son profil ne doit pas être plus petit que celui du by-pass piétons;
 - 3 La galerie parallèle et les tubes principaux doivent être communiqués par des by-pass piétons espacées de 250 à 500m;
 - 4 Le niveau du fond de drainage de cette galerie est 0,2 à 0,6m plus bas que celui des tubes principaux.
- 4.5.3 Des rameaux d' accès au sol de surface peuvent être mises en place, si les conditions topographiques le permettent.
- 4.5.4 Il faut équiper le tunnel bitube long ou très long de by-pass dans des endroits convenables à son extérieur.

4.6 Auscultation et prévision géologique détaillée

4.6.1 L'établissement des plans d'auscultation et de prévision géologique détaillée à l'avancement de l'exécution du tunnel, qui s'appuie sur les conditions géologiques, les méthodes d'exécution de travaux et de soutènement et l'environnement aux alentours, doit faire l'objet de la conception du tunnel.

4.6.2 Les plans susmentionnés doivent aborder l'objectif, le contenu, les exigences et les informations accueillies.

4.6.3 Au cours de l'exécution du tunnel, il faut ajuster opportunément la méthode de creusement et les paramètres de soutènement en fonction des informations obtenues par l'auscultation et la prévision géologique détaillée tout au long de l'exécution du tunnel et avoir recours à la méthode observationnelle et l'exécution informatisée.

4.7 Planning d'exécution de travaux

4.7.1 L'établissement d'un planning d'exécution doit faire l'objet de la conception du tunnel, qui consiste en délai d'exécution de travaux, méthode d'exécution de travaux, zonage du chantier, installations provisoires, les pistes du chantier, zones de décharge, plans de traitement d'eaux usées et d'auscultation et prévision géologique détaillée. Il demande le respect des principes suivants :

- 1 La méthode et l'avancement de l'exécution du tunnel propres sont à définir selon la longueur, la disposition et les profils du tunnel, le délai d'exécution de travaux ainsi que les conditions géologiques et d'environnement naturel;
- 2 Les facteurs à prendre en compte pour le zonage du chantier comprennent la pente longitudinale, les conditions en géotechnique et hydrogéologie, les conditions de construction des zones de décharge et des pistes ainsi que l'équilibre déblais/remblais;
- 3 L'objectif, les fonctions et la nécessité pour la création des ouvrages auxiliaires doivent être justifiés en technique et en économie selon les études géotechniques et hydrogéologiques, la méthode d'exécution de travaux et le mode de ventilation en exploitation;

- 4 Les exigences sur les indices techniques d'engins d'exécution et d'installations du chantier doivent être formulées en fonction de l'envergure de construction et des conditions géologiques du tunnel;
- 5 Les installations provisoires doivent être mises en place selon l'envergure de construction et les conditions des portails du tunnel, de manière à assurer l'exécution, à atténuer les perturbations et les dégradations envers les alentours et enfin à favoriser la remise en état du chantier.

交通运输部信息公开
浏览专用

5 Matériaux de construction

5.1 Dispositions générales

5.1.1 Les matériaux de construction à utiliser couramment dans le projet de tunnel sont énumérés avec leurs classes de résistance ci-dessus :

- 1 Béton: C50, C40, C30, C25, C20 et C15;
- 2 Pierre: MU100, MU80, MU60, MU50 et MU40;
- 3 Mortier: M25, M20, M15, M10 et M7,5;
- 4 Béton projeté: C40, C30, C25 et C20;
- 5 Aggloméré: MU30 et MU20;
- 6 Aciers: HPB300, HRB400 et HRB500.

5.1.2 Les classes de résistance des matériaux de construction s'adaptant à de diverses parties du tunnel doivent être supérieures ou égales à celles indiquées dans les tableaux 5.1.2-1 et 5.1.2-2.

Tableau 5.1.2-1 Classes de résistance des matériaux de construction pour le revêtement, les caniveaux et les fossés

Partie d'ouvrage	Type des matériaux			
	Béton	Béton de moellon	Béton armé	Béton projeté
Voûte	C20	—	C25	C20
Piédroit	C20	—	C25	C20

suite

Partie d'ouvrage	Type des matériaux			
	Béton	Béton de moellon	Béton armé	Béton projeté
Contre-voûte	C20	—	C25	C20
Radier	C20	—	C25	—
Remplissage de contre-voûte	C15	C15	—	—
Fossés et réservations de câble	C25	—	C25	—
Couvercles des fossés et des réservations de câble	—	—	C25	—

Tableau 5.1.2-2 Classes de résistance des matériaux de construction pour le portail

Partie d'ouvrage	Type des matériaux			
	Béton	Béton armé	Béton de moellon	Maçonnerie
Mur d'approche	C20	C25	C15	Placage en moellons maçonnés ou en blocs de pierre maçonnés ou en agglomérés au mortier M10
Capuchon supérieur	C20	C25	—	Maçonnerie en pierres brutalement taillées au mortier M10
Mur en aile et mur de soutènement en approche du tunnel	C20	C25	C15	Maçonnerie en moellons au mortier M10
Caniveaux latéraux et fossé de crête	C15	—	—	Maçonnerie en moellons au mortier M7,5
Revêtement de talus	C15	—	—	Maçonnerie en moellons au mortier M7,5

Nota: 1. Le revêtement de talus peut être en béton projeté C20;

2. La classe de résistance du mortier utilisé dans la zone où la température moyenne du mois le plus froid est inférieure à -15°C doit être une classe plus élevée que celle indiquée dans le tableau.

5.1.3 Le choix des matériaux de construction doit être réalisé selon les dispositions suivantes :

- 1 Il faut assurer la résistance et la durabilité de la structure et les résistances antigel, d'étanchéité et anticorrosion ;
- 2 Lorsque l'eau est corrosive, le béton et le mortier doivent être fabriqués en ciment et granulats tous à caractère anticorrosif, dont la performance en anticorrosion requise dépendra des caractéristiques de corrosion de l'eau ;
- 3 La classe de résistance du béton doit être augmentée de manière adéquate dans la zone caractérisée par une température moyenne du mois le plus froid inférieure à -15°C ou pour le tunnel soumis au gel.

5.1.4 Les matériaux destinés à la fabrication du béton et à la maçonnerie doivent se conformer tant aux dispositions des normes chinoises concernées qu'aux dispositions suivantes :

- 1 Le béton ne doit pas être fabriqué avec des granulats alcali-réactifs ;
- 2 La classe de résistance du béton armé ne doit pas être inférieure à C25 , alors que celle du béton précontraint ne doit pas être inférieure à C30 ;
- 3 Les conditions techniques des aciers dans l'élément en béton armé doivent être conformes aux dispositions indiquées dans les normes *Aciers pour le béton armé-Partie 1 : Aciers ronds lisses laminés à chaud* (GB 1499.1) et *Aciers pour le béton armé-Partie 2 : Aciers nervurés laminés à chaud* (GB 1499.2) ;
- 4 La classe de résistance des moellons ne doit pas être inférieure à MU40 , celle des blocs de pierre ne doit pas être inférieure à MU60 , et celle des pierres taillées ne doit pas être inférieure à MU80. En tout état de cause, il ne faut pas utiliser des pierres fissurées et susceptibles d'altération ;
- 5 La dose des moellons en volume dans le béton de moellon ne doit pas être supérieure à 30% de la totalité ;
- 6 La résistance des agglomérés ne doit pas être inférieure à MU20.

5.1.5 En ce qui concerne le soutènement en béton projeté et boulonné, les matériaux à utiliser doivent se conformer tant aux dispositions dans les articles de 5.1.1 à 5.1.4 dans la présente norme qu'aux dispositions suivantes :

- 1 Le ciment Portland ou le ciment Portland ordinaire doit être en priorité utilisé pour le béton projeté. Il convient aussi de prendre le ciment Portland au laitier ;
- 2 Les granulats gros doivent être constitués de concassés ou de galets durs et durables, au lieu de ceux réactifs. Il convient que la taille des granulats ne soit pas supérieure à 16mm pour le béton projeté et à 10mm pour le béton projeté à fibres d'acier, avec une granulométrie continue. Les granulats fins doivent être composés de moyen ou gros sables durs et durables, avec un module de finesse supérieur à 2,5 et une teneur en eau comprise entre 5% et 7% ;
- 3 Le boulon scellé par le mortier est en aciers nervurés laminés à chaud de HRB400 et de HRB500 ;

- 4 Le boulon creux est en tube sans soudure en acier Q345, dont l'allongement à la rupture A ne doit pas être inférieur à 16% et se conformer aux dispositions indiquées dans la norme *Tube sans soudure pour la structure* (GB/T 8162) en vigueur;
 - 5 Le boulon creux assemblé doit être en matériau conforme aux dispositions des points 3 et 4 du présent article;
 - 6 Il convient que la plaquette soit faite en tôle d'acier Q235 laminé à chaud;
 - 7 Le treillis soudé peut être constitué d'aciers ronds lisses laminés à chaude de HPB300.
- 5.1.6 Le béton et le béton projeté peuvent, au cas par cas, être modifiés avec des adjuvants ayant les caractéristiques suivantes:
- 1 En principe général, ils ne doivent pas avoir d'influences sur la résistance du béton et sa cohérence avec le terrain encaissant, ni de corrosion contre le béton et les aciers associés;
 - 2 Ils influent très peu sur la durée de prise du béton, à l'exception de l'accélérateur et du retardateur de prise;
 - 3 Ils doivent être peu hygroscopiques et faciles à stocker, sans aucune pollution vis-à-vis de l'environnement.
- 5.1.7 Les fibres d'acier dans le béton projeté à fibres doivent être en acier ordinaire au carbone et se conformer aux dispositions suivantes:
- 1 Il convient d'avoir un profil rectangulaire ou circulaire de 0,3 à 0,5mm de diamètre équivalent;
 - 2 Il convient que leur longueur soit comprise entre 20 et 25mm et que le rapport longueur-diamètre compris entre 40 et 60;
 - 3 Leur résistance à la traction ne doit pas être inférieure à 380MPa et ils doivent être débarrassés de contamination de taches d'huile et de rouille importantes.
- 5.1.8 Les cintres destinés au soutènement primaire peuvent être des cintres réticulés ou lourds ou constitués de tubes ou de rails d'acier. Les paramètres caractéristiques de divers profilés sont présentés dans l'annexe C.

5.1.9 Les matériaux de la chaussée dans le tunnel doivent se conformer aux dispositions indiquées dans la *Norme de conception de la chaussée bitumineuse de la route* (JTG D50) et la *Norme de conception de la chaussée en béton de la route* (JTG D40) en vigueur.

5.1.10 Les matériaux destinés à l'étanchement du tunnel doivent se conformer aux dispositions indiquées dans la *Norme technique de l'étanchement en ouvrage souterrain* (GB 50108) en vigueur. Il y en a plusieurs au choix, comme le matériau d'injection pour l'étanchéité, la membrane d'étanchéité, les bandes d'arrêt d'eau incorporée et extérieure, le drain et le béton hydrofuge.

5.1.11 Le matériau d'injection doit avoir les performances suivantes :

- 1 Il faut que le coulis soit atoxique, ne dégage pas de mauvaise odeur et ne pollue pas l'environnement;
- 2 Le coulis doit présenter une consistance faible, une forte fluidité et une bonne maniabilité d'injection, dont la durée de prise doit être maîtrisée selon les exigences associées;
- 3 Le coulis après le durcissement doit avoir une bonne stabilité et permet d'assurer la durée de vie prévue d'un ouvrage injecté;
- 4 Le coulis ne doit avoir aucun effet corrosif sur les équipements d'injection, la tuyauterie d'injection et l'ouvrage en béton et doit être facile à nettoyer;

5.1.12 La membrane d'étanchéité peut être en copolymère éthylène-acétate de vinyle (EVA), en copolymère d'éthylène et bitume (ECB), en polyéthylène (PE) ou en d'autres matériaux à caractères similaires. Il est aussi acceptable d'utiliser une membrane d'étanchéité auto-adhésif pré-appliquée, la plaque d'étanchéité de drainage ou d'autres nouveaux matériaux d'étanchéité. Toutes les membranes et leurs adhésifs doivent revêtir de bonnes résistances à l'eau, à la perforation, à la corrosion, aux champignons et aux bactéries ainsi qu'une bonne durabilité.

5.1.13 Il convient que le géotextile appliqué au tunnel soit celui en polypropylène non-tissé aiguilleté.

5.1.14 Les drains circulaires et longitudinaux doivent présenter une certaine résistance et une bonne perméabilité et permettre d'être mis en place au ras de la paroi présentant des creux et des bosses.

5.2 Caractéristiques des matériaux de construction

5.2.1 Les poids volumiques pour les matériaux de construction courants doivent être déterminés suivant le tableau 5.2.1.

Tableau 5.2.1 Poids volumiques standards ou de calcul des matériaux de construction (kN/m³)

Désignation du matériau	Béton	Béton de moellon	Béton armé (dont le ratio d'armature inférieur à 3%)	Béton projeté	Profilé	Moellon maçonné	Bloc de pierre maçonné	Pierre brutalement taillées maçonnées
Poids volumique	23	23	25	22	78,5	22	23	25

5.2.2 La valeur caractéristique de la résistance du béton doit être déterminée suivant le tableau 5.2.2.

Tableau 5.2.2 Valeurs standards de la résistance du béton (MPa)

Type de résistance	Classe de résistance du béton							
	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
Résistance à la compression axiale f_{ck}	10	13,4	16,7	20,1	23,4	26,8	29,6	32,4
Résistance à la flexion-compression f_{cmk}	11	15	18,5	22	26	29,5	32,5	36
Résistance à la traction axiale f_{ctk}	1,27	1,54	1,78	2,01	2,2	2,39	2,51	2,64

Nota;1. La valeur de résistance présentée dans le tableau doit être multipliée par le coefficient de 0,9, si la levée du béton fait plus de 1,5m d'épaisseur lors de la mise en œuvre verticale du béton;

2. La valeur de résistance présentée dans le tableau doit être multipliée par le coefficient de 0,8 au cours du calcul relatif à l'élément en béton armé en compression axiale coulé en place, si celui-ci présente une section avec une cote ou un diamètre inférieur à 30cm.

5.2.3 La valeur de conception de la résistance du béton doit être déterminée suivant le tableau 5.2.3.

Tableau 5.2.3 Valeurs de conception de la résistance du béton (MPa)

Type de résistance	Classe de résistance du béton							
	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
Résistance à la compression axiale f_{cd}	7,2	9,6	11,9	14,3	16,7	19,1	21,1	23,1
Résistance à la flexion-compression f_{cmd}	8,5	11	13,5	16,5	19	21,5	24	27,5
Résistance à la traction axiale f_{ctd}	0,91	1,10	1,27	1,43	1,57	1,71	1,80	1,89

5.2.4 La valeur limite de la résistance du béton doit être déterminée suivant le tableau 5.2.4.

Tableau 5.2.4 Valeurs limites de la résistance du béton (MPa)

Type de résistance	Classe de résistance du béton							
	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
Résistance à la compression R_a	12,0	15,5	19,0	22,5	26,3	29,5	33,6	36,5
Résistance à la flexion-compression R_w	15,0	19,4	23,6	28,1	32,9	36,9	42	45,6
Résistance à la traction R_t	1,4	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,1

Nota; la résistance limite à la compression du béton de moellon peut être déterminée selon les valeurs dans le tableau.

5.2.5 Le module d'élasticité du béton doit être déterminé suivant le tableau 5.2.5. Son module de cisaillement peut être pris égal à la valeur résultant de la multiplication des valeurs dans le tableau suivant par 0,43 et le coefficient de Poisson égal à 0,2.

Tableau 5.2.5 Modules d'élasticité du béton (GPa)

Classe de résistance	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
Module d'élasticité E_c	22	25,5	28	30	31,5	32,5	33,5	34,5

5.2.6 La valeur de conception de la résistance du béton projeté doit être déterminée suivant le tableau 5.2.6-1 et son module d'élasticité déterminé suivant le tableau 5.2.6-2.

Tableau 5.2.6-1 Valeurs de conception de la résistance du béton projeté (MPa)

Type de résistance	Classe de résistance du béton projeté				
	C20	C25	C30	C35	C40
Résistance à la compression axiale	9,6	11,9	14,3	16,7	19,1
Résistance à la flexion-compression	11,0	13,5	16,5	—	—
Résistance à la traction	1,1	1,27	1,43	1,57	1,71

Nota; 1. La résistance du béton projeté résulte de la multiplication de sa résistance ultime à la compression par 0,95. C' est une résistance obtenue à travers un essai standard à réaliser dans les conditions standards sur les éprouvettes cubiques d'arêtes de 10cm suite à 28 jours de cure, qui sont prélevées par le sciage de grande dalle en béton projeté;

2. La cohérence peut être mesurée par la méthode de fendage ou par une traction directe sur la couche en béton projeté.

Tableau 5.2.6-2 Modules d'élasticité du béton projeté (GPa)

Classe de résistance	C20	C25	C30	C35	C40
Module d'élasticité	23	26	28	30	31,5

5.2.7 Il convient pour le béton projeté de classe C20 de prendre une résistance limite à la compression axiale de 15MPa, une résistance limite à la flexion-compression de 18MPa et une

résistance limite à la traction de 1,3MPa. La cohérence du béton projeté avec le terrain encaissant de classe I ou II doit être supérieure ou égale à 0,8MPa et celle avec le terrain encaissant de classe III supérieure ou égale à 0,5MPa;

5.2.8 La résistance à la compression du béton projeté à 1 jour doit être supérieure ou égale à 5MPa. Pour le béton projeté à fibres d'acier, la classe de résistance de conception doit être supérieure ou égale à C25, la résistance à la compression supérieure ou égale à 2MPa et la résistance à la flexion supérieure ou égale à 6MPa.

5.2.9 Les valeurs de conception des résistances à la traction et à la compression des aciers doivent être déterminées suivant le tableau 5.2.9.

Tableau 5.2.9 Valeurs de conception des résistances à la traction et à la compression des aciers

Marque d'acier	HPB300	HRB400	HRB500
Valeur de conception de la résistance à la traction f_y	270	360	435
Valeur de conception de la résistance à la compression f_y	270	360	410

5.2.10 Le module d'élasticité et l'allongement total à l'effort maximal pour les aciers doivent être déterminés suivant le tableau 5.2.10.

Tableau 5.2.10 Modules d'élasticité et allongements totaux à l'effort maximal pour les aciers

Marque d'acier	HPB300	HRB400	HRB500
Module d'élasticité E_s (MPa)	210	200	200
Allongement total à l'effort maximal (%)	10	7,5	7,5

5.2.11 Les valeurs caractéristiques de la limite conventionnelle d'élasticité, de la résistance ultime et de la résistance à la traction ou compression des aciers doivent être déterminées suivant le tableau 5.2.11.

Tableau 5.2.11 Valeurs standards de la limite conventionnelle d'élasticité, de la résistance ultime et de la résistance à la traction ou compression des aciers (Mpa)

Typed'acier	HPB300 ($d = 6$ à 22mm)	HRB400 ($d = 6$ à 50mm)	HRB500 ($d = 6$ à 50mm)
Valeur standard de la limite conventionnelle d'élasticité f_{yk}	300	400	500
Valeur standard de la résistance ultime f_{stk}	420	540	630
Valeur standard de la résistance à la traction ou compression R_g	300	400	500

Nota: d dans le tableau est le diamètre des aciers.

5.2.12 La résistance limite des pierres doit être déterminée suivant le tableau 5.2.12.

Tableau 5.2.12 Résistances limites des pierres (MPa)

Type de résistance	Classe de résistance					
	MU100	MU80	MU60	MU50	MU40	MU30
Résistance à la compression axiale	72,0	57,6	43,2	36,0	28,8	21,6
Résistance à la flexion	6,0	4,8	3,6	3,0	2,4	1,8

5.2.13 Les contraintes admissibles en compression excentrée et axiale pour les maçonneries en pierres et en agglomérés doivent être déterminées suivant le tableau 5.2.13.

Tableau 5.2.13 Contraintes admissibles en compression excentrée et axiale pour les maçonneries en pierres et en agglomérés (MPa)

Type de maçonnerie	Classe de résistance des pierres ou agglomérés	Classe de résistance du mortier		
		M20	M10	M7,5
Maçonnerie en moellons	MU100	3,0	2,2	1,9
	MU80	2,7	2,0	1,7
	MU60	2,3	1,85	1,5
	MU50	2,1	1,6	1,3
Maçonnerie en blocs de pierre	MU100	5,6	4,9	—
	MU80	4,7	4,1	—
	MU60	3,8	3,2	—
	MU50	3,3	2,8	—
Maçonnerie en pierres brutalement taillées	MU100	7,1	5,0	—
	MU80	6,0	4,8	—
	MU60	4,9	4,1	—
	MU40	3,7	3,4	—
Maçonnerie en agglomérés	MU30	5,6	4,7	—
	MU20	4,4	3,6	—

Nota; 1. La contrainte admissible d'autres types de maçonnerie, dont la résistance s'intercale entre les classes de résistance du mortier ou des pierres énumérées dans le tableau, peut être déterminée par la méthode d'interpolation;

2. Lorsque la hauteur h des agglomérés dépasse 20cm, la contrainte admissible de la maçonnerie en ceux-ci doit être obtenue en multipliant les valeurs présentées dans le tableau par le coefficient c , qui est de $c = 0,6 + 0,02h$ si $h \leq 40$ cm et de $c = 1,2 + 0,005h$ si $h > 40$ cm. Toutefois, la valeur c doit être prise égale à 1,7 si elle est supérieure à 1,7;

3. S'il s'avère nécessaire d'utiliser des pierres soigneusement ou demi-soigneusement taillées, leurs contraintes admissibles peuvent être obtenues en multipliant celle de la maçonnerie en pierres brutalement taillées respectivement par 1,43 et 1,14. Dans tous les cas, elles ne doivent pas être supérieures à la moitié de la résistance limite à la compression du mortier.

5.2.14 La valeur de conception de la résistance à la compression pour la maçonnerie au mortier doit être déterminée selon les dispositions suivantes ;

- 1 Celle pour la maçonnerie en agglomérés doit suivre le tableau 5.2.14-1 ;
- 2 Celle pour la maçonnerie en blocs de pierre doit suivre le tableau 5.2.14-2 ;
- 3 Celle pour la maçonnerie en moellons doit suivre le tableau 5.2.14-3 ;

Tableau 5.2.14-1 Valeurs de conception de la résistance à la compression pour la maçonnerie en agglomérés (MPa)

Classe de résistance du béton	Classe de résistance du mortier			
	M20	M15	M10	M7,5
C40	8,10	6,92	5,74	5,15
C30	7,01	5,99	4,96	4,46
C20	5,73	4,89	4,06	3,64
C15	4,96	4,24	3,51	3,15

Tableau 5.2.14-2 Valeurs de conception de la résistance à la compression pour la maçonnerie en blocs de pierre (MPa)

Classe de résistance des pierres	Classe de résistance du mortier			
	M20	M15	M10	M7,5
MU100	8,54	7,29	6,04	5,43
MU80	7,64	6,52	5,41	4,85
MU60	6,61	5,65	4,68	4,20
MU50	6,04	5,16	4,28	3,84
MU40	5,40	4,61	3,83	3,43

Nota: les valeurs de conception de la résistance à la compression de diverses maçonneries doivent être obtenues en multipliant celles présentées dans le tableau par les coefficients suivants: 1,5 pour la maçonnerie en pierres soigneusement taillées, 1,3 pour la maçonnerie en pierres demi-soigneusement taillées, 1,2 pour la maçonnerie en pierres brutalement taillées et 0,8 pour la maçonnerie en pierres sèches par rejointoiement.

Tableau 5.2.14-3 Valeurs de conception de la résistance à la compression pour la maçonnerie en moellons (MPa)

Classe de résistance des pierres	Classe de résistance du mortier			
	M20	M15	M10	M7,5
MU100	2,0	1,71	1,41	1,27
MU80	1,79	1,53	1,26	1,14
MU60	1,55	1,32	1,09	0,98
MU50	1,41	1,21	1,00	0,90
MU40	1,26	1,08	0,89	0,80

5.2.15 La résistance limite de la maçonnerie doit être déterminée suivant le tableau 5.2.15.

Tableau 5.2.15 Résistances limites de la maçonnerie (MPa)

Classe de résistance du mortier	Résistance à la compression R_a				Résistance au cisaillement R_j
	Moellons	Blocs de pierre	Pierres brutaementaillées	Agglomérés	
M7,5	3,0	—	—	—	0,35
M10	3,5	5,5	8,0	5,5	0,40
M15	4,0	6,0	9,0	6,0	0,50

Nota: Lorsque la hauteur h des agglomérés dépasse 20cm, la résistance limite à la compression de la maçonnerie en ceux-ci est obtenue en multipliant les valeurs présentées dans le tableau par le coefficient c , qui est de $c = 0,6 + 0,02h$ si $h \leq 40$ cm et de $c = 1,2 + 0,005h$ si $h > 40$ cm. Toutefois, la valeur c doit être prise égale à 1,7 si elle est supérieure à 1,7.

5.2.16 Pour la maçonnerie, le module de compression doit être compris entre 10 et 15GPa et le module de cisaillement doit préférablement être 40% du module de compression.

5.3 Caractéristiques des matériaux d'étanchéité et de drainage

5.3.1 Les indices techniques pour la membrane d'étanchéité doivent être déterminés suivant les tableaux 5.3.1-1 et 5.3.1-2.

Tableau 5.3.1-1 Indices techniques de la membrane d'étanchéité conventionnel

Item	Unité	Indices	
		Polyéthylène (PE)	Copolymère éthylène-acétate de vinyle (EVA)
Résistance à la rupture par traction \geq	MPa	18	18
Allongement à la rupture \geq	%	600	650
Résistance à la déchirure \geq	kN/m	95	100
Étanchéité à l'eau (sous 0,3MPa durant 24h)		Sans fuite	Sans fuite
Pliage à basse température \leq	°C	Sans fissure sous -35°C	Sans fissure sous -35°C
Déformation thermique	Allongement \leq	mm	2
	Contraction \leq	mm	6
Vieillessement à l'air chaud (sous 80°C durant 168h)	Résistance à la rupture \geq	MPa	15
	Allongement à la rupture \geq	%	550

suite

Item	Unité	Indices		
		Polyéthylène (PE)	Copolymère éthylène-acétate de vinyle (EVA)	
Résistance aux alcalis (solution saturée Ca (OH) ₂ durant 168h)	Résistance à la rupture ≥	MPa	16	17
	Allongement à la rupture ≥	%	550	600
Vieillessement accéléré artificiel	Taux de rétention de la résistance à la rupture ≥	%	80	80
	Taux de rétention de l'allongement à la rupture ≥	%	70	70
Résistance à la perforation ≥		N	300	300

Tableau 5.3.1-2 Indices techniques de la membrane d'étanchéité auto-adhésif pré-appliqué

Item	Unité	Indices	
		Type P	Type PY
Teneur en matière soluble ≥	g/m ²	—	2900
Résistance à la traction ≥	N/50mm	500	800
Allongement à la rupture ≥	%	400	—
Allongement à l'effort de traction maximale ≥	%	—	40
Résistance à la déchirure au clou ≥	N	400	200
Résistance au choc		Diamètre de (10 ± 0,1) mm, sans fuite	
Résistance au poinçonnement statistique		Sans fuite sous 2 000kN	
Résistance thermique		Sans déplacement, ni écoulement, ni goutte durant 2h sous 70°C	
Vieillessement thermique (70°C, 168h)	Taux de rétention de la résistance à la traction ≥	%	90
	Taux de rétention de l'allongement ≥	%	80
Pliage à basse température		Sans fissure sous -25°C	—
Ramollissement à basse température		—	Sans fissure sous -25°C
Etanchéité à l'huile	Feuilles	—	2
Résistance au passage latéral de l'eau		Sans passage de l'eau sous 0,6MPa	
Résistance au pelage sur béton	Pas de traitement ≥	N/mm	2,0
	Surface contaminée par ciment ≥		1,5
	Surface contaminée par sol et sable ≥		1,5
	Vieillessement par ultraviolet ≥		1,5
	Vieillessement thermique ≥		1,5
Résistance au pelage sur béton après immersion ≥		N/mm	1,5

Nota: l'épaisseur du feutre en polymère du produit type P ne peut pas être inférieure à 0,7mm et l'épaisseur totale du rouleau ne doit pas être inférieure à 1,2mm. En ce qui concerne le produit type PY, l'épaisseur ne doit pas être inférieure à 4mm.

5.3.2 Les indices techniques pour le géotextile non tissé du tunnel doivent être déterminés suivant le tableau 5.3.2.

Tableau 5.3.2 Indices techniques du géotextile non tissé du tunnel

Item		Unité	Indices			OBS
Masse surfacique		g/m ²	300	400	500	Avec un écart de $\pm 5\%$
Résistance à la rupture	Longitudinale et transversale	kN/m	≥ 15	≥ 20	≥ 25	
Allongement à la rupture	Longitudinale et transversale	%	≥ 40			
Poinçonnement CBR		kN	$\geq 2,9$	$\geq 3,9$	$\geq 5,3$	
Résistance à la déchirure	Longitudinale et transversale	kN	$\geq 0,42$	$\geq 0,56$	$\geq 0,70$	
Diamètres équivalents de l'ouverture de filtration équivalente O_{90} (O_{95})		mm	0,05 à 0,2			
Perméabilité verticale		cm/s	$K \times (10^{-1} \text{ à } 10^{-3})$			$K = 1,0 \text{ à } 9,9$
Épaisseur		mm	$\geq 2,2$	$\geq 2,8$	$\geq 3,4$	

5.3.3 Les indices techniques pour la bande d'arrêt d'eau du tunnel doivent être déterminés suivant le tableau 5.3.3.

Tableau 5.3.3 Indices techniques de la bande d'arrêt d'eau du tunnel

Item		Unité	Indices	
Dureté		Shore A	60 \pm 5	
Résistance à la traction \geq		MPa	10	
Allongement à la rupture \geq		%	380	
Déformation permanente en compression \leq	70°C, 24h	%	30	
	23°C, 168h	%	20	
Résistance à la déchirure \geq		kN/m	30	
Température de fragilité \leq		°C	- 45	
Vieillissement à l'air chaud	70°C, 168h	Changement de dureté \leq	Shore A	6
		Résistance à la traction \geq	MPa	9
		Allongement à la rupture \geq	%	320
Résistance aux alcalis	Dans la solution saturée d'hydroxyde de calcium; 23°C, 168h	Changement de dureté \leq	Shore A	6
		Résistance à la traction \geq	MPa	9
		Allongement à la rupture \geq	%	320
Vieillissement à l'ozone 50×10^{-8} ; 20%, 40°C, 48h			Non fissuré	
Adhérence du caoutchouc au métal			Caoutchouc endommagé	

5.3.4 La bande d'arrêt d'eau doit, quant à sa qualité d'aspect, à ses écarts de dimensions et à ses performances physiques, être conforme aux dispositions indiquées dans la norme *Matériaux d'*

étanchéité en polymère-Partie 2; Bande d'arrêt d'eau (GB 18173.2).

5.3.5 Les caractéristiques du drain doivent être conformes aux dispositions associées dans les normes *Tuyau flexible perméable* (JC 937) et *Tuyauterie à paroi en polyéthylène incorporée-Partie 1; Tuyau ondulé à double paroi en polyéthylène* (GB/T 19472.1) en vigueur.

交通运输部信息公开
浏览专用

6 Charges

6.1 Dispositions générales

6.1.1 Les charges auxquelles la structure de tunnel est soumise se classent comme ce qui est présenté dans le tableau 6.1.1.

Tableau 6.1.1 Classification des charges sur la structure de tunnel

N°	Type de charge	Nom de charge	
1	Charges permanentes	Pression du terrain encaissant	
2		Poussée des terres	
3		Poids propre de la structure	
4		Charges permanentes supplémentaires de la structure	
5		Effets du retrait et du fluage du béton	
6		Pression d'eau	
7	Charges variables	Fondamentales	Charges des véhicules et des piétons circulant sur la route
8			Charges des véhicules circulant sur la route supérieure, ainsi que choc et poussée des terres qu'il en résulte
9			Charge mobile du train roulant sur le chemin de fer supérieur, ainsi que choc et poussée des terres qu'il en résulte
10		Pression de courant d'eau dans l'aqueduc supérieur	
11		Diverses	Effet de la variation de température
12	Effort degonflement dû à la congélation		
13	Charges de construction		
14	Charges accidentelles	Choc dû à la chute de blocs	
15		Efforts sismiques	

Nota: les items de 1 à 10 sont les charges principales, ceux 11, 12 et 14 sont les charges supplémentaires et ceux 13 et 15 sont les charges spéciales.

6.1.2 La pression du terrain encaissant doit être déterminée en fonction des conditions topographiques et géologiques, de la profondeur, des conditions de soutènement, de la méthode d'exécution de travaux du tunnel et de l'écartement avec le tunnel contigu, en faisant appel à un calcul selon la charge libérée ou la pression de déconfinement. Il faut la mettre à jour en constatant lors de la différence vis-à-vis des résultats par l'auscultation de l'avancement de l'exécution.

6.1.3 Les charges, qui se produisent éventuellement de manière concomitante sur la structure de tunnel, doivent être combinées pour assurer respectivement la portance et l'utilisation normale du tunnel. La conception doit être effectuée en tenant compte des combinaisons les plus défavorables.

6.1.4 La combinaison de charges d'un tunnel à ciel ouvert doit se conformer aux dispositions suivantes :

- 1 S'il est nécessaire de vérifier le choc résultant de la chute de blocs éventuelle, il n'a qu'à prendre en compte la poussée de remblai et l'effet du choc dans le calcul de la poussée de remblai sur le tunnel, sans compter la charge de l'accumulation en sols-roches issus de l'effondrement ;
- 2 Lorsque la route passe par-dessus le tunnel à ciel ouvert, les charges des véhicules roulant sur la route doivent être prises en compte dans le calcul qui doit être conforme à la *Norme technique des Travaux routiers* (JTG B01) en vigueur ;
- 3 Lorsque le chemin de fer passe par-dessus le tunnel à ciel ouvert, la charge mobile du train roulant sur le chemin de fer doit être prise en compte dans le calcul qui doit être conforme aux charges ferroviaires dans les standards du chemin de fer.

6.1.5 Toute autre charge spéciale que celles mentionnées dans la présente norme doivent être traitée spécifiquement lors du calcul et de la combinaison de charges.

6.2 Charges permanentes

6.2.1 Le poids propre de la structure de tunnel peut être calculé selon les dimensions de conception et les poids volumiques standards des matériaux constitutifs, alors que les charges permanentes supplémentaires de la structure doivent être calculées au cas par cas.

6.2.2 Pour le tunnel à grande profondeur dont le terrain encaissant ne présente pas de charge excentrée importante ni de gonflement important, les pressions verticales et horizontales uniformément réparties dues à la pression de déconfinement peuvent être calculées à partir des

formules suivantes :

- 1 Les formules (6. 2. 2-1) et (6. 2. 2-2) pour déterminer les pressions verticales uniformément réparties :

$$q = \gamma h \quad (6.2.2-1)$$

$$h = 0,45 \times 2S^{-1} \omega \quad (6.2.2-2)$$

Dans laquelle :

q —pression verticale uniformément répartie (kN/m²) ;

γ —poids volumique du terrain encaissant (kN/m³) ;

h —hauteur de calcul de la pression du terrain encaissant (m) ;

S —classe du terrain encaissant, pour laquelle un nombre entier sont pris parmi 1, 2, 3, 4, 5 et 6 ;

ω —coefficient d'influence de la largeur, à calculer à partir de la formule (6.2.2-3) :

$$\omega = 1 + i(B - 5) \quad (6.2.2-3)$$

B —largeur du tunnel (m) ;

i —taux de variation de la pression du terrain encaissant en cas d'augmentation ou de réduction de 1 m sur la largeur du tunnel, qui est à déterminer selon le tableau 6.2.2-1, à partir de la pression verticale uniformément répartie correspondant à $B = 5$ m.

Tableau 6.2.2-1 Tableau des valeurs pour le taux de variation de la pression du terrain encaissant i

Largeur du tunnel B (m)	$B < 5$	$5 \leq B < 14$	$14 \leq B < 25$	
Taux de variation de la pression du terrain encaissant i	0,2	0,1	Creusement en galerie pilote	0,07
			Creusement en demi-section ou à pleine section	0,12

- 2 Si la valeur BQ ou $[BQ]$ est disponible, $[S]$ peut se substituer à S dans la formule (6.2.2-2), et peut être calculé à partir de la formule (6.2.2-4) ou (6.2.2-5) :

$$[S] = S + \frac{[BQ]_{\text{上}} + [BQ]_{\text{下}} - [BQ]}{2} \cdot \frac{1}{[BQ]_{\text{上}} - [BQ]_{\text{下}}} \quad (6.2.2-4)$$

Ou

$$[S] = S + \frac{BQ_{\text{上}} + BQ_{\text{下}} - BQ}{2} \cdot \frac{1}{BQ_{\text{上}} - BQ_{\text{下}}} \quad (6.2.2-5)$$

Dans laquelle :

$[S]$ —valeur de correction de la classe du terrain encaissant (de précision avec un décimal), qui est prise égale à 800 si la valeur BQ ou $[BQ]$ est supérieure à 800 ;

BQ_{sup} et $[BQ]_{\text{sup}}$ —valeurs limites supérieures pour l'indice de qualité fondamental du massif

rocheux BQ et l'indice de qualité modifié du massif $[BQ]$, qui sont fixées selon le tableau 6.2.2-2;

$BQ_{inf.}$ et $[BQ]_{inf.}$ —valeurs limites inférieures pour l'indice de qualité fondamental du massif rocheux BQ et l'indice de qualité modifié du massif $[BQ]$, qui sont fixées selon le tableau 6.2.2-2.

Tableau 6.2.2-2 Valeurs limites supérieures et inférieures pour l'indice de qualité fondamental du massif rocheux BQ et l'indice de qualité modifié du massif rocheux $[BQ]$

Classe du terrain encaissant	I	II	III	IV	V
$BQ_{sup.}$ et $[BQ]_{sup.}$	800	550	450	350	250
$BQ_{inf.}$ et $[BQ]_{inf.}$	550	450	350	250	0

- 3 Les pressions horizontales uniformément réparties du terrain encaissant sont fixées selon le tableau 6.2.2-3.

Tableau 6.2.2-3 Pressions horizontales uniformément réparties du terrain encaissant

mm Classe du terrain encaissant	I et II	III	IV	V	VI
Pressions horizontales uniformément réparties e	0	$< 0,15q$	$(0,15 \text{ à } 0,3) q$	$(0,3 \text{ à } 0,5) q$	$(0,5 \text{ à } 1,0) q$

6.2.3 La pression du terrain encaissant du tunnel à faible profondeur doit être déterminée selon l'annexe D.

6.2.4 Dans le cas d'un tunnel susceptible d'être soumis à une charge excentrée, il convient de prendre des mesures d'aménagement selon l'état et le niveau excentré pour en éliminer l'effet et s'il est prévu de ne pas arriver à le faire, il convient d'en tenir compte dans la combinaison et la répartition des charges. La charge excentrée appliquée sur le revêtement du tunnel doit être déterminée en fonction des conditions topographiques et géographiques ainsi que de l'épaisseur du terrain encaissant sur le tunnel. Et pour le tunnel à faible profondeur soumis à une charge excentrée, la pression du terrain encaissant peut être déterminée suivant l'annexe E.

6.2.5 La pression du terrain encaissant pour le tunnel bitube avec pilier central peut être calculée selon l'annexe F.

6.2.6 La pression du terrain encaissant pour le tunnel en double-arc peut être calculée selon l'annexe G.

6.2.7 La charge du remblai du tunnel à ciel ouvert peut être calculée selon l'annexe H, les

valeurs relatives aux indices physiques et mécaniques du remblai doivent être prises en fonction des matériaux réellement utilisés et des exigences de remblayage formulées pendant la conception.

6.2.8 La poussée des terres active contre le mur de portail peut être calculée selon la théorie de Mohr-Coulomb et doit être supposée horizontale en présence d'un dos du mur décliné ou vertical. La poussée des terres contre le mur de portail peut être déterminée selon l'annexe J.

6.3 Charges variables

6.3.1 La charge des véhicules roulant sur la route au-dessus du tunnel à ciel ouvert ainsi que le choc et la poussée des terres qu'il en résulte doivent être calculés conformément à la *Norme générale de la conception de l'ouvrage d'art routier* (JTG D60).

6.3.2 La charge mobile du train roulant sur le chemin de fer au-dessus du tunnel à ciel ouvert, ainsi que le choc et la poussée des terres qu'il en résulte doivent être calculés conformément à la *Norme générale de la conception de l'ouvrage d'art ferroviaire* (TB 10002.1).

6.3.3 Il faut tenir compte de l'impact de la variation de température et du fluage et du retrait du béton sur la structure dont la déformation est contrainte.

6.3.4 L'effort de gonflement dû à la congélation d'un tunnel situé dans la région froide peut être déterminée en fonction des conditions naturelles, de la teneur en eau dans le terrain encaissant en hiver, de la profondeur du gel et des conditions d'assèchement.

6.3.5 Les charges liées à la construction sont à définir selon les phases, la méthode et les conditions d'exécution de travaux.

6.4 Charges accidentelles

6.4.1 Au cas où le risque de chute de blocs imposerait la vérification du choc qu'il en résulte, une investigation sur site ou vérification par calcul doit être menée.

6.4.2 La charge sismique doit être déterminée selon le chapitre 16 et l'annexe K de la présente norme.

7 Approches et portail de tunnel

7.1 Dispositions générales

7.1.1 La conception des approches du tunnel doit permettre de « rendre aussi long que possible le tunnel dans les conditions prévues ». En approche du tunnel, aucune surexcavation ou aucun reprofilage du talus important ne doit être réalisé.

7.1.2 La position des approches de tunnel doit être déterminée par voie de comparaisons économique et technique basées sur les conditions topographiques et géologiques, les ouvrages extérieurs associés au tunnel et les conditions d'exécution, tout en assurant la protection de l'environnement et l'exploitation.

7.1.3 Le système de drainage doit être disposé en fonction du relief en approche du tunnel, de la protection des approches du tunnel et du drainage du radier routier.

7.1.4 La structure de portail doit pouvoir empêcher la chute de débris, de blocs et d'objets effondrés issues du talus de front ou des talus latéraux en approche du tunnel de tomber sur la chaussée.

7.1.5 Les approches du tunnel sujettes au dépôt neigeux doivent être accompagnées de mesures de protection contre les risques issus de la neige.

7.1.6 La conception des approches et du portail du tunnel doit permettre de favoriser la vérification et la maintenance.

7.1.7 La conception des approches et du portail du tunnel doit leur permettre d'être en harmonie avec l'environnement naturel ambiant.

7.2 Ouvrages d'approche

7.2.1 Le positionnement des approches doit être réalisé selon les dispositions suivantes :

- 1 Le terrain où se trouvent les approches doit présenter de bonnes conditions géologiques et une bonne stabilité de la montagne ;
- 2 Il est préférable que l'axe du tunnel et les courbes de niveau se rencontrent avec un grand angle ;
- 3 Une analyse synthétique basée sur la situation hydrologique et les ouvrages de protection, d'étanchement et de drainage s'avère nécessaire, si le reste de l'itinéraire doit être raccordé au tunnel en franchissant ou le long de la vallée ;
- 4 Une analyse synthétique basée sur les facteurs y compris les conditions du raccordement au tunnel et de la disposition du déblai extérieur, la protection des talus de front et latéraux en approche du tunnel, le drainage, l'exécution et l'occupation de terre cultivée s'avère nécessaire, dans le cas où le reste de l'itinéraire devrait être raccordé au tunnel en passant par une pente très douce.

7.2.2 La conception des approches de tunnel doit être effectuée selon les dispositions suivantes :

- 1 Il faut réduire le volume d'excavation au niveau des talus de front et latéraux en approche du tunnel, de manière à ne pas aboutir à des hauts talus et à minimiser la perturbation sur le terrain naturel ;
- 2 Les talus de front et latéraux doivent être protégés au cas par cas, en moyennant des mesures telles que le talutage, la mise en œuvre du béton projeté, le boulonnage, la disposition d'ouvrages de soutènement et le prolongement de tunnel par une section à ciel ouvert, et de plus, peuvent être végétalisés ;
- 3 Il faut prévoir des installations contre les crues si les approches sont menacées par l'orage, la crue et l'éboulement du terrain ;
- 4 Les approches sous la falaise nécessitent l'enlèvement de tous les blocs instables. Dans ce cas, il convient de prolonger le tunnel par une section à ciel ouvert au lieu de profiler un talus.

- 5 En présence d'une interaction entre les approches et les constructions voisines de surface ou souterraines, il faut prendre des mesures préventives.

7.3 Ouvrage de portail

7.3.1 Le type de portail doit être déterminé en fonction des conditions topographiques, géologiques et de l'environnement ambiant en approche du tunnel.

7.3.2 Il est préférable que le portail soit orthogonal à l'axe du tunnel.

7.3.3 La conception du portail en mur d'approche doit être effectuée selon les dispositions suivantes :

- 1 Les murs d'approche et en aile du portail doivent être conçus de la même manière que la structure d'un mur de soutènement, pour s'opposer à la poussée des terres des talus de front ou latéraux, dont l'épaisseur minimale ne doit pas être inférieure à 0,5m pour le mur du portail proprement dit et à 0,3m pour le mur en aile;
- 2 Il convient de garder une distance horizontale supérieure ou égale à 1,5m à partir de la ligne, où se croisent le talus de front et le plan supérieur du remblai sur le tunnel, jusqu'au dos du mur d'approche, une épaisseur minimale supérieure ou égale à 1,0m depuis le fond du fossé sur le tunnel jusqu'à l'extrados du revêtement en clé de voûte, et une sur hauteur de 0,5m de la crête du mur d'approche par rapport au niveau du remblai à son dos;
- 3 Les joints de dilatation et de tassement et les barbacanes doivent être disposés sur le mur d'approche selon les besoins;
- 4 La fondation du mur d'approche doit reposer sur un substratum solide et stable et y être encastrée avec une profondeur prévue, qui doit être supérieure ou égale à 0,2m pour celui en roche et à 1,0m pour celui en sol. De plus, la profondeur du fond de fondation doit, en tous cas, être plus grande que celle du fond des fossés et des rainures disposés contre le mur, et dans le cas d'un substratum de couche de sol gonflant dû à la congélation, au moins 0,25m plus grande que la profondeur du gel maximal;
- 5 Il faut un traitement de renforcement pour le substratum pourvu d'une portance insuffisante;
- 6 La conception structurale du portail doit permettre la protection parasismique.

7.3.4 La conception du portail à ciel ouvert doit être effectuée selon les dispositions suivantes :

- 1 Le revêtement en section de portail doit être en béton armé;
- 2 Ce revêtement doit dépasser la pente naturelle ou talus de remblai de conception d' au moins 500mm;
- 3 L'extrémité de ce revêtement doit être en forme de coupe droite, de bambou à coupe, de bambou à coupe inversement inclinée ou en entonnoir;
- 4 Dans le cas d'un portail en forme de bambou à coupe, le rapport H/L de la coupe doit être supérieure ou égale à celui de la pente naturelle ou du talus de remblai de conception;
- 5 Le talus de remblai de conception doit être profilé suivant la pente naturelle, et en cas de remblayage pierre-terre, prévoir un rapport H/L supérieure ou égale à 1:1 et être végétalisé.

交通运输部信息中心
浏览专用

8 Conception du revêtement

8.1 Dispositions générales

8.1.1 Le tunnel routier doit disposer d'un revêtement, à choisir, selon la classe de terrain encaissant, les conditions d'exécution et les exigences d'utilisation, parmi ses trois types: le revêtement composite, le revêtement monolithique et le revêtement en béton projeté et boulonné. Le revêtement composite doit être utilisé pour les tunnels autoroutier et routiers de première et deuxième classes, le revêtement monolithique pour les sections des approches et de terrains encaissants de classe de IV à VI constituant le tunnel routier de troisième classe ou inférieur, et le revêtement en béton projeté et boulonné pour les sections de terrains encaissants de classe de I à III.

8.1.2 Dans la conception du revêtement du tunnel, il convient de profiter pleinement de la capacité autoportante du terrain encaissant, selon les caractéristiques géologiques du terrain encaissant, la forme de profil, la structure de soutènement et les conditions d'exécution de travaux, pour avoir une résistance suffisante, une bonne stabilité et une bonne durabilité et assurer la sécurité du tunnel à long terme.

8.1.3 Le choix du type de revêtement et des paramètres de soutènement doit être en fonction des éléments tels que les exigences d'utilisation, la classe de terrain encaissant, les conditions géotechnique et hydrogéologiques, la profondeur du tunnel, les caractéristiques des efforts repris par la structure, l'environnement ambiant, les procédés de soutènement et la méthode d'exécution, par analogie des travaux et d'une analyse de structure par calcul. En phase d'exécution, il convient d'ajuster les paramètres de soutènement selon les résultats de l'auscultation réalisée sur site, ce qui fait partie d'une conception itérative (méthode observationnelle), et de les définir par le biais d'une analyse basée sur des essais si nécessaire.

8.1.4 Il convient d'effectuer la conception du revêtement du tunnel selon les dispositions suivantes:

- 1 Le profil en travers du revêtement peut être un profil voûté aux piédroits courbés;
- 2 Il est préférable de mettre en place une contre-voûte dans la section de mauvais terrain encaissant, abondante en eaux souterraines ou soumise à une poussée latérale assez importante, et de définir son rayon de courbure compte tenu des éléments y compris les conditions géologiques, les eaux souterraines, la forme du profil de tunnel et la largeur du tunnel. L'espace entre la chaussée et la contre-voûte peut être rempli de béton ou de béton de moellon. Il est possible de ne pas la mettre en place si le terrain encaissant est si bon que la portance et la stabilité du fond de la fondation des piédroits répondent aux exigences associées;
- 3 La section des approches doit être revêtue de manière renforcée, avec une longueur qui est à définir selon les conditions topographiques, géologiques et environnementales et ne doit pas être inférieure à 10m en cas de deux voies et à 15m en cas de trois voies;
- 4 Le revêtement dans la section de mauvais terrain encaissant doit s'étendre jusqu'à celle de bon terrain encaissant de 5 à 10m;
- 5 Le revêtement dans la section soumise à une charge excentrée doit se prolonger jusqu'à celle normale d'une longueur à définir selon le niveau asymétrique et sans être inférieure à 10m;
- 6 Un revêtement renforcé doit régner sur toute la section de croisement entre un rameau de largeur nette supérieure à 3,0m et son tunnel principal, sur une longueur de prolongement supérieure ou égale à 5,0m vers le tunnel et sur celle supérieure ou égale à 3,0m vers la galerie, sans disposer aucun joint de déformation dans ces longueurs.

8.2 Revêtement en béton projeté et boulonné

8.2.1 Pour le béton projeté, la classe de résistance ne doit pas être inférieure à C20 et l'épaisseur doit être supérieure ou égale à 50mm.

8.2.2 La conception du treillis soudé du béton projeté doit être effectuée selon les dispositions suivantes:

- 1 Le diamètre de la barre de treillis doit être compris entre 6mm et 12mm;
- 2 La maille de treillis soudé doit être rectangulaire, avec un écartement entre éléments variant

de 150mm à 300mm;

- 3 La longueur de recouvrement entre éléments du treillis soudé ne doit pas être inférieure à $30d$ (d est le diamètre d'un élément) ;
- 4 Le treillis soudé doit être enrobé par le béton projeté d'au moins 20mm d'épaisseur. Dans le cas où de doubles panneaux de treillis soudés seraient prévus, l'écartement entre ces deux ne doit pas être inférieure à 80mm;
- 5 L'épaisseur du béton projeté armé d'un panneau de treillis soudé ne doit pas être inférieure à 80mm, alors que celle du béton projeté armé de doubles panneaux ne doit pas être inférieure à 150mm;
- 6 Le treillis soudé, pouvant être mise en œuvre ensemble avec le boulon ou le boulon court et provisoire, doit être déterminé solidement au boulon ou à d'autres dispositifs de fixation.

8.2.3 Le soutènement en béton projeté à fibres peut être utilisé pour la zone dominée par un terrain encaissant faible ou gonflant, susceptible de déformation importante ou pourvu d'une mauvaise autostabilité. Et la conception de ce type de béton projeté doit être effectuée selon les dispositions suivantes :

- 1 La classe de résistance de conception du béton projeté à fibres ne doit pas être inférieure à C25 ;
- 2 La dose des fibres d'acier doit être entre 1,5% à 4% de la totalité du mélange sec ;
- 3 Pour le béton projeté de fibre synthétique, la dose des fibres reste à définir selon des essais ;
- 4 Il convient d'utiliser un béton projeté de haute performance avec une classe de résistance supérieure ou égale à C30 pour des exigences d'étanchéité très strictes.

8.2.4 En ce qui concerne la conception du soutènement par boulonnage, les boulons, quant à leurs types et paramètres, doivent être choisis en fonction des conditions du terrain encaissant et d'exécution, des dimensions du profil, de leurs fonctions dans l'exécution etc. , et selon les dispositions suivantes :

- 1 Le boulon destiné au soutènement permanent doit être un boulon réparti. Le boulon ponctuel en tant que soutènement permanent impose l'injection pleine dans le trou du

mortier ou de la résine dont la résistance ne doit pas être inférieure à M20.

- 2 Il est conseillé d'adopter le boulon réparti scellé par la résine ou le mortier à prise rapide pour le terrain avec encaissant avec une auto-stabilité courte;
- 3 La zone dominée par un terrain encaissant tendre susceptible de déformation importante, nécessite la disposition des boulons précontraints avec une tension préappliquée supérieure ou égale à 100kPa, dont l'une extrémité doit obligatoirement être ancrée dans la partie saine;
- 4 Il convient d'employer le boulon autoforant dans le cas d'un terrain encaissant fracturée et difficile à forer;
- 5 Le diamètre du boulon recommandé est de 20 à 28mm;
- 6 L'extrémité exposée du boulon doit être munie d'une plaquette mesurant au moins 150mm (longueur) X150mm (largeur) X8mm (épaisseur).

8.2.5 La conception du boulonnage systématique doit être effectuée selon les dispositions suivantes :

- 1 Il convient que les boulons soient disposés de manière radiale suivant la paroi de tunnel, et en cas de révélation des plans structuraux ou de stratification très notable, se croisent avec ces plans principaux avec un grand angle;
- 2 Il convient que les boulons soient disposés en quinconce comme ce qu'illustre la figure 8.2.5.

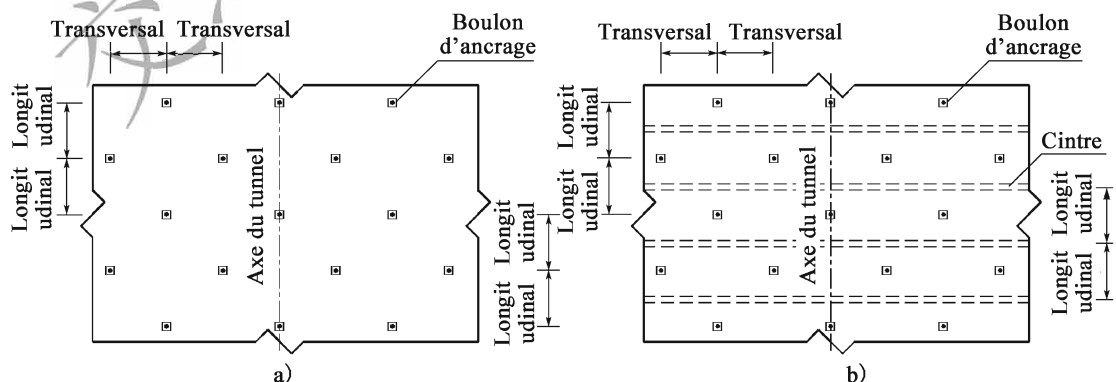


Figure 8.2.5 Mode de disposition du boulonnage systématique

- 3 La longueur des boulons et l'écartement entre eux doivent être déterminés en faisant appel à un calcul ou à la méthode analogique des travaux en fonction des conditions du terrain

encaissant et de la largeur du tunnel.

- 4 L'écartement entre boulons ne peut pas être supérieur à 1/2 de la longueur du boulon sans toutefois être supérieur à 1,5m. Il convient de disposer en alternance des boulons longs et courts si l'écartement est petit;
 - 5 La longueur du boulon ne peut pas être inférieure à 2,0m dans le cas d'un tunnel à deux voies et à 2,5m en cas de celui à trois voies;
 - 6 En absence de la disposition de ce boulonnage dans des sols encaissants, ceux-ci doivent être renforcés par d'autres moyens de soutènement.
- 8.2.6 En présence de massifs instables répartis localement, il convient de mettre en place ponctuellement des boulons tels que ceux réparti, ponctuel et précontraint, dont l'une extrémité est à ancrer jusque dans la partie saine et que les paramètres à définir par analogie des travaux et d'un calcul.
- 8.2.7 Dans le cas d'une section de terrain encaissant difficile, de celle imposant des contraintes très restrictives en matière de tassement de surface, d'une section des approches ou de celle à faible profondeur, le revêtement en béton projeté peut être armé de cintres, dont la conception doit respecter les dispositions suivantes:
- 1 Ces cintres doivent assez rigide et résistant, en mesure de s'opposer à toute charge possible au cours de l'exécution du tunnel;
 - 2 Il convient de choisir le cintre réticulé;
 - 3 Il convient que l'entraxe soit compris entre 0,5 et 1,2m;
 - 4 Le nombre de cintres à utiliser doit être au minimum 3;
 - 5 Les deux cintres adjacents doivent être liaisonnées de manière transversale. Si ceci est réalisé par des aciers, il est bon que ceux-ci, mesurant 20mm de diamètre chacun au minimum, soient espacés l'un et l'autre de 1m au maximum, et soient disposés aux bords intérieur et extérieur des cintres de manière alternative;
 - 6 Les cintres doivent être fabriqués par tronçons, entre lesquels est effectuée par plaques d'acier la connexion;
 - 7 L'épaisseur de l'enrobage à l'extrados des cintres ne doit pas être inférieure à 40mm,

alors celle à ses intrados ne doit pas être inférieure à 20mm. Cette dernière ne doit pas être inférieure à 40mm en cas d'utilisation d'un revêtement monocouche en béton projeté et boulonné;

- 8 La forme et les dimensions des cintres sont à définir selon le profil creusé, qui ne doivent pas faire intrusion dans le dégagement net de conception ou l'emprise du revêtement secondaire suite à la déformation due à des efforts.

8.2.8 Il convient d'effectuer la conception des cintres réticulés selon les dispositions suivantes;

- 1 L'acier HRB400 doit être utilisé comme l'acier principal et l'acier HRB400 ou HPB300 comme l'acier d'âme;
- 2 Il convient que le diamètre de l'acier principal soit compris entre 18 et 25mm et celui de l'acier d'âme entre 10 et 20mm;
- 3 La dimension des sections est définie par analogie des travaux ou d'un calcul, dont la hauteur peut être comprise entre 120 et 220mm;
- 4 Il est bon que le plan de la plaque de connexion soit perpendiculaire à l'axe des cintres réticulés, dont le soudage entre l'acier principal et cette plaque-ci doit avoir recours à des aciers en U destinés à renforcer la connexion.

8.2.9 Le plan des plaques de connexion situées aux extrémités d'un tronçon de cintre lourd doit être perpendiculaire à l'axe des cintres.

8.2.10 Dans la zone demandant un pré-soutènement, des cintres doivent être mis en place en tant qu'appui de queue pour celui-ci, dont la hauteur de la section ne peut pas être inférieure à 160mm.

8.2.11 Les paramètres de soutènement pour le revêtement en béton projeté et boulonné peuvent être déterminés par analogie des travaux et d'un calcul, et ajustés selon l'auscultation réalisée sur site. En cas d'utilisation de la méthode analogique des travaux, ils peuvent être définis suivant le tableau P.0.3 de l'annexe P.

8.3 Revêtement monolithique

8.3.1 Le revêtement monolithique peut être conçu soit en section constante soit en section variable. L'épaisseur de la contre-voûte, s'il y a lieu, doit être égale ou supérieure à celle des

piédroits.

8.3.2 Il convient que le revêtement monolithique soit en béton armé dans les cas suivants ;

- 1 Section soumise à une charge excentrée importante ;
- 2 Sections de croisement d'un tunnel principal avec son by-pass, sa galerie de ventilation et ses niches de refuge, étant de largeur libre supérieure à 3m ;
- 3 Sections de terrain encaissant de classe V ;
- 4 Tunnel monotube à quatre voies ;
- 5 Section de portail d'un tunnel situé dans la région où l'accélération maximale du sol est supérieure à 0,20g.

8.3.3 Le revêtement monolithique en béton armé doit se conformer aux dispositions suivantes :

- 1 La classe de résistance du béton ne doit pas être inférieure à C30 ;
- 2 L'épaisseur de la structure est recommandée supérieure ou égale à 300mm ;
- 3 L'écartement entre aciers principaux est recommandé supérieur ou égal à 100mm.

8.3.4 Les joints de déformation doivent être mis en place sur le revêtement monolithique selon les dispositions suivantes :

- 1 Des joints de tassement doivent être disposés à la jonction entre les revêtements du tunnel et en section à ciel ouvert, et s'il n'y a pas de celle-ci, sur le revêtement à une distance de 5 à 12m des approches du tunnel ;
- 2 Il convient qu'au niveau où des conditions géologiques changent brutalement ou à la jonction entre les revêtements de différents types soient disposés des joints de tassement ;
- 3 En ce qui concerne le terrain encaissant faible continu, il est préférable que tous les 30 à 100m est mis en place un joint de tassement ;
- 4 Dans la région soumise à un climat très froid ou chaud, caractérisé par une variation de température très forte, notamment où la température moyenne du mois le plus froid est

inférieure à -15°C , des joints de dilatation doivent être mis en place sur le revêtement à une distance de 100 à 200m des approches du tunnel au cas par cas;

- 5 L' intervalle des joints de dilatation et de tassement ne doivent pas être inférieure à 20mm, qui peut être remplie de plaques en bois ou filasses bitumineuses. Il convient de les rendre verticaux, et de plus, perpendiculaires à l'axe du tunnel. Ceux sur la voûte, les piédroits et la contre-voûte doivent être toujours au même profil;
- 6 Le joint de dilatation ou de tassement peut être utilisé comme le joint de reprise. Ainsi doit-il être disposé compte tenu du joint de reprise dans les sections où leur disposition s'avère indispensable.

8.3.5 Dans le cas d'un revêtement monolithique sans contre-voûte, la fondation du revêtement de piédroit doit se conformer aux dispositions suivantes:

- 1 Elle doit reposer sur un substratum solide et stable, dont la portance du fond de fondation répond aux exigences de conception;
- 2 Le fond de fondation ne doit pas être plus haut que le fond de fouille de conception du caniveau de câble. Dans le cas où le fond de fouille des fossés serait plus bas que le fond de fondation, la limite d'excavation de ceux-ci doit garder une distance avec la fondation des piédroits plus grande que 500mm;
- 3 La cote du fond de fondation des piédroits doit être identique à celle du mur de portail sur toute l'épaisseur de celui-ci.
- 4 La section de fond des piédroits peut être agrandie de manière adéquate.

8.4 Revêtement composite

8.4.1 Il convient d'effectuer la conception du revêtement composite selon les dispositions suivantes:

- 1 Le soutènement primaire doit être conçu de même qu'une structure de soutènement permanente. Il est recommandé d'utiliser, de manière indépendante ou combinée, de moyens de soutènement y compris le béton projeté, les boulons, les treillis soudés et les cintres, conformément à l'article 8.2;

- 2 En ce qui concerne le revêtement secondaire, le béton coffré ou béton armé coffré doit y être appliqué conformément à l'article 8.3 ;
- 3 La définition du profil creusé doit permettre de réserver une marge appropriée selon la déformation du terrain encaissant et du soutènement primaire, en complément de la satisfaction aux exigences du dégagement net et des dimensions de la structure du tunnel. Cette marge réservée à la déformation doit être définie par analyse et calcul ou prévue par analogie des travaux, en fonction des éléments tels que la classe du terrain encaissant, la surface du profil, la profondeur du tunnel et la méthode d'exécution de travaux et de soutènement, dont les valeurs prévues sont présentées dans le tableau 8.4.1. Elle doit également faire l'objet de l'ajustement à réaliser selon les résultats issus de l'auscultation à mener sur site.

Tableau 8.4.1 Marges réservées à la déformation (mm)

I	—	—	IV	50 à 80	60 à 120
II	—	10 à 30	V	80 à 120	100 à 150
III	20 à 0	30 à 80	VI	À définir selon les mesures sur site	

Nota;1. Si le terrain encaissant est faible et fracturé, on prend la grande valeur. Si le terrain encaissant est intégral, on prend la petite valeur;

2. Dans le cas d'un tunnel à quatre voies, la valeur est à définir en ayant recours à la méthode analogique des travaux et à une analyse par calcul.

8.4.2 Le revêtement composite, dont la conception peut être effectuée en ayant recours à la méthode analogique des travaux, doit être vérifié par une analyse théorique le cas échéant. Le choix des paramètres de soutènement pour le tunnel à deux et trois voies peut être effectué en se référant aux tableaux P.0.1 et P.0.2 de l'annexe P. Quant au tunnel à quatre voies, ces paramètres sont à définir en ayant recours à la méthode analogique des travaux et à une analyse par calcul. En phase d'exécution, un ajustement portant sur les paramètres de soutènement de conception doit être mené en fonction des informations obtenues par la prévision géologique détaillée et l'auscultation du terrain encaissant sur site.

8.4.3 Lorsque les caractéristiques géologiques du terrain encaissant très mauvaises ou le cas d'un tunnel à grande section obligent à un creusement en section divisée, il faut une conception sur la méthode de creusement pour fixer la séquence de creusement ainsi que les mesures et les paramètres du soutènement provisoires.

8.4.4 Dans le cas de terrains encaissants faible et rhéologique, gonflant et sous haute contrainte crustale, les paramètres de soutènement du tunnel peuvent rester à définir à l'aide des essais in-situ

à réaliser, en tenant compte de l'effet de l'évolution continue du terrain en matière de pression de déformation.

8.5 Revêtement du tunnel à ciel ouvert

8.5.1 Le revêtement du tunnel à ciel ouvert s'adapte aux cas suivants :

- 1 Section à faible profondeur difficile à creuser avec la méthode de creusement souterrain et à réaliser une excavation ouverte à grande échelle avec des déblais ;
- 2 Plate-forme ou approches de tunnel exposées à des mauvaises conditions géologiques telles que l'effondrement, l'éboulis, la chute de blocs et l'éboulement du terrain ;
- 3 Zone où la construction de délais est susceptible de nuire à la sécurité des bâtiments (ouvrages) très importants aux alentours ;
- 4 Zone impossible de creuser avec la méthode de creusement souterrain à cause du franchissement d'ouvrages artificiels comme route, chemin de fer et canal au-dessus du tunnel ou franchie par un échangeur ;
- 5 Zone demandant un prolongement vers l'extérieur du tunnel, dans le but de réduire le volume de creusement en approches et d'y protéger les paysages naturels.

8.5.2 Le choix du type de la structure de tunnel à ciel ouvert doit être réalisé en tenant compte des conditions topographiques, géologiques et d'exécution et des facteurs en sécurité de structure, économique, pratique et artistique, en répondant aux exigences suivantes :

- 1 Il convient de prévoir un tunnel voûté à ciel ouvert au cas où le remblai sur lui serait assez épais ou que le volume de l'effondrement s'avèrerait très important ;
- 2 Il convient de prévoir un tunnel voûté pour des besoins de s'opposer à la poussée de glissement venant du talus de front ;
- 3 Un tunnel de cadre rectangulaire peut être envisagé pour la section de hauteur limitée.

8.5.3 La conception du revêtement du tunnel à ciel ouvert doit être effectuée selon les dispositions suivantes :

- 1 Un tel revêtement doit être en béton armé ;
- 2 Un tunnel voûté en demi-déblai impose la prise en compte de la charge excentrée à laquelle il est soumis, dont le piédroit de côté extérieur est recommandé renforcé par augmentation d'épaisseur. Il convient de procéder à un remblayage contre pression ou de construire un mur contre pression si les conditions topographiques ambiantes le justifient ;
- 3 Il faut une contre-voûte dans le cas où le tunnel voûté serait soumis à une pression latérale assez importante ou posséderait une portance du fond de fondation insuffisante ;
- 4 Le tunnel à ciel ouvert, en tant que solution destinée à protéger contre le glissement, doit être conçu de même qu'un ouvrage de soutènement, assorti de mesures d'aménagement synthétique ;
- 5 Dans la section où les conditions géologiques changent brutalement, il faut mettre en place des joints de tassement. Il convient de disposer des joints de dilatation en fonction de la longueur quant au tunnel à ciel ouvert situé dans la région sujette à une variation de température très importante ;
- 6 Le tunnel à ciel ouvert doit se prémunir au risque de la chute de blocs et être vérifié pour la sécurité de sa structure sous charge de choc due à la chute de blocs.

8.5.4 La conception de la fondation du tunnel à ciel ouvert doit être effectuée selon les dispositions suivantes :

- 1 La fondation d'un tunnel à ciel ouvert sans contre-voûte doit se conformer aux dispositions indiquées dans l'article 8.3.5 ;
- 2 Lorsque le substratum est affleuré ou à faible profondeur, la fondation peut reposer directement sur celui-ci. La mise en place de cette fondation sur sol meuble nécessite la disposition d'une contre-voûte avec un radier en béton armé monolithique, d'une fondation sur pieux ou d'un radier, l'approfondissement de la fondation ou le renforcement de celle-ci ;
- 3 La fondation du tunnel à ciel ouvert doit avoir une profondeur encastrée dans le substratum et une largeur de protection. Dans le cas d'un substratum en pente, il convient de le réaliser en forme de gradin. Dans la région soumise au gel, la profondeur du fond de fondation doit être au moins 250mm plus grande que celle du gel ;

- 4 Il faut prendre des mesures de renforcement et de protection au côté extérieur d'un substratum sous l'affouillement par l'eau ;
- 5 Dans le cas où la profondeur du fond de fondation au côté extérieur du tunnel à ciel ouvert serait supérieure à 3,0m par rapport à la chaussée dans un terrain incliné transversalement, il convient de mettre en place un tirant en béton armé transversal au sens horizontal sous la chaussée et de l'ancrer dans la fondation ou dans le massif rocheux à son côté intérieur.

8.5.5 La définition des mesures pour le remblayage sur le tunnel à ciel ouvert et le traitement de son extrados doit dépendre de son but et ses fonctions prévues, de ses conditions topographiques et des problèmes éventuels sur ses talus de front et latéraux, en répondant aux exigences suivantes :

- 1 En cas d'un risque élevé de la chute de blocs ou de l'effondrement sur les talus de front et latéraux, il faut débarrasser ces risques soit par enlèvement soit par renforcement. Le remblai sur le tunnel à ciel ouvert doit être d'une épaisseur supérieure ou égale à 1,2m pour se protéger contre le risque général de la chute de blocs et de l'effondrement, sur lequel doit être conservée une certaine pente de drainage ;
- 2 Dans le cas d'un portail à ciel ouvert, son extrados est permis découvert partiellement, dont la partie découverte doit être revêtue d'une couche en mortier ou d'un habillage avec une épaisseur supérieure ou égale à 20mm ;
- 3 Dans le cas d'un tunnel à ciel ouvert au-dessous d'ouvrages comme la route, le chemin de fer et le canal, il faut définir l'épaisseur de son remblai par voie d'une étude synthétique basée sur des éléments tels que les cotes des ouvrages, l'environnement naturel, les exigences d'enjolivement et la conception structurale. Le dispositif de protection de voûte peut être mis en place pour un tunnel voûté à ciel ouvert si nécessaire ;
- 4 Des conséquences, que peut avoir sur un tunnel à ciel ouvert la disposition d'un canal ou d'un aqueduc de l'éboulement du terrain en dessus, doivent être prises en compte dans la conception. En général, l'épaisseur du remblai entre le fond des canaux ou fossés et l'extrados en haut de l'ouvrage ne doit pas être inférieure à 1,0m. En ce qui concerne l'aqueduc destiné à évacuer la crue de montagne et l'éboulement du terrain, cette épaisseur ne doit pas être inférieure à 1,5m.

8.5.6 La conception concernant le remblayage derrière les piédroits du tunnel à ciel ouvert doit être effectuée en fonctions de son type, de ses conditions géologiques, de ses exigences de conception et de sa méthode d'exécution de travaux, dans le respect des suivants :

- 1 Le vide derrière les piédroits doit être rempli de béton, de moellons maçonnés et de moellons secs, compte tenu de la résistance élastique des strates contre les piédroits;
- 2 Si la pression du sol contre les piédroits à prendre en compte dans le calcul est une poussée des terres, l'angle de frottement interne des matériaux de remblai ne doit pas être plus petit que l'angle de frottement de calcul des strates originaires ou des matériaux de remblai de conception.

8.6 Exigences de structure

8.6.1 L'épaisseur minimale de la section pour les différentes structures du tunnel doit se conformer aux dispositions dans le tableau 8.6.1. Et l'épaisseur minimale de la maçonnerie pour les tunnels à deux et trois voies et les locaux de ventilateur souterrains ne peut pas être inférieure à 300mm.

Tableau 8.6.1 Epaisseurs minimales de section (mm)

Type de matériaux de construction	Revêtement de tunnel ou de tunnel à ciel ouvert			Murs d'approche et en aile du portail et mur de soutènement en approches du tunnel
	Voûte	Piédroit	Contre-voûte	
Béton	200	200	200	300
Béton de moellon	—	—	—	500

8.6.2 L'angle rigide du gradin ne doit pas être supérieur à 45° pour la fondation en béton et à 35° pour la fondation de maçonnerie.

8.6.3 L'enrobage minimal pour les aciers longitudinaux dans les éléments en béton armé doit se conformer aux dispositions indiquées dans le tableau 8.6.3.

Tableau 8.6.3 Epaisseur minimale de l'enrobage du béton (mm)

Epaisseur d'élément	Epaisseur minimale de l'enrobage	
	Dans un environnement non agressif	Dans un environnement agressif
< 150	Définie selon la situation	Définie selon la situation
150 à 300	30	40 à 55
301 à 500	35	40 à 60
> 500	40	50 à 60

Nota: on prend la grande valeur dans un environnement fortement agressif et la petite valeur dans un environnement faiblement agressif.

8.6.4 Le ratio d'armature minimale pour les aciers principaux longitudinaux dans les éléments en béton armé doit se conformer aux dispositions dans le tableau 8.6.4.

Tableau 8.6.4 Ratio d'armature minimal pour les aciers principaux longitudinaux de l'élément en béton armé

Type de sollicitations	Ratio d'armature minimal (%)				
Élément en compression	Aciers complètement en traction	0,6			
	Aciers partiellement en traction	0,2			
Aciers en traction situés à un côté d'éléments en flexion et en traction excentrée et axiale	Type d'aciers	Classe de résistance du béton			
		C25	C30	C40	C50
	HPB300	0,25	0,30	0,35	0,40
HRB400	0,20	0,20	0,25	0,30	

- Nota: 1. En cas d'utilisation de l'acier HRB400, le ratio d'armature pour les aciers principaux longitudinaux dans un élément complètement en compression doit être réduit de 0,1% par rapport à la valeur donnée dans le tableau;
2. Les aciers en compression dans un élément en traction excentrée doivent être considérés de même manière que ceux partiellement en traction dans un élément en compression;
3. Les ratios d'armature pour les aciers principaux dans un élément en compression et les aciers en traction situés dans un élément en traction axiale ou de celui en traction avec une petite excentricité doivent être calculés selon la surface de leurs sections complètes; et pour les aciers en traction situés dans un élément en flexion ou de celui en traction avec une grande excentricité, le calcul doit être réalisé selon la surface de section totale sans compter la surface des semelles soumises à la compression;
4. Si des aciers sont répartis le long du périmètre de la section d'un élément, les « aciers partiellement en traction » représentent ceux en traction longeant un des deux côtés dans la direction de l'effort.

8.6.5 Il convient de façonner les aciers de l'élément en béton (figure 8.6.5) selon les dispositions suivantes:

- 1 Dans le cas d'aciers principaux, il faut réserver une longueur d'ancrage à la fin de la partie façonnée (au point B), qui doit être supérieure ou égale à $20d$ (d est le diamètre d'acier) dans la zone en traction et à $10d$ dans la zone en compression. Et l'acier rond lisse doit être croisé à ses extrémités
- 2 L'angle de cintrage peut être de 45° ou 60° pour la poutre, et ne peut pas être inférieur à 30° pour la dalle;
- 3 Dans le cas d'acier HPB300, le rayon de courbure minimal R doit être égal à $10d$ (d est le diamètre d'acier). Et pour l'acier HRB400, ce rayon R doit être pris égal à $12d$.

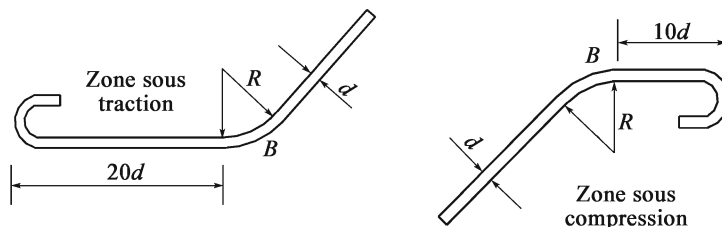


Figure 8.6.5 Disposition de l'extrémité de l'acier façonné

8. 6. 6 Les aciers dans un élément en béton doivent être ancrés selon les dispositions suivantes :

1 La longueur d' ancrage de l' acier doit être déterminée conformément au tableau 8. 6. 6 ;

Tableau 8. 6. 6 Longueur d' ancrage de l' acier

Conditions d' ancrage		Type d' acier	
		HPB300	HRB400, HRB500
Longueur d' ancrage d' un acier à partir du point d' effort nul	$\geq 30d$	Sans crochet courbé	—
	$< 30d$	10d avec un crochet droit	—
	$\geq 20d$	—	Sans crochet courbé
	$< 20d$	-	10d avec un crochet droit
Longueur d' ancrage de l' acier d' un élément en traction calculée selon la cohérence	Sans compression transversale	30d avec un crochet demi-rond	20d avec un crochet droit
	Avec compression transversale	15d avec un crochet demi-rond	10d avec un crochet à angle droit
Longueur d' ancrage de l' acier en traction dans un élément en flexion et en compression excentrée à partir du point d' effort nul	Dans la zone en compression	10d avec un crochet droit	10d, sans crochet courbé
	Dans la zone en traction (en cas de difficultés de la mise en place)	20d avec un crochet demi-rond	20d avec un crochet droit
Longueur de l' acier façonné prolongée dans la zone en compression	$\geq 20d$	Sans section droite parallèle à l' acier longitudinal mais avec un crochet droit au bout	Sans section droite parallèle à l' acier longitudinal ni crochet courbé
	$< 20d$	Avec une section droite parallèle à l' acier longitudinal de 10d de long et un crochet droit	Avec une section droite parallèle à l' acier longitudinal de 15d de long, sans crochet courbé

Nota:1. La longueur d' ancrage doit se multiplier par le coefficient de correction de 1,1 pour les aciers HRB400 et HRB500, si leurs diamètres sont supérieurs à 25mm;

2. La longueur d' ancrage doit se multiplier par le coefficient de correction de 1,25 pour les aciers HRB400 et HRB500 revêtus de polyépoxyde;

3. La longueur d' ancrage de l' acier doit se multiplier par le coefficient de correction de 1,1 si les aciers sont susceptibles d' être perturbés en raison de la méthode d' exécution de travaux comme l' exécution par des coffrages glissants;

4. La longueur d' ancrage de l' acier peut se multiplier par le coefficient de correction de 0,8 pour les aciers HRB400 et HRB500 enrobés d' une épaisseur 3 fois leurs diamètres et équipés d' étriers dans leurs zones d' ancrage;

2 Lorsqu' il est nécessaire de former un crochet courbé au bout de l' acier principal, son rayon de courbure interne doit être de $4d$ (d est le diamètre d' acier) et sa section droite doit mesurer $5d$ de longueur.

8. 6. 7 Le raccordement des aciers principaux doit être réalisé selon les dispositions suivantes :

- 1 Il convient de disposer les raccords des aciers principaux aux niveaux soumis à l'effort peu important et de minimiser leur nombre tout au long d'un acier;
 - 2 Les aciers ronds lisses de diamètre supérieur à 25mm et tous les aciers à haute adhérence doivent être connectés entre eux par soudage ou par voie mécanique, dont tous les raccords doivent être pourvus d'une résistance à la traction supérieure ou égale à celle des aciers proprement dits;
 - 3 Les raccords soudés doivent être alternés, dont la longueur de raccordement est de $35d$ (d est le diamètre de l'acier plus gros), sans toutefois être inférieur à 500mm. Tout raccord soudé, dont le centre se trouve dans la longueur de cette section, fait partie de celle-ci;
 - 4 Pour les aciers en traction, la surface de leurs raccords soudés ou par voie mécanique dans une section de raccordement ne doit pas dépasser 50% de la surface totale. Et ceci ne s'impose pas pour la surface des aciers en compression;
 - 5 Le raccordement entre les aciers ronds lisses d'un petit diamètre peut être réalisé par recouvrement, assorti d'un attachement avec des fils d'acier ou soudage à réaliser dans la zone de recouvrement. Pour le faire, l'acier doit être cintré à ses bouts en formant deux crochets demi-rond dont la distance entre les points de tangente ne doit pas être inférieure à $30d$ pour le cas en traction et à $20d$ pour le cas en compression;
 - 6 Dans d'autres cas, le raccordement des aciers doit toutefois respecter les dispositions indiquées dans la *Norme de conception de l'ouvrage en béton* (GB 50010).
- 8.6.8 L'élément armé d'aciers principaux et d'étriers soumis uniquement à la compression axiale doit être ferrailé selon les dispositions suivantes:
- 1 La surface de l'ensemble des aciers principaux doit être comprise entre 0,6% et 3% de celle de l'élément;
 - 2 Le diamètre de l'acier principal ne peut pas être inférieur à 12mm;
 - 3 Le diamètre de l'étrier ne doit pas plus petit que 1/4 de celui de l'acier principal, sans toutefois être inférieur à 6mm.
- 8.6.9 Le ferrailage du revêtement du tunnel doit être réalisé selon les dispositions suivantes:
- 1 Le diamètre de l'acier principal ne doit pas être inférieur à 16mm;

- 2 La surface des sections pour l'ensemble des aciers principaux doit être comprise entre 0,6% et 3% de celle de l'élément;
 - 3 L'acier de répartition doit être disposé à l'intrados et à l'extrados du revêtement de manière perpendiculaire aux aciers principaux, dont le diamètre de la barre ne peut pas être inférieur à 12mm et que l'écartement entre barres ne peut pas être supérieur à 300mm;
 - 4 Les deux nappes du revêtement doivent être reliées par des étriers, dont le diamètre ne doit pas être inférieur à 6mm. Ces étriers seront façonnés aux bouts en formant deux crochets courbés, dont le diamètre interne ne doit pas être plus petit que celui de l'acier principal et la section droite doit avoir une longueur supérieure ou égale à $5d$ (d est le diamètre de l'acier);
 - 5 Les étriers du revêtement doivent être mis en place au croisement des aciers principaux et de répartition, et espacés, au maximum, de 2 fois l'écartement des aciers de répartition. Le raccordement entre les étriers et les aciers principaux doit être réalisé par attachement ou soudage;
 - 6 Les écarteurs doivent être placés entre les deux nappes annulaires du revêtement, avec un diamètre supérieur ou égal à 16mm et espacés d'au moins $2,0m \times 2,0m$, au croisement entre les aciers annulaires et de répartition sans les étriers. Ils, doivent être fixés aux aciers annulaires et de répartition par attachement et soudage.
- 8.6.10 L'ouverture de la fissure pour les éléments en béton armé du tunnel ne doit pas être supérieure à 0,2mm dans le général et à 0,15mm dans un environnement très agressif, sous réserves de satisfaire aux exigences des normes associées.
- 8.6.11 L'écartement entre les aciers de répartition pour le revêtement du tunnel peut être réduit de manière adéquate, sans toutefois être plus petit que celui entre les aciers principaux, dans la section où il est exigé de limiter l'ouverture des fissures de manière très stricte.
- 8.6.12 Dans un environnement agressif, les pièces de fer comme l'anneau de levage et les dispositifs de jonction, scellées dans le béton et exposées à l'air, doivent être isolées des aciers noyés dans le béton ou s'accompagner de mesures anticorrosion fiables.
- 8.6.13 Les ferrailages dans les éléments d'autres structures du tunnel et devant résister aux charges sismiques doivent être réalisés en fonction des exigences de structures spécifiées dans la *Norme de conception de l'ouvrage en béton* (GB 50010).

8.6.14 Les ferrillages des couvercles de caniveaux de câble et de fossés doivent, quant à leur diamètre et écartement, être conformes aux exigences données dans le tableau 8.6.14.

Tableau 8.6.14 Diamètres et écartement des ferrillages des couvercles (mm)

Type	Diamètre d	Epaisseur de dalle h	Ecartement
Aciers longitudinaux (aciers principaux)	Courant 6, 8 et 10	$h \leq 150\text{mm}$	≤ 200
		$h > 150\text{mm}$	$\leq 1,5h$, et ≤ 300
Aciers structuraux	$d \geq 6$ pour les aciers de répartition		≤ 200

交通运输部信息公开
浏览专用

9 Calcul de structure

9.1 Dispositions générales

9.1.1 Pour la structure de tunnel, il faut vérifier la résistance de la section des éléments par la méthode de résistance ultime, et si cela est justifié, vérifier la résistance à la fissuration pour l'élément en béton et l'ouverture des fissures pour l'élément en béton armé.

9.1.2 Le présent chapitre s'adapte à l'analyse des problèmes relatifs à la mécanique statique.

9.2 Revêtement

9.2.1 Il convient d'effectuer le calcul relatif au revêtement monolithique du tunnel à grande profondeur, au revêtement secondaire faisant partie du revêtement composite ou au revêtement monolithique du tunnel à faible profondeur, et au revêtement du tunnel à ciel ouvert en ayant recours à la méthode de simulation de charges, qui peut aussi s'appliquer au revêtement secondaire du revêtement composite du tunnel à grande profondeur, avec les principes de calcul détaillés dans l'annexe L.

9.2.2 Les facteurs notamment la résistance élastique doivent être pris en compte pour calculer l'effort interne et la déformation du revêtement du tunnel par la méthode de simulation de charges. Dans le cas d'un revêtement au dos duquel les vides sont bien remplis, il convient de calculer la grandeur et la répartition de la résistance élastique à partir de la formule (9.2.2), en ayant recours à la théorie de déformation locale :

$$\sigma = k\delta \quad (9.2.2)$$

Dans laquelle :

σ —résistance élastique (MPa) ;

k —coefficient de résistance élastique du terrain encaissant, qui est choisi selon le tableau A.

0.7-1 faute de données mesurées;

δ —valeur de déformation du revêtement vers le terrain encaissant (m), qui est prise égale à zéro si le déplacement est vers l'intrados.

9.2.3 Le calcul du revêtement avec une contre-voûte doit prendre en considération de l'impact de cette contre-voûte sur l'effort interne de la structure.

9.2.4 Il faut prendre le coefficient de sécurité selon la combinaison de charges lors de la vérification de la résistance de la section des éléments par la méthode de résistance ultime, qui ne doit pas être inférieur aux valeurs dans les tableaux 9.2.4-1 et 9.2.4-2. Le coefficient de sécurité destiné à vérifier la résistance en phase d'exécution doit être obtenu en multipliant les valeurs dans la colonne « charge permanente + charge variable fondamentale + charge variable diverse » des tableaux 9.2.4-1 et 9.2.4-2 par 0,9.

Tableau 9.2.4-1 Coefficient de sécurité de la résistance pour de diverses combinaisons de charges des structures en béton et en maçonnerie

Mode de rupture	Béton			Maçonnerie		
	Charge permanente + charge variable fondamentale	Charge permanente + charge variable fondamentale + charge variable diverse	Charge permanente ou charge permanente + charge accidentelle	Charge permanente + charge variable fondamentale	Charge permanente + charge variable fondamentale + charge variable diverse	Charge permanente + charge accidentelle
Le béton ou la maçonnerie atteint sa résistance limite à la compression	2,4	2,0	1,8	2,7	2,3	2,0
Le béton atteint sa résistance limite à la traction	3,6	3,0	2,7			

Tableau 9.2.4-2 Coefficient de sécurité de la résistance pour de diverses combinaisons de charges de la structure en béton armé

Mode de rupture	Charge permanente ou charge permanente + charge variable fondamentale	Charge permanente + charge variable fondamentale + charge variable diverse	Charge permanente + charge accidentelle
L'acier atteint sa résistance limite ou le béton atteint sa résistance limite à la compression ou en cisaillement	2,0	1,7	1,5
Le béton atteint sa résistance limite à la traction	2,4	2,0	1,8

9.2.5 Le soutènement primaire du revêtement composite doit être dimensionné par la méthode analogique des travaux, dont les paramètres sont à définir par la méthode de modélisation stratigraphique précisée dans l'annexe M le cas échéant, et à vérifier en phases d'exploitation et d'exécution.

9.2.6 Il est bon d'adopter la méthode des éléments finis avec réduction de résistance pour vérifier le coefficient de sécurité au cours de l'analyse qualitative sur la stabilité du terrain encaissant, et de considérer le coefficient obtenu suite à l'exécution du soutènement primaire comme la base à juger sa stabilité.

9.2.7 Lorsque le revêtement secondaire et le soutènement primaire qui constituent le revêtement composite sont ramenée à se soumettre à la pression du terrain encaissant et à d'autres charges externes dans leur ensemble, il convient d'avoir recours à la méthode de modélisation stratigraphique pour calculer l'effort interne et la déformation, et à les vérifier ensuite par la méthode de simulation de charges. Les charges à utiliser doivent prendre valeur selon l'article 6.2.2.

9.2.8 Les valeurs caractéristiques du terrain encaissant s'appliquant au calcul de revêtement doivent être définies en fonctions des dossiers géologiques, et à défaut de ceux-ci, suivant le tableau A.0.7-1. Elles doivent faire l'objet de l'adaptation selon les résultats issus de l'auscultation et du levé géologique réalisé sur site avec l'avancement du creusement du tunnel.

9.2.9 Le volume de déformation pour le soutènement primaire du revêtement composite doit rester dans la mesure de la marge réservée à la déformation de conception au cours de la conception selon la portance.

9.2.10 L'excentricité de l'effort axial ne doit pas être supérieure à 0,45 de l'épaisseur de la section pour les éléments en béton en compression excentrée constituant le revêtement monolithique et celui du tunnel à ciel ouvert, et à 0,3 de l'épaisseur de la section pour les éléments en compression excentrée pour le piédroit extérieur d'un tunnel en demi-déblai à ciel ouvert et les piédroits et la maçonnerie d'un semi-tunnel ou à ciel ouvert. L'excentricité du fond de fondation doit être conforme aux exigences indiquées dans le tableau 9.4.1.

9.2.11 La résistance à la compression pour les éléments en béton et en maçonnerie en compression excentrée ou axiale de section rectangulaire doit être calculée à partir de la formule (9.2.11) :

$$KN \leq \varphi \alpha R_a b h \quad (9.2.11)$$

Dans laquelle :

K —coefficient de sécurité, pris conformément au tableau 9.2.4-1 de la présente norme ;

N —effort axial (kN) ;

ϕ —coefficient de flexion longitudinale de l'élément. $\phi = 1$ pour le revêtement du tunnel, la

voûte du tunnel à ciel ouvert et le piédroit au dos duquel le remblai est compact; quant à d'autres éléments, ce coefficient est à définir en fonction de leur coefficient d'élançement selon le tableau 9.2.11-1;

α —coefficient d'influence de l'excentricité sur l'effort axial, pris conformément au tableau 9.2.11-2;

R_a —résistance limite à la compression du béton ou de la maçonnerie, pris conformément au tableau 5.2.4 et 5.2.15 de la présente norme;

b —largeur de la section (m);

H —épaisseur de la section (m);

Tableau 9.2.11-1 Coefficient de flexion longitudinale des éléments en béton et en maçonnerie

H/h	<4	4	6	8	10	12	14	16
Coefficient de flexion longitudinale φ	1,00	0,98	0,96	0,91	0,86	0,82	0,77	0,72
H/h	18	20	22	24	26	28	30	
Coefficient de flexion longitudinale φ	0,68	0,63	0,59	0,55	0,51	0,47	0,44	

Nota:1. H est la hauteur de l'élément, h est la longueur de la cote courte de la section (en compression axiale) ou de la cote de la section sur le plan soumis à la flexion (en compression excentrée);

2. Si H/h se trouve aux intervalles entre les valeurs dans le tableau, sa valeur peut être calculée par la méthode d'interpolation.

Tableau 9.2.11-2 Coefficient d'influence de l'excentricité α

e_0/h	α	e_0/h	α	e_0/h	α	e_0/h	α	e_0/h	α
0,00	1,000	0,10	0,954	0,20	0,750	0,30	0,480	0,40	0,236
0,02	1,000	0,12	0,923	0,22	0,698	0,32	0,426	0,42	0,199
0,04	1,000	0,14	0,886	0,24	0,645	0,34	0,374	0,44	0,170
0,06	0,996	0,16	0,845	0,26	0,590	0,36	0,324	0,46	0,142
0,08	0,979	0,18	0,799	0,28	0,535	0,38	0,278	0,48	0,123

Nota:1. e_0 est l'excentricité de l'effort axial;

2. $\alpha = 1,000 + 0,648 (e_0/h) - 12,569 (e_0/h)^2 + 15,444 (e_0/h)^3$.

9.2.12 La résistance à la traction de l'élément en béton en compression excentrée de section rectangulaire doit être calculée à partir de (9.2.12), en répondant aux exigences de résistance à la fissuration:

$$KN \leq \frac{1.75R_1bh}{\frac{6e_0}{h} - 1} \quad (9.2.12)$$

Dans laquelle:

K —coefficient de sécurité, pris conformément au tableau 9.2.4-1 de la présente norme;

N —effort axial (kN) ;

R_1 —résistance limite à la compression du béton, prise conformément au tableau 5. 2. 4 de la présente norme ;

b —largeur de la section (m) ;

h —épaisseur de la section (m) ;

e_0 —excentricité de l'effort axial ;

9. 2. 13 Lorsque le revêtement monolithique est tout en béton mis en œuvre de manière discontinue ou en maçonnerie pour les piédroits et en béton pour la voûte, l'excentricité de la section des naissances ne doit pas être supérieure à 0,3 de l'épaisseur de la section, et le coefficient de sécurité pour la résistance à la compression doit être calculé en prenant compte des valeurs données sur la maçonnerie dans le tableau 9. 2. 4-1.

9. 2. 14 La résistance de la section pour les éléments en béton armé en flexion et en compression excentrée doit être calculée en se reportant à l'annexe N.

9. 2. 15 En ce qui concerne l'élément en flexion, la valeur maximale de la flèche résultant du calcul réalisé selon les combinaisons de charges fondamentales ne doit pas dépasser les valeurs admissibles indiquées dans le tableau 9. 2. 15.

Tableau 9. 2. 15 Valeurs admissibles de la flèche de l'élément en flexion

Type d'élément		Valeur admissible
Éléments de poutre et de plaque	$l_0 \leq 5\text{m}$	$l_0/250$
	$5\text{m} < l_0 \leq 8\text{m}$	$l_0/300$
	$l_0 > 8\text{m}$	$l_0/400$

9. 2. 16 Le calcul de la déformation de l'élément en béton armé en flexion due à l'effet de diverses combinaisons de charges peut être réalisé par la méthode de la mécanique des matériaux selon la rigidité donnée.

9. 2. 17 En cas de creusement du tunnel en section divisée, le soutènement est mis en place par étapes durant une période assez longue, où les efforts repris par la structure de soutènement doivent être pris en compte.

9. 2. 18 Il convient que le calcul de revêtement des approches tienne compte de l'interaction entre les talus de front ou latéraux et la structure du tunnel. Le cas échéant, le revêtement peut être renforcée ou le ferrailage longitudinal peut être augmenté en fonction du niveau de cette interaction.

9.3 Tunnel à ciel ouvert

9.3.1 Le calcul de l'effort interne du revêtement du tunnel à ciel ouvert peut s'appuyer sur le modèle de charges, avec des charges latérales y compris la résistance élastique ou la poussée des terres définie en fonction des exigences du remblayage.

9.3.2 La résistance de la section des éléments du revêtement du tunnel à ciel ouvert est à calculer par la méthode de résistance ultime, avec un coefficient de sécurité choisi dans le tableau 9.2.4-2 selon la combinaison de charges associée.

9.4 Portail de tunnel

9.4.1 Dans le cas d'un portail en mur d'approche, il convient de mener une vérification portant sur la résistance en état limite ultime, la stabilité au renversement autour du pied et la stabilité au glissement au fond de fondation de ses murs d'approche et en aile, en les considérant comme un mur de soutènement. Cette vérification doit être conforme au tableau 9.4.1, à la *Norme de conception de la plate-forme routière (JTG D30)*, à la *Norme de conception des ouvrages d'art routier en maçonnerie (JTG D61)* et à la *Norme de conception du substratum et de la fondation des ouvrages d'art routiers (JTG D63)*. Le haut mur de portail doit subir un calcul relatif aux contraintes de traction sur la section de contrôle.

Tableau 9.4.1 Vérifications principales pour les murs de portail

Valeur de l'effet de charge de la section de mur S_d	\leq valeur de l'effet de résistance de la structure R_d (calculée en état limite ultime)
Excentricité de la section de mur e	$\leq 0,3$ de la hauteur de section
Contrainte du fond de fondation σ	\leq portance admissible du substratum
Excentricité du fond de fondation e	Elle est $\leq B/5$ à $B/4$ pour le substratum en roche <i>et</i> $\leq B/6$ pour le substratum en sol (où B est l'épaisseur du mur au fond du mur)
Coefficient de sécurité pour la stabilité au glissement K_c	$\geq 1,3$
Coefficient de sécurité pour la stabilité au renversement K_0	$\geq 1,6$

10 Étanchement et drainage

10.1 Dispositions générales

10.1.1 La conception de l'étanchement et du drainage du tunnel doit être réalisée « au cas par cas et en associant, de manière holistique, les moyens d'étanchéité, d'évacuation, d'interception et de bouchage », et doit permettre de traiter des eaux superficielles et souterraines et de rendre complets et libres les systèmes d'étanchement et de drainage à l'intérieur et l'extérieur du tunnel.

10.1.2 L'étanchement et le drainage des tunnels autoroutiers et routiers de première et deuxième classes doivent être réalisés, en répondant aux exigences suivantes :

- 1 Généralement, sans infiltration sur la voûte et les piédroits et dans la cavité d'équipements, ni traces d'humidité sur la chaussée ;
- 2 Sans eau de drainage du massif au dos du revêtement ni gel dans le fossé dans une section de tunnel soumise au gel ;
- 3 Sans goutte d'eau sur la voûte, ni eau coulée sur les piédroits dans des passages auxiliaires tels que les by-pass véhicules et piétons.

10.1.3 L'étanchement et le drainage des tunnels routiers de troisième et quatrième classes doivent être réalisés, en répondant aux exigences suivantes :

- 1 Sans goutte d'eau au niveau de la voûte, ni eau coulée sur les piédroits, ni infiltration dans la cavité d'équipements, ni eaux accumulées et coulées sur la chaussée ;
- 2 Sans eau accumulée au dos du revêtement ni gel dans les fossés de la section de tunnel soumise au gel ;

10.1.4 Des mesures d'étanchement et de drainage à mettre en place doivent permettre de respecter l'environnement. Il se peut que la fuite ou l'infiltration d'eau se produisant dans le tunnel provoque la réduction des eaux superficielles, ce qui conduit à influencer sur l'utilisation d'eau domestique et productive, il est obligatoire donc de prendre des mesures d'imperméabilisation vis-à-vis du terrain encaissant.

10.2 Étanchement

10.2.1 Il convient de prendre des mesures préventives, telles que remplir et fermer les fosses, les cavernes et les forages abandonnés, dans l'éventualité de la pénétration des eaux superficielles au sein du tunnel.

10.2.2 En cas d'adoption du revêtement composite, une couche d'étanchéité, composée de plaques d'étanchéité et de textiles non-tissés, doit être posée entre le soutènement primaire et le revêtement secondaire, en répondant aux exigences suivantes :

- 1 La plaque à mettre en place peut être une membrane d'étanchéité susceptible de souder et doit disposer d'une épaisseur supérieure ou égale à 1,0mm, avec une longueur de chevauchement supérieure ou égale à 100mm;
- 2 La masse surfacique du textile non tissé ne doit pas être inférieure à 300g/m²;
- 3 Le textile non tissé ne s'adapte pas à l'adhérence à la plaque d'étanchéité lors de l'utilisation.

10.2.3 Le revêtement en béton coffré du tunnel doit répondre aux exigences sur l'imperméabilité, avec une classe d'imperméabilité du béton supérieure ou égale à P8.

10.2.4 Les joints de reprise, de tassement et de dilatation répartis sur le revêtement en béton coffré doivent s'accompagner de mesures d'étanchement très fiables.

10.2.5 En présence d'eaux souterraines agressives, il faut avoir recours à des matériaux d'étanchéité et de drainage anticorrosifs et antiagressifs selon le type de corrosion. L'amélioration de l'imperméabilité du béton se révèle aussi convenable pour répondre à ce cas.

10.2.6 La section présentant des infiltrations et de fortes venues d'eau à grand débit peut être traitée en recourant à l'imperméabilisation par injection dans le terrain encaissant.

10.2.7 L'étanchement aux locaux auxiliaires du tunnel doit être en cohérence avec celui appliqué au tunnel principal.

10.3 Drainage

10.3.1 Il est bon que le système de drainage longitudinal soit mis en place, de façon que l'évacuation d'eau souterraine soit séparative avec celle des eaux usées suites au nettoyage en exploitation et à l'incendie.

10.3.2 Le drainage au sein du tunnel doit répondre aux exigences suivantes :

- 1 La chaussée doit être bordée à ses deux côtés de caniveaux latéraux ;
- 2 La pente de drainage des caniveaux latéraux doit être identique à la pente longitudinale du tunnel ;
- 3 Il convient que le caniveau latéral soit en profil rectangulaire. Dans le cas de caniveaux latéraux souterrains, les grilles de filtrage d'eau et les bassins de sédimentation doivent être mis en place avec un écartement de 25 à 30m ;
- 4 En l'absence du caniveau central, les eaux souterraines au dos du revêtement peuvent être évacuées dans les caniveaux latéraux, dont le fond est au minimum 50mm plus bas que celui des couches structurales de la chaussée ;
- 5 Il faut prendre des mesures préventives pour débarrasser le caniveau de câble de toute accumulation d'eaux.

10.3.3 La disposition du caniveau central au-dessous des couches structurales de la chaussée impose le respect des dispositions suivantes :

- 1 Il convient que le caniveau central soit séparé avec les caniveaux latéraux ;
- 2 Ce type de caniveau peut être situé soit au milieu de la chaussée du tunnel soit sur ses deux côtés, dont la position, la quantité et la profondeur doivent être fonctions de la longueur du tunnel, de la largeur de la chaussée, du type de contre-voûte et de la profondeur du gel ;
- 3 Le caniveau central est recommandé en profil rectangulaire, dont la dimension du profil est à définir en fonction de la longueur du tunnel, la pente longitudinale et le débit des fortes

venues d'eau souterraines;

- 4 Il convient de disposer, le long du caniveau central, des bassins de sédimentation tous les 50 à 200m et des regards de visite selon les besoins, dont la position et la structure à prévenir doivent permettre de favoriser le nettoyage et le contrôle et que l'écartement est inférieur ou égal à 200m;
- 5 Il est possible que la couche de roulement de la chaussée s'étende jusqu'à couvrir le couvercle des regards de visite.

10.3.4 Le drain de chaussée doit être réalisé selon les dispositions suivantes:

- 1 La couche de forme ou le plan supérieur du remplissage de la contre-voûte doit être doté d'une pente de drainage transversale supérieure ou égale à 1,5%, et incliné vers le caniveau central s'il y en a;
- 2 Il convient de mettre en place des drains transversaux tous les 3 à 8m sur la longueur de la section présentant des venues d'eau depuis son fond, notamment aux joints de reprise sur la couche de forme ou de remplissage de la contre-voûte ou aux venues d'eau depuis le fond;
- 3 À défaut du caniveau central, le drain transversal, avec une pente de drainage de même que la pente transversale de la chaussée, doit communiquer au caniveau latéral situé plus bas avec un croisement dont le fond ne doit pas être plus bas que celui de ce dernier;
- 4 En présence du caniveau central, le drain transversal, avec une pente de drainage supérieure ou égale à 1,5%, doit s'incliner vers ce caniveau central et y communiquer;
- 5 Il convient que le drain transversal en place soit un tuyau perméable de bonne perméabilité et de diamètre supérieur ou égal à 50mm.

10.3.5 La conception du drainage du revêtement du tunnel doit être effectuée selon les dispositions suivantes:

- 1 Au fond et au dos du revêtement secondaire des piédroits doivent être posés des drains longitudinaux de diamètre supérieur ou égal à 100mm, avec une pente de drainage de même que celle longitudinale du tunnel, sans toutefois occuper aucun espace réservé au revêtement secondaire;

- 2 Entre la couche d'étanchéité et le soutènement primaire doivent être posés des drains circulaires espacés de 10m au maximum, notamment dans la section abondante en eau, où ceux-ci doivent être rendus plus denses. Et aux points d'infiltration important sur le terrain encaissant, l'eau peut être évacuée directement par des drains verticaux. Tous ces drains (annulaires et verticaux) doivent communiquer à des drains longitudinaux, dont le diamètre ne doit pas inférieur à 50mm;
- 3 Le conduit transversal doit traverser le revêtement secondaire via le piédroit pour raccorder au drain longitudinal, qui doit, en présence du caniveau central, s'acheminer jusqu'à celui-ci, et sinon, aboutir aux caniveaux latéraux. Pour des conduits transversaux en place, il est bon que le diamètre ne soit pas inférieur à 80mm, la pente de drainage pas inférieure à 1% et l'écartement de pose le long du tunnel pas supérieur à 10m. Ils doivent être aussi rendus plus denses dans la section abondante en eau.

10.3.6 Lorsque l'effet de l'imperméabilisation ne s'avère pas bon et les eaux souterraines menacent la sécurité dans le tunnel traversant une zone abondante en eaux souterraines, aquifère ou ayant une alimentation en eau suffisante à long terme, l'évacuation d'eau peut être réalisée à l'aide de passages auxiliaires, de galeries pilotes parallèles ou des dispositifs comme la galerie d'évacuation.

10.3.7 Le tunnel, prévu d'avoir de fortes venues d'eau à très grand débit, nécessite d'augmenter la section hydraulique de son caniveau central et de ses caniveaux latéraux.

10.4 Étanchement et drainage pour les approches de tunnel et la partie à ciel

10.4.1 En approches du tunnel et de ses passages auxiliaires et en dehors d'une distance de 3 à 5m à partir de la ligne délimitée d'excavation des talus de front et latéraux du tunnel à ciel ouvert doivent être disposés des fossés de crête au cas par cas, de manière à éviter de nuire à l'image de paysage des talus de front et latéraux.

10.4.2 Si le déblai est en rampe au sens de sortie du tunnel, il convient de disposer des caniveaux latéraux destinés au drainage au sens inverse à ses deux côtés ou de prendre des mesures d'évacuation adéquates, afin d'éviter que l'eau extérieure n'entre dans le tunnel.

10.4.3 La conception d'étanchement et de drainage du tunnel à ciel ouvert doit être effectuée selon les dispositions suivantes :

- 1 Le long de l'extrados du revêtement doit être appliquée une couche d'étanchéité extérieure;

- 2 Entre la partie à ciel ouvert et celle du tunnel creusé doit être chevauchée par joint pour la couche d'étanchéité;
- 3 Une couche d'argile imperméable est recommandée d'être posée sur le remblai et raccordée aux talus de front et latéraux de manière compacte, qui est couverte ensuite d'une couche de sol végétal d'au moins 20cm d'épaisseur;
- 4 Sur le remblai sur le tunnel à ciel ouvert doivent être disposés des caniveaux au cas par cas;
- 5 Lorsque l'extrados de son portail à ciel ouvert est découvert, il faut l'habiller d'une couche d'étanchéité en mortier ou de faïences;
- 6 Il convient de disposer des drains longitudinaux et verticaux au fond ou au dos du piédroit situé du côté montagne, pour évacuer de l'eau vers les barbacanes correspondantes.

10.5 Étanchement et drainage pour les tunnels dans la région froide

10.5.1 L'étanchement et le drainage du tunnel dans la région froide doivent être réalisés tant conformément aux articles 10,3 et 10,4 qu'en répondant aux exigences suivantes:

- 1 Dans la section où il se peut que les eaux souterraines gèlent, il convient de prévoir le caniveau central, dont le fond doit être situé plus bas que le niveau de profondeur du gel;
- 2 En cas d'incapacité de répondre aux exigences de drainage et antigel en disposant le caniveau central, il est bon de mettre en place des galeries d'évacuation contre la congélation à une profondeur de 3 à 5m au-dessous de la chaussée du tunnel. Des passages d'évacuation doivent être disposés au niveau de la voûte et des piédroits de celles-ci;
- 3 Le caniveau central et la galerie d'évacuation contre la congélation doivent être prolongés vers l'extérieur du tunnel en forme de canalisation enterrée, qui doit se trouver au-dessous de la profondeur du gel, et être équipé de regards de visite à tous ses points de changement de direction et de sorties d'eau en granulats contre la congélation;
- 4 La classe d'imperméabilité du béton du revêtement du tunnel à prendre en compte peut aussi être augmentée le cas échéant.

10.5.2 Les drains longitudinaux et les conduits transversaux au dos du revêtement doivent disposer d'une capacité antigel.

11 Tunnels spéciaux

11.1 Dispositions générales

11.1.1 Le tunnel peut être conçu en formes spécifiques, telles que le tunnel bitube avec pilier central, le tunnel en double-arc, l'ouvrage d'entonnement et le semi-tunnel, en raison des contraintes dues aux conditions topographiques et géologiques et des impacts imposées par des constructions voisines et selon les besoins de la conception générale de l'itinéraire, .

11.1.2 Le type de tunnel doit être défini de manière rationnelle compte tenu des conditions géologique et topographique, de la sécurité de structure, des conditions d'exécution et de la protection de l'environnement.

11.2 Tunnel bitube avec pilier central

11.2.1 Le tunnel bitube avec pilier central peut s'adapter à la section de portail d'un tunnel court, moyen, long ou très long, qui présente des difficultés de conception du tracé ou des conditions particulières où l'emprise effective est restreinte par des constructions concomitantes de grande envergure ou des ouvrages existants à proximité des approches du tunnel.

11.2.2 La conception d'un tel tunnel doit être effectuée selon les dispositions suivantes :

- 1 Le revêtement doit être de type composite, dont les paramètres de soutènement sont à définir selon la méthode d'exécution de travaux par analogie des travaux réalisés et d'une analyse par calcul, et à ajuster en fonction des résultats issus de l'auscultation sur site;
- 2 Il faut formuler des exigences relatives au processus d'exécution, à la méthode de creusement et aux mesures de soutènement provisoire selon les caractéristiques géologiques du terrain

encaissant et l' écartement entre tubes, et présenter des mesures de protection ou de consolidation visant le pilier rocheux en fonction de sa stabilité;

- 3 Si l' écartement entre tubes ne dépasse pas 0,8 de la portée de creusement, la longueur du tunnel doit se limiter à 1 000m.

11.3 Tunnel en double-arc

11.3.1 Le tunnel en double-arc peut s' adapter à la zone qui présente une étroitesse du terrain ou une difficulté en matière de disposition du tracé.

11.3.2 La conception d' un tel tunnel doit être effectuée selon les dispositions suivantes :

- 1 Il convient d' adopter une cloison centrale composite;
- 2 Le revêtement doit être de type composite, dont les paramètres de soutènement sont à définir selon la méthode d' exécution de travaux par analogie des travaux et d' une analyse par calcul, et à ajuster en fonction des résultats issus de l' auscultation sur site;
- 3 Le revêtement secondaire doit être en béton armé;
- 4 Des exigences concrètes portant sur le processus d' exécution, la méthode de creusement et les mesures de soutènement provisoire sont à formuler en fonction des caractéristiques géologiques du terrain encaissant et de l' analyse des efforts repris par la structure, et de la stabilité du terrain encaissant sous de plusieurs régimes défavorables au cours de l' exécution;
- 5 En cas soumis à une charge excentrée, les paramètres de soutènement et la méthode et les processus d' exécution sont à définir compte tenu de l' effet qui en découle;
- 6 Lorsque la cloison centrale est de type monolithique, des joints de reprise longitudinaux à deux côtés doivent être situés plus haut que des conduits longitudinaux, en s' accompagnant des mesures d' arrêt d' eau correspondantes. Et cette cloison centrale doit être intégrée préalablement de conduits verticaux, avec un diamètre supérieur ou égal à 100mm et un écartement longitudinal inférieur ou égal à 10m;
- 7 Il convient que l' axe de la galerie pilote d' un tunnel en double-arc en cloison centrale composite, creusée à l' avancement de l' exécution, s' écarte de la ligne médiane de sa cloison;

- 8 Il faut disposer des joints de déformation selon la structure. Et ceux à deux côtés du tunnel principal et dans la structure de la cloison centrale doivent être situés au même profil;
- 9 Il faut prendre des mesures efficaces afin d'éviter l'influence défavorable de la poussée horizontale de la voûte du tunnel principal sur la structure de la cloison centrale à l'avancement de l'exécution;
- 10 Il convient que la longueur de la section en double-arc ne soit pas supérieure à 500m.

11.4 Ouvrage d'entonnement

- 11.4.1 L'ouvrage d'entonnement peut s'adapter au cas où le tunnel long ou très long se révèle des contraintes particulières des emprises à ses approches ou qu'il est très difficile pour la section d'approches du tunnel long ou très long de séparer ses demi-chaussées à l'extérieur du tunnel. Toutefois, il ne convient pas de l'adopter pour la section de terrains encaissants de classes V et VI.
- 11.4.2 La conception d'un tel tunnel doit être effectuée selon les dispositions suivantes:
 - 1 Il convient que la ligne médiane de l'alignement horizontal pour sa section d'approche soit en courbe. Dans le cas d'une ligne médiane en alignement droite, les alignements horizontaux des tubes de gauche et de droite peuvent être séparés progressivement par une courbe en forme « S » avec un petit angle de déflexion conforme aux exigences de sécurité en exploitation, de telle façon que les tracés seraient cohérents sur toutes les longueurs parcourues en 3 s à la vitesse de projet respectivement à l'extérieur et à l'intérieur du tunnel depuis le portail. Dans ce cas, il convient que la pente longitudinale de conception, en général, ne soit pas supérieure à 2%, sans dépassant 2,5% même dans les situations les plus défavorables;
 - 2 La longueur de la section d'entonnement et la position de changement du type de structure, sont à définir de manière holistique selon les caractéristiques géologiques du terrain encaissant, l'écartement entre les lignes médianes des deux tubes et la méthode d'exécution de travaux. La longueur de la section doit rester inférieure à 600m .
 - 3 L'ouvrage d'entonnement doit être revêtu de manière composite, dont les paramètres de soutènement restent à définir par analogie des travaux ou d'une analyse par calcul;
 - 4 Il faut formuler les exigences concrètes portant sur le processus d'exécution, la méthode de creusement et les mesures de soutènement provisoire en fonction des caractéristiques géologiques

du terrain encaissant, et réaliser une analyse des efforts repris par la structure, et de la stabilité du terrain encaissant sous de plusieurs régimes défavorables au cours de l'exécution;

- 5 Le revêtement sur une longueur comprise entre 10 et 15m au début de la section en double-arc et de celle bitube avec pilier central doit être renforcée de manière adéquate. Dans ce cas, il convient de concevoir cette structure en prenant compte du terrain encaissant sous-classé d'une classe;
 - 6 La section à grande portée et à double sens et une partie de celle en double-arc peuvent être à ciel ouvert dans leurs sections de portail à faible profondeur;
 - 7 Aux niveaux du changement du type de structure doit être mis en place des joints de déformation;
 - 8 Au niveau du point de changement du type du revêtement, des murs de soutènement, doit être disposés en tenant compte des conditions géologiques et d'étanchement.
- 11.4.3 Dans le cas où les deux tubes de l'ouvrage d'entonnement seraient tous munis d'un système de ventilation longitudinale, le type de portail doit être choisi en tenant compte de l'influence du flux croisé résultant de l'alimentation et l'extraction d'air, et les mesures suivantes doivent être prises au cas par cas:
- 1 Dans le cas d'une approche à grande portée, une cloison centrale doit être mise en place sur une certaine longueur du tunnel et du prolongement de l'approche;
 - 2 Dans le cas d'une section d'approche en double-arc, il convient de décaler les portails des deux tubes ou de prendre des mesures de séparation;
 - 3 Dans le cas d'une section d'approche bitube avec pilier central, où il y a un flux croisé dû à l'alimentation et l'extraction d'air, il est faisable donc de décaler les portails des deux tubes ou de mettre en place des mesures de séparation;
 - 4 Le mode d'entrée et de sortie de l'air peut être ajusté.

11.5 Semi-tunnel

- 11.5.1 Le semi-tunnel peut s'adapter à la section le long d'une rivière et au flanc de montagne ou avec topographie très escarpée ou à la section de portail de hauts talus de front et latéraux qui

entre dans la montagne de façon oblique.

- 11.5.2 Un semi-tunnel peut être de profil voûté, demi-voûté ou rectangulaire tout en dépendant des conditions topographiques, géologiques et météorologiques et des exigences de protection de l'environnement ;
- 11.5.3 Le semi-tunnel doit satisfaire aux exigences fondamentales du tunnel pour son dégagement de construction. En cas d'intégration directe avec les approches d'un tunnel, les deux gabarits sont identiques. En cas d'insertion dans l'autoroute de manière indépendante, son gabarit est identique à celui de la plate-forme. Et la forme et la dimension de son intrados sont à envisager selon les conditions topographiques, l'objectif et le type de structure de l'ouvrage.
- 11.5.4 L'interaction entre les talus latéraux et le semi-tunnel doit être prise en compte dans les charges auxquelles la structure de ce tunnel est soumise, dont les charges de remblai et de dépôt doivent être considérées comme les charges permanentes.
- 11.5.5 Le semi-tunnel doit faire l'objet d'une analyse de stabilité dans son ensemble selon sa forme, les conditions de la reprise des efforts et des contraintes, les éléments de la structure principale doivent être vérifiés en ce qui concerne la résistance et la fissuration de la section.
- 11.5.6 La conception structurale d'un semi-tunnel doit être effectuée selon les dispositions suivantes :
- 1 Le semi-tunnel doit être en béton armé ;
 - 2 La structure majeure du semi-tunnel voûté ou demi-voûté doit être de type monolithique ;
 - 3 Le semi-tunnel rectangulaire doit être de portique monolithique ou à appui simple ;
 - 4 Des joints de tassement doivent être mis en place selon les conditions géologiques et le type de structure, tandis que des joints de dilatation s'adaptent mieux à un semi-tunnel de plus de 40m de longueur.
- 11.5.7 La conception de la fondation du semi-tunnel doit être effectuée selon les dispositions suivantes :
- 1 Sa fondation doit être basée sur un substratum stable et solide. Au cas où le substratum se trouverait sur sol meuble, des mesures, telles que la disposition d'un radier en béton armé monolithique, d'une fondation sur pieux et d'un radier ainsi que l'approfondissement de la fondation, peuvent être prises ;

- 2 Son fond de fondation du tunnel doit être au minimum 200mm plus bas que le fond de fouille des caniveaux latéraux, et dans la région soumise au gel, au minimum 250mm plus bas que le niveau du gel;
- 3 Il faut prendre des mesures de renforcement et de protection pour le côté extérieur d'un substratum sous l'affouillement par l'eau;
- 4 Dans le cas où la profondeur du fond de fondation au côté extérieur du semi-tunnel serait supérieure à 3m par rapport à la chaussée dans un terrain incliné transversalement, il convient de mettre en place un tirant en béton armé horizontal dans le sens transversal sous la chaussée, et de l'ancrer dans la fondation ou le massif rocheux à son côté intérieur. Si le côté extérieur de ce tunnel est en poteaux droits, des longerons peuvent être utilisés pour relier ceux-ci contigus.

11.5.8 Les structures du côté montagne et en haut du semi-tunnel doivent être revêtues d'une couche d'étanchéité à leur extérieur. Les joints de reprise, de tassement et de déformation doivent être conçus de manière étanche.

11.5.9 Au dos de la structure de côté montagne doivent être mis en place des drains, alors qu'au piedroit de côté montagne doivent être disposés des barbacanes tous les 5 à 10m.

12 Ouvrages auxiliaires

12.1 Dispositions générales

12.1.1 Des ouvrages auxiliaires peuvent être mises en place, pour des besoins de ventilation en exploitation, de prévention des catastrophes, de secours, de mise en place d'une nouvelle plate-forme de creusement, et d'amélioration des conditions de ventilation et de drainage au cours de l'exécution.

12.1.2 L'implantation des ouvrages auxiliaires doit être effectuée compte tenu des conditions topographiques et géologiques et des besoins en exécution et en exploitation, tout en évitant de les mettre en place dans une zone karstique ou abondante en eaux souterraines.

12.1.3 Le type, la longueur et le nombre des ouvrages doivent être définis par le biais de comparaisons technique et économique basées sur la longueur de son tunnel principal et les conditions topographiques, géologiques et hydrologiques associées, tout en répondant aux exigences en matière de ventilation, de prévention des catastrophes, de secours, de drainage, de traitement des déblais, de délai d'exécution de travaux et de protection de l'environnement.

12.1.4 L'ouvrage auxiliaire d'exploitation, quant à son gabarit, doit être défini en fonction des conditions géologiques et d'exécution et de sa fonction. En tant qu'ouvrage auxiliaire servant à l'exécution et l'exploitation à la fois, son gabarit doit répondre aux exigences minimales en la matière.

12.1.5 L'ouvrage auxiliaire d'exploitation doit être conçue de même qu'un ouvrage définitif, pour être revêtue soit d'un revêtement composite, soit d'un revêtement en béton projeté et boulonné, en s'accompagnant d'installations d'étanchement et de drainage.

12.1.6 L'ouvrage auxiliaire d'exécution doit, quant à son gabarit, être déterminé en fonction des facteurs tels que les conditions géologiques, les engins mécaniques d'exécution à utiliser, la longueur de son tunnel principal devant être creusée à l'aide d'elle, la ventilation au cours d'exécution et l'

environnement de travail.

12.1.7 L'ouvrage auxiliaire d'exécution doit être revêtu d'un revêtement adéquat en fonction des caractéristiques géologiques du terrain encaissant, tout en répondant aux exigences sur la stabilité du terrain encaissant et la sécurité du revêtement pendant la période d'exécution. Pour celui qui ne sera pas mise en service avec le gros œuvre, les mesures de traitement suivantes s'avèrent indispensables :

- 1 La section de terrain encaissant susceptible d'effondrement pendant l'exploitation doit être consolidée ou remblayée. En cas de remblayage, il faut prévoir des canaux de drainage. La section non remblayée doit être rendue stable à long terme pour son terrain encaissant et son revêtement, et un passage permettant au personnel d'entretien d'y accéder doit être conservé ;
- 2 Le croisement entre l'ouvrage auxiliaire d'exécution et son tunnel principal et les approches de cet ouvrage doivent être équipés d'une porte de sécurité empêchant l'accès des étrangers.

12.1.8 Le positionnement de l'approche, la disposition du site, le traitement des déblais pour un ouvrage (puits) auxiliaire d'accès à l'extérieur doivent être mis en œuvre de manière à répondre aux exigences de la protection d'environnement, à occuper moins de terres cultivées et à éviter que les déblais ne bloquent le cours d'eau, le canal et la route, en permettant de réduire son impact sur les champs, les installations hydrauliques et la consommation d'eau domestique. En outre, l'approche de ce passage (la surface du puits) doit être protégée contre la pénétration des eaux superficielles et le risque d'inondation par des mesures associées.

12.1.9 L'étanchement et le drainage pour les puits inclinés et verticaux doit être conçu en ayant recours à la « combinaison de bouchage et d'évacuation ».

12.2 Puits vertical

12.2.1 Le puits vertical doit être implanté compte tenu des conditions topographiques et géologiques sur le terrain de surface. Il convient de le disposer à deux côtés d'un tunnel.

12.2.2 Le terrain à l'emplacement d'un puits vertical doit permettre de mettre en place un système de levage et des ouvrages associés, et de favoriser la ventilation et l'évacuation des déblais.

12.2.3 La forme et la dimension du profil d'un puits doivent permettre de répondre aux exigences de sa fonction et de réserver un espace nécessaire aux engins de travaux et à l'exécution. Il convient d'utiliser la forme circulaire.

12.2.4 Il est préférable que le puits vertical, avec une structure définie selon la classe de son terrain encaissant et les exigences d'utilisation, soit revêtu d'un revêtement composite possible de dispenser la couche d'étanchéité, dont les paramètres de soutènement peuvent être déterminés par analogie des travaux ou choisis conformément au tableau P.0.7 de l'annexe P.

12.2.5 Le puits doit être muni en sa surface d'une poutre de couronnement en béton ou béton armé qui est associé à un radier en béton armé à son fond de manière monolithique.

12.2.6 Le revêtement à la jonction entre le puits et son raccordement en son pied doit être composite ou monolithique.

12.2.7 Il convient de prévoir des supports de paroi pour le revêtement en béton coffré dans la partie de connexion sous la poutre de couronnement et la section de puits soumise à de mauvaises conditions géologiques et au-dessus de la jonction entre les puits et les rameaux, dont le type et l'écartement des supports peuvent être définis en fonction des conditions géologiques.

12.2.8 Il faut mettre en place des installations de protection et de sécurité et l'escabeau de visite ou l'escabeau destiné au contrôle, et au cours de l'exécution, une échelle escabeau de sécurité dans le puits.

12.3 Puits incliné

12.3.1 La disposition et la longueur d'un puits incliné doivent être définies de manière holistique compte tenu de sa fonction, des conditions géologiques, de son mode de levage et du terrain à son site, tout en répondant aux dispositions suivantes :

- 1 La section où le transport est réalisé avec rail doit être toute droite, avec une longueur inférieure ou égale à 1 200m;
- 2 La distance du transport sans rail ne peut pas être supérieure à 2 000m;
- 3 La position de son emplacement doit permettre de mettre en place un système de levage et des ouvrages associés, et de favoriser la ventilation et l'évacuation des déblais.

12.3.2 La forme et la dimension du profil du puits incliné, pour lequel il convient d'utiliser la forme de fer à cheval, doivent permettre de répondre aux exigences de sa fonction prévue, et d'assurer l'espace nécessaire aux engins de travaux et à l'exécution pendant la période d'exécution, tout en se conformant aux dispositions suivantes :

- 1 À un côté du profil doit être disposée un trottoir avec une largeur supérieure ou égale à 0,75m et à l'autre côté doit être réservé un espace avec une largeur supérieure ou égale à 0,25m;
- 2 Pour le transport sur rail, l'écartement entre les lignes médianes des deux rails ne doit pas être inférieur à 0,7m, et l'intervalle entre les parties saillantes des deux trains ne doit pas être inférieur à 0,2m dans la zone de stationnement destinée à l'accrochage et au décrochage.

12.3.3 Le mode de levage doit être défini selon le volume de levage, la longueur du puits incliné et le terrain en surface de celui-ci, pour lequel le puits incliné doit suivre une pente conforme aux dispositions suivantes:

- 1 Dans le cas d'un levage par le skip, elle ne peut pas être supérieure à 35°;
- 2 Dans le cas d'un levage par le wagonnet, elle ne peut pas être supérieure à 25°;
- 3 Dans le cas d'un levage par le tapis roulant, elle ne peut pas être supérieure à 15°;
- 4 Dans le cas d'un transport sans rail, elle ne peut pas être supérieure à 7°;

12.3.4 La distance entre le fond d'un puits incliné et son tunnel principal doit être définie de manière rationnelle selon la fonction de ce puits. L'angle de croisement en plan entre les lignes médianes du puits incliné et du tunnel ne doit pas être inférieur à 40°.

12.3.5 Au niveau du point de changement de pente en surface et au fond du puits doit être disposée une courbe verticale, avec un rayon compris entre 12 à 20m. En cas de transport sur rail, il convient de rendre cohérentes les pentes longitudinales pour toutes les sections de transport.

12.3.6 Dans le cas d'un levage avec rail, des niches de sécurité doivent être mises en place, et une pente supérieure à 15° impose la disposition de plate-forme de repos. Par contre, pour le transport sans rail, il faut prévoir des voies de croisement selon les besoins.

12.3.7 Le type de revêtement doit être défini selon les exigences de l'utilisation, dont les paramètres de soutènement peuvent être définis par analogie des travaux ou choisis selon le tableau P. 0. 8 de l'annexe P. Lorsque le puits incliné sert à réaliser la ventilation en exploitation, sa paroi intérieure doit être lisse.

12.3.8 Il convient d'utiliser un revêtement composite ou monolithique pour la section supérieure d'un puits incliné, une section sujette à de mauvaises conditions géologiques et la section de jonction entre le fond d'un puits incliné et un rameau horizontalement disposé.

12.3.9 Dans le cas d'un revêtement monolithique ou composite, des joints de déformation doivent être mis en place, de manière verticale, sur toute la longueur du revêtement continu.

12.3.10 Dans le cas d'un puits incliné avec une pente supérieure à 30° , il est recommandé de prévoir une fondation sous forme de gradin ou de socle pour son revêtement.

12.3.11 Si le puits incliné possède une pente supérieure à 15° , le transport sur rail doit obligatoirement s'accompagner des mesures de sécurité correspondantes, autrement dites, la disposition des dispositifs d'arrêt du véhicule et les mesures résistantes au glissement sur les rails.

12.4 Galeries parallèle et rameau

12.4.1 La disposition des galeries parallèles et des rameaux doit être fonction des besoins de l'exécution et de l'exploitation d'un tunnel.

12.4.2 La galerie parallèle pour un tunnel monotube doit être située au côté où se trouve la source d'alimentation en eau souterraine de celui-ci, alors que celle pour un tunnel bitube doit être implantée en fonction de l'écartement entre tubes et des conditions topographiques.

12.4.3 L'écartement net entre une galerie parallèle et son tunnel doit être défini en fonction des conditions géologiques, de la méthode d'exécution de travaux, de l'exploitation ainsi que de l'évacuation et du secours en cas d'urgence, ce qui doit permettre, dans le cas d'un tunnel monotube, de favoriser l'élargissement éventuel de sa galerie parallèle en tant que tunnel de transport dans le futur si ceci est prévu.

12.4.4 Une galerie parallèle doit être cohérente avec son tunnel principal en matière de pente longitudinale. La cote de fond de fouille de cette première peut être 0,2 à 0,6m plus bas que celle du fond de ce dernier. De plus, le drainage de cette première doit être conçu avec celui de ce dernier de manière unifiée.

12.4.5 La galerie parallèle doit être conçue, pour son gabarit, selon les besoins de sa fonction, dont la disposition de la voie de croisement doit dépendre du type de transport prévu.

12.4.6 Il convient de prévoir un rameau accédant directement à l'extérieur dans le cas d'un tunnel principal riverain et montagneux ou bordant d'un côté une vallée ou bas fond. Si ce rameau est en rampe pour accéder au sol de surface, il faut prendre des mesures d'interception, de pompage et de drainage s'avérant fiables.

12.4.7 La disposition du portail et la conception structurale de la section d'approche pour un rameau doivent être faites conformes aux articles des chapitres 7 et 8 de la présente norme.

12.4.8 Il est bon que le rameau évite de traverser la zone soumise à des conditions géologiques défavorables telles que les failles et la zone fracturée, sans s'orienter en direction de celles-ci.

12.4.9 Les paramètres relatifs aux revêtements des galeries parallèle et des rameaux peuvent être définis par analogie des travaux ou choisis conformément au tableau P.0.8 de l'annexe P.

12.5 Galerie de ventilation et local de ventilateur souterrain

12.5.1 La disposition de la galerie de ventilation doit être effectuée selon les dispositions suivantes :

- 1 Il convient que la galerie de ventilation soit revêtue d'un revêtement monolithique ou composite, dont la paroi intérieure doit être lisse;
- 2 Il convient de prévoir une courbe à profil continuellement variable au niveau du changement du profil, du virage et de la bifurcation dans la galerie de ventilation, et en cas de jonction entre les profils s'avérant très différents, de mettre en place un mur de transition;
- 3 Des cloisons de galerie de ventilation à mettre en place peuvent être en béton et connectées au revêtement de manière monolithique.

12.5.2 Les paramètres du revêtement d'une galerie de ventilation doivent être définis soit par analogie des travaux, soit en se reportant au tableau P.0.8 de l'annexe P.

12.5.3 Le local de ventilateur souterrain doit être conçu selon les dispositions suivantes :

- 1 À proximité du tunnel dès que possible, en assurant la stabilité du terrain encaissant et du revêtement;
- 2 Avec des espaces nécessaires à la disposition, au levage, à la manutention et au fonctionnement d'équipements;
- 3 Avec une pente longitudinale faible, en présence d'une grue de levage;
- 4 En réservant un espace pour des ventilateurs à monter ultérieurement dans le cas d'un montage à réaliser par étapes.

12.5.4 Le local de ventilateur souterrain peut être doté d'un revêtement soit en béton projeté et boulonné, soit composite, dont les paramètres peuvent être définis par analogie des travaux ou d'un calcul en dépendant de la dimension de ce local. En présence d'équipements de levage, il faut choisir le revêtement composite, dont le revêtement secondaire doit être en mesure de porter la charge de levage de ceux-ci. Et une conception spécifique doit être mise en œuvre si le montage des équipements présente des exigences spéciales.

12.5.5 Le drainage et l'étanchement pour la galerie de ventilation et le local de ventilateur souterrain doivent être réalisés en s'adaptant aux exigences d'utilisation, avec une pente de drainage dans les caniveaux latéraux supérieure ou égale à 0,3%.

12.6 Croisement

12.6.1 Il convient que les croisements d'un rameau, servant à l'exécution et à l'exploitation, avec son tunnel principal, un puits incliné et une galerie pilote parallèle, et d'une galerie de ventilation avec son tunnel principal ne soient pas situés à la zone exposée à de mauvaises conditions géologiques.

12.6.2 Le revêtement dans la section de croisement peut être composite ou monolithique, sur lequel peuvent être mis en place des joints de tassement au cas par cas.

13 Mesures auxiliaires

13.1 Dispositions générales

13.1.1 Les mesures auxiliaires suivantes peuvent être prises en compte lorsque le tunnel doit traverser une zone à faible profondeur, soumise à une charge excentrée importante ou avec des fuites d'eau interstitielle ou fortes à grande échelle, des strates faibles de mauvaise autostabilité ou une zone fracturée des failles;

- 1 Des mesures destinées à assurer la stabilité du terrain encaissant, telles que la voûte parapluie, le pré-soutènement par le tube d'injection, le pré-soutènement par des boulons, le forage et injection à l'avancement, le jet-grouting, le renforcement par des boulons en fibre de verre, le boulonnage scellé par le mortier sur le terrain de surface, l'injection de surface, le boulonnage stabilisant les naissances de voûte, l'injection radiale par les tubes d'injection et le soutènement provisoire;
- 2 Des mesures servant à traiter de fortes venues d'eau, telles que le l'imperméabilisation par la pré-injection du terrain encaissant, l'imperméabilisation par l'injection radiale du terrain encaissant, le drainage par forage à l'avancement, le drainage par la galerie d'évacuation et l'abaissement du niveau d'eau souterraine par puits.

13.1.2 Les mesures auxiliaires à prendre doivent dépendre des conditions topographiques et géologiques, de la dimension du profil de tunnel, de la profondeur de tunnel et de la méthode d'exécution de travaux, et être efficaces, fiables, durables, économiques et cohérentes avec la réalité sur site.

13.2 Mesures de stabilisation du terrain encaissant

13.2.1 La voûte parapluie peut s'adapter à la section d'approche soumise à de mauvaises

conditions géologiques ou à la section à faible profondeur, effondrée, de terrain encaissant fracturé ou traversant des couches de sol où une limitation du tassement de surface exigeante s'impose. Elle doit être conçue selon les dispositions suivantes :

- 1 Elle doit être mise en place de 100-200mm à l'extérieur du contour de creusement d'un tunnel, avec un angle d'insertion permettant d'assurer qu'aucun tube d'acier n'entre à l'intérieur de ce contour;
- 2 Il convient de garder un écartement annulaire entre tubes compris entre 350 et 500mm;
- 3 La longueur des voûtes successives peut être comprise entre 10 et 45m. Entre deux voûtes mis en place ainsi qu'entre la voûte parapluie et d'autres pré-soutènements doit être retenue une longueur de chevauchement horizontal supérieure ou égale à 3,0m;
- 4 Il convient d'adopter le tube sans soudure laminé à chaud, pourvu d'un diamètre externe compris entre 80 et 180mm. Le tube est composé de tronçons connectés l'un et l'autre par soudage en bout sous forme « V », soit par filetage, dont la longueur peut être comprise entre 1,6 et 4,0m chacun. De plus, les joints sur deux tubes adjacents doivent être au moins décalés de 500mm;
- 5 Le tube doit être équipé de cages d'armature ou faisceaux d'acier à son intérieur et rempli de mortier avec une classe de résistance supérieure ou égale à M20;
- 6 Sur la paroi du tube d'acier peuvent être percés des trous d'injection, dont le diamètre est de 6 à 10mm. Ces trous sont espacés de 200 à 300mm et disposés en quinconce;
- 7 La queue doit prendre appui sur la prévoûte. Celle-ci doit être en béton armé ou en cintre monolithique, avec des tubes pilotes pré-posés et une fondation permettant d'assurer la stabilité de l'ensemble de la prévoûte.

13.2.2 Le pré-soutènement par le tube d'injection peut s'adapter à la section avec un front de taille incapable de rester autostable suite au creusement ou avec une voûte susceptible de détachement ou d'effondrement ponctuel, à la section effondrée ou à faible profondeur ou à la section de portail soumise à de mauvaises conditions géologiques, et il doit être conçu selon les dispositions suivantes :

- 1 Il convient d'utiliser le tube sans soudure, dont le diamètre est compris entre 42 et 50mm et que la longueur est comprise entre 3,0 et 5,0m;

- 2 Sur la paroi du tube doit être percés des trous d'injection, dont le diamètre est de 6 à 8mm. Il convient que ces trous soient espacés de 150 à 250mm et disposés en quinconce. Il faut réserver une longueur sans tous supérieure ou égale à 500mm à partir de la queue d'un tube;
- 3 L'écartement annulaire entre tubes est de 300 à 400mm et l'angle d'insertion vers l'extérieur est de 5° à 12°, et la longueur de chevauchement horizontal au sens longitudinal ne doit pas être inférieure à 1,0m;
- 4 La queue doit prendre appui sur le cintre;
- 5 L'injection dans le terrain encaissant doit être réalisée par des tubes.

13.2.3 Le pré-soutènement par des boulons peut s'adapter à des strates faibles sans contenir des eaux souterraines, à des couches de roche horizontalement stratifiées à couche mince ou à la section de terrain encaissant susceptible de détachement ou d'effondrement ponctuel au bout de quelques heures après le creusement, doit être conçu selon les dispositions suivantes :

- 1 Il convient d'adopter le boulon scellé par le mortier conventionnel, avec un diamètre compris entre 22 et 28mm, et pour une section où le terrain encaissant est très fracturé en rendant difficile la forages, de prévoir un boulon autoforant avec un diamètre compris entre 28 et 76mm;
- 2 La longueur est de 3,0 à 5,0m pour le boulon conventionnel et de 5,0 à 10,0m pour le boulon autoforant;
- 3 L'écartement annulaire entre boulons est de 300 à 400mm, l'angle d'insertion vers l'extérieur est de 5° à 15° et la longueur de chevauchement horizontal au sens longitudinal ne doit pas être inférieure à 1,0m;
- 4 La queue doit prendre appui sur le cintre;
- 5 Il convient d'utiliser le mortier à prise rapide avec une classe de résistance supérieure ou égale à M20;
- 6 Le boulon autoforant doit être injecté par du mortier avec une classe de résistance supérieure ou égale à M20.

13.2.4 Le forage et injection à l'avancement peut s'adapter au terrain encaissant faible, à la

zone fracturée avec des failles, à des couches d'accumulation ou à la section où le creusement peut déboucher sur des venues de boue brutales ou sur un effondrement au niveau du front de taille, dans le but de consolider le terrain encaissant ou le front de taille. Il doit être conçu selon les dispositions suivantes :

- 1 Le cadre de consolidation et le matériau d'injection doivent être définis selon les conditions géologiques et la situation d'eaux souterraines;
- 2 La disposition de trous d'injection doit dépendre du cadre de consolidation, du matériau de coulis, du rayon de propagation autour des trous d'injection et des exigences d'ouvrages, et permettre aux rayons de propagation autour de divers trous de se superposer;
- 3 Il convient de réaliser l'injection dans une limite de 3,0m à partir du contour de creusement;
- 4 Le diamètre de trous d'injection ne doit pas être inférieur à 75mm et la pression d'injection doit être définie selon des essais à réaliser sur site;
- 5 La longueur longitudinale à consolider par une fois d'injection est comprise entre 30 et 50m.

13.2.5 Le jet-grouting peut s'adapter à la zone en argiles limoneuses, argiles, sols silteux ou sols sableux, avec une teneur en eau importante, et doit être conçu selon les dispositions suivantes :

- 1 La consolidation peut être réalisée soit de manière périphérique soit en pleine section;
- 2 Le diamètre de la colonne de jet-grouting est de 0,3 à 1,0m pour la méthode de jet simple, de 0,6 à 1,4m pour la méthode de double jet et de 0,7 à 2,0m pour la méthode de triple jet;
- 3 En cas de consolidation périphérique, l'angle incliné à l'extérieur des forages de colonne est de 3° à 10° et l'écartement annulaire entre jets doit permettre de former une voûte;
- 4 La longueur des voûtes successives est de 10 à 20m et la longueur de chevauchement ne doit pas être inférieure à 2,0m;
- 5 S'il est nécessaire d'augmenter les résistances à la traction et à la flexion des colonnes de jet-grouting, il convient d'y incorporer des profilés, des cages d'armature, des faisceaux d'acier ou des tubes d'acier.

13.2.6 Le renforcement par des boulons en fibre de verre peut s'adapter au tunnel traversant des strates faibles et creusé à grande ou pleine section ou à celui à faible profondeur où une limitation du tassement de surface très exigeante s'impose, dans le but d'améliorer le terrain devant le front de taille, et il doit être conçu selon les dispositions suivantes :

- 1 Il est préférable de limiter cette consolidation dans la zone du front de taille si la voûte parapluie ou des tubes d'injection de pré-soutènement ont été mis en place;
- 2 L'écartement entre boulons est de 1,0 à 3,0m dans la zone du front de taille, et de 300 à 600mm dans le terrain encaissant qui reste à ajuster en fonction de la stabilité de celui-ci;
- 3 La longueur longitudinale de chaque cycle est de 10 à 30m et la longueur de chevauchement ne doit pas être inférieure à 6,0m;
- 4 Le diamètre est de 18 à 32mm pour le boulon plein et entièrement fileté et de 18 à 60mm pour le boulon creux et entièrement fileté;
- 5 Dans le cas de mauvaises conditions géologiques, il convient d'utiliser des boulons creux à injection, avec du coulis de ciment ou mortier en tant que matériau d'injection;
- 6 Il faut bien mener le drainage du front de taille et surveiller son extrusion.

13.2.7 Le boulonnage scellé par le mortier sur le terrain de surface peut s'adapter à la section à faible profondeur ou de portail, pourvue d'une mauvaise autostabilité, dans le but d'améliorer le terrain, et il doit être conçu selon les dispositions suivantes :

- 1 Il convient de disposer des boulons verticalement ou en fonction de la situation topographique et des plans structuraux principaux, obliquement;
- 2 Il est bon que des boulons soient constitués d'un acier à haute adhérence ou plusieurs parallèlement assemblés entre eux par soudage, espacés de 1,0 à 1,5m et disposés en quinconce, dont le diamètre est de 16 à 22mm;
- 3 Le diamètre du trou d'ancrage doit être 30mm plus grand que celui du boulon et la classe de résistance du mortier injecté ne doit pas être inférieure à M20;
- 4 La consolidation à réaliser le long d'un tunnel doit dépasser la zone soumise à des mauvaises conditions géologiques de 5 à 10m, avec une largeur transversale à définir selon le plan de fracture théorique ou prise comprise entre 1 et 2 fois la largeur de creusement;

- 5 Le boulon ne peut pas entrer dans le contour de creusement d'un tunnel;
- 6 Le creusement du tunnel ne doit avancer qu'après que le mortier ancré a atteint 70% de la résistance de conception.

13.2.8 L'injection superficielle peut s'adapter à la section à faible profondeur ou de portail traversant des strates meubles, où se produise éventuellement un effondrement au cours du creusement à cause de la mauvaise stabilité du terrain encaissant et à la faible autostabilité du front de taille, dans le but d'améliorer le terrain, et elle doit être conçue selon les dispositions suivantes :

- 1 Le trou d'injection doit être vertical;
- 2 Le diamètre des trous d'injection ne doit pas être inférieur à 110mm;
- 3 Le trou d'injection doit être au minimum 1,0m plus profond que le fond de fouille de tunnel;
- 4 La consolidation à réaliser le long d'un tunnel doit dépasser la zone soumise à des mauvaises conditions géologiques de 5 à 10m, avec une largeur comprise entre 1,5 et 2,0 fois la largeur du tunnel;
- 5 L'écartement entre trous est recommandé compris entre 1,4 et 1,7 fois le rayon de propagation de coulis autour d'un trou. Ces trous sont disposés en quinconce ou en rectangle;
- 6 La pression d'injection peut être déterminée selon des essais à réaliser sur site.

13.2.9 Le boulonnage stabilisant les naissances de voûte peut s'adapter à la section portée par des cintres, et il doit être conçu selon les dispositions suivantes :

- 1 Les boulons, généralement 2 constituant un groupe, doivent être situés aux pieds ou aux joints des cintres et soudés à ceux-ci;
- 2 La direction de la force de résultante d'un groupe de boulons (tubes) à ancrage (2) doit former un angle de 15 à 30° par rapport à l'axe du soutènement primaire;
- 3 Il convient de prévoir l'acier à haute adhérence de diamètre compris entre $\varphi 22$ et $\varphi 32$ mm pour le boulon, et le tube sans soudure, avec un diamètre compris entre $\varphi 42$ et $\varphi 54$ mm et une épaisseur de sa paroi supérieure ou égale à 3,0mm, pour le tube à ancrage. La

longueur des boulons est recommandée de 2,5 à 4,0m :

- 4 Le trou d'ancrage et le tube à ancrage doivent être remplis de mortier avec une classe de résistance équivalent à celle du boulon conventionnel.

13.2.10 L'injection radiale par le tube d'injection peut s'adapter à la section de terrain encaissant fracturé ou avec une faible cohérence entre les couches du massif rocheux stratifié. Il convient que ces tubes d'injection ont une longueur minimale de 3,5m espacés de 1,1 à 2,5m.

13.2.11 Dans le cas d'une déformation importante au cours de l'exécution, d'un basculement entre processus d'exécution assez complexe ou d'un secours en cas d'urgence, des mesures de fermeture et de soutènement provisoires peuvent être mise en place, qui doivent être efficaces et facile à démolir ultérieurement, et permettre de faciliter l'exécution.

13.3 Traitement de fortes venue d'eau

13.3.1 Le traitement des fortes venues d'eau doit être conçu dans l'esprit de ce que « l'imperméabilisation est utilisé comme le moyen principal et associé avec l'évacuation à titre complémentaire en veillant au respect de l'environnement », dont les mesures doivent être fonctions des conditions géologiques et topographiques, du type de la structure de tunnel, de la dimension du profil et des exigences de protection de l'environnement.

13.3.2 La pré-injection du terrain encaissant peut s'adapter, à des fins d'imperméabilisation, à la zone fracturée ou altérée abondante en eaux souterraines où le terrain encaissant devant le front de taille devient instable, du fait de ce qu'au cours du drainage ses sables ont été emportés par de l'eau évacuée ou à la section menacée par de fortes venues d'eau et des venues de boue brutales éventuelles ou où le drainage peut avoir un impact important sur les eaux souterraines et superficielles aux alentours du tunnel. Elle doit être conçue selon les dispositions suivantes :

- 1 Il convient de faire le choix parmi la pré-injection de voile à pleine section, la pré-injection périphérique et la pré-injection ponctuelle en fonction des conditions géologiques et hydrogéologiques ;
- 2 Il convient de prévoir une épaisseur de 3 à 6m pour les cycles d'injection de voile et d'injection périphérique à partir du contour de creusement. Et la longueur d'une injection est comprise entre 10 et 30m ;
- 3 Il convient que l'entraxe des trous d'injection soit de 1,5 à 3,0m ou 1,5 à 1,7 fois le

rayon de propagation du coulis;

- 4 Il convient que le rayon de propagation soit défini par analogie des travaux ou selon les porosités, les fissures et la connectivité des strates, la pression d'injection et le type de coulis, et le rayon doit être ajusté à l'avancement de l'exécution de temps en temps.

13.3.3 L'injection radiale du terrain encaissant peut s'adapter à la section de terrain encaissant autostable mais abondante en eaux souterraines, où l'évacuation des eaux souterraines a un effet important sur les eaux souterraines et superficielles aux alentours du tunnel, dans le but de boucher des venues d'eau en filet et des fuites d'eau interstitielle à grande échelle et issues de fissures du terrain encaissant suite au creusement, et elle doit être conçue selon les dispositions suivantes:

- 1 Il convient de faire le choix parmi les injections radiales sur pourtour et les injections radiale locales ainsi que l'injection supplémentaire en fonction des caractéristiques géologiques du terrain encaissant, de la forme et de l'échelle des fortes venues d'eau et des exigences d'étanchement et de drainage;
- 2 Il convient de prévoir une épaisseur de 2 à 6m pour le cycle d'injection à partir du contour de creusement;

13.3.4 Le drainage par le forage à l'avancement peut s'adapter à la section où il existe, devant le front de taille, des eaux souterraines à haute pression ou de fortes venues d'eau alimentée par une source suffisante en conduisant à ce que le drainage des eaux souterraines a peu d'influence sur la stabilité du terrain encaissant et l'environnement d'eau dans l'entourage, et il doit être conçu selon les dispositions suivantes:

- 1 Le diamètre des forages ne doit pas être inférieur à 76mm et le nombre de forages à créer par profil ne doit pas être inférieur à 3;
- 2 Il est bon que la profondeur des forages ne soit pas inférieure à 10m;
- 3 Lorsque la distance du fond de forages au front de taille ne suffit pas à atteindre 1 à 2 pas d'avancement et qu'il s'avère pourtant nécessaire de continuer le drainage par le forage à l'avancement, le prochain cycle de forage à l'avancement doit être mis en œuvre;
- 4 Au début des forages doivent être équipés des dispositifs de protection contre les venues d'eau brutales et fortes.

13.3.5 Le drainage par la galerie d'évacuation peut s'adapter au tunnel abondant en eaux

souterraines et avec des venues d'eau très saisonnières impossibles d'être bouchées, dépourvu d'une capacité de drainage suffisante, et il doit être conçu selon les dispositions suivantes :

- 1 La galerie d'évacuation peut être située à deux côtés d'un tunnel ou sous celui-ci. Il convient de la rendre parallèle ou quasi-parallèle par rapport à un tunnel traversant à plusieurs fois des strates contenant des venues d'eau, et si les conditions géologiques le permettent, transversale par rapport à un tunnel traversant des rivières souterraines ou ayant des venues d'eau très importantes, sans toutefois nuire aux stabilités de la structure et du terrain encaissant de tunnel ;
- 2 La pente longitudinale doit permettre le drainage par gravité, sans toutefois être inférieure à 0,5% ;
- 3 La sortie d'eau doit permettre de ne pas nuire la zone à l'aval ;
- 4 Le fond de cette galerie doit être plus bas que le fond de son tunnel principal.

13.3.6 L'abaissement du niveau d'eau souterraine par puits peut s'adapter au tunnel à faible profondeur traversant des couches de sol sableux, grave ou loam, avec un niveau d'eau souterraine au minimum 3,0m plus élevé que le fond de fouille du tunnel et des sources d'alimentation en eaux souterraines connues, et doit être conçu selon les dispositions suivantes :

- 1 La définition de la position, de la profondeur et du nombre des puits doivent dépendre du coefficient de perméabilité de strates, du cadre de précipitation et du débit d'eau souterraine ;
- 2 Des forages destinés à la réduction du niveau d'eau doivent être disposés sur le terrain de surface à deux côtés d'un tunnel. Il convient d'en augmenter le nombre au côté où se trouvent des sources d'alimentation ;
- 3 Le niveau d'eau après précipitation doit être 0,5 à 1,0m plus bas que le fond de fouille d'un tunnel.

14 Conception du tunnel en cas de conditions géologiques particulières

14.1 Dispositions générales

14.1.1 Lorsque le tunnel traverse une zone soumise à des conditions géologiques particulières telles que le terrain encaissant gonflant, le karst, la carrière non remblayée, les sables mouvants, le gaz explosif ou le gaz nocif, le loess, les hautes contraintes crustales et le pergélisol, il faut prendre des mesures auxiliaires au cas par cas, tout en assurant la sécurité des ouvrages et de l'exécution.

14.1.2 Ce type de tunnel doit également faire l'objet d'une constatation sur son niveau d'eau souterraine et d'une auscultation relative aux déformations du terrain encaissant et du revêtement et de soutènement ou à la situation de leur reprise des efforts, en complément d'une conception spécifique. Dans le cas de la différence à la situation réelle, la conception doit être modifiée opportunément.

14.2 Terrain encaissant gonflant

14.2.1 Il convient que le profil d'un tunnel de ce terrain encaissant soit en forme circulaire ou subcirculaire.

14.2.2 La structure de soutènement doit être conçue dans l'esprit de ce que « le soutènement souple précède celui rigide, que le terrain encaissant se laisse évoluer avant de s'y opposer et que le soutènement soit réalisé par étapes ».

14.2.3 Dans la section soumise à un gonflement relativement important, il convient d'adopter un soutènement primaire à double couche ou d'y intégrer des cintres rétractables, et à la fois, de rendre plus longs et denses ses boulons en associant aussi les longs boulons aux courts.

14.2.4 La marge réservée à la déformation due au creusement pour ce type de tunnel, étant fonction du volume de gonflement, doit être plus grande que celle pour une section de terrain encaissant normal. Les dimensions de façonnage pour des cintres doivent être fonctions du profil creusé, pour que ceux-ci soient bien plaqués sur le contour de creusement.

14.2.5 Ce type de tunnel doit être muni d'un revêtement composite, dont le revêtement secondaire est recommandé en béton armé. Et le soutènement primaire et le revêtement secondaire doivent tous être dotés d'une contre-voûte.

14.2.6 Il faut prendre des mesures d'interception et de drainage, de manière à réduire le volume de gonflement dû à l'eau.

14.3 Karst

14.3.1 Il convient que des mesures d'aménagement associant le franchissement, la consolidation et le remblayage de cavités de karst, la conduite, le drainage et l'interception d'eaux karstiques, l'enlèvement ou renforcement de bourrages, le comblement de cuvettes de tassement de surface et l'évacuation d'eau superficielle, soient prises en fonction de la relation de position entre le karst et le tunnel.

14.3.2 Dans le cas où le tunnel devrait traverser une grande cavité de karst ou rivière souterraine, il est possible de le réaliser par franchissement.

14.3.3 En présence d'une grande cavité de karst au-dessus de la voûte d'un tunnel, il convient de renforcer la paroi de cette cavité par des mesures telles que la mise en œuvre du béton projeté et le boulonnage selon la stabilité de sa paroi. À l'extrados du tunnel doit être remplie le vide ou posée un dispositif de protection de voûte. Et si la cavité règne les deux côtés d'un tunnel, on peut épaissir le revêtement aux pénétrations ou mettre en place un mur contre pression en béton ou en moellons maçonnés.

14.3.4 Dans le cas d'une cavité de karst remplie sous le fond d'un tunnel, le traitement doit être réalisé par des mesures telles que la fondation sur pieux, l'injection, la substitution des bourrages par des matériaux apportés, et le franchissement, en fonction des caractéristiques des bourrages et la relation de position entre la cavité et le tunnel.

14.3.5 Des eaux karstiques doivent être interceptées, conduites et drainées au cas par cas. Et les passages originaux à les évacuer doivent être bien protégés, dragués et restaurés.

14.4 Carrière non remblayée

14.4.1 Une analyse portant sur l'interaction entre une carrière non remblayée et le tunnel qui traverse celle-ci doit s'appuyer sur les conditions du terrain encaissant, le type, la taille et la stabilité de la carrière non remblayée et la relation réciproque entre celle-ci et le tunnel, tout en permettant de choisir la structure de soutènement et les mesures convenables au tunnel.

14.4.2 Le tunnel peut traverser la carrière non remblayée par le biais des mesures telles que le franchissement, la consolidation du terrain encaissant, le renforcement de la structure de soutènement dans le cadre de la carrière non remblayée, le remblayage de celui-ci ainsi que l'évacuation et le drainage d'eaux accumulées. Si la carrière non remblayée est remplie de gaz nocif, le traitement doit être mené tout en répondant aux exigences de traitement du gaz nocif.

14.4.3 Il est bon que le revêtement du tunnel sous l'influence de la carrière non remblayée soit renforcé. Et en présence de gaz nocif, elle doit être pourvue d'une capacité d'étanchéité contre le gaz.

14.4.4 Il faut délimiter un cadre interdit d'exploitation dans la zone non exploitée sous un tunnel ou traversée par un tunnel.

14.5 Sables mouvants

14.5.1 En ce qui concerne un tunnel traversant des strates en sables mouvants, la structure de soutènement du tunnel et les mesures doivent être définies de manière adéquate en fonction de facteurs tels que les caractéristiques et l'échelle des sables mouvants, l'indice de pénétration, la densité relative, la granulométrie, l'indice de plasticité, la portance des strates, la répartition d'aquifères, la pression d'eau souterraine et le coefficient de perméabilité etc.

14.5.2 Ce type de tunnel doit être conçu selon les dispositions suivantes :

- 1 Le drainage visant à des strates doit être renforcé, avec un niveau d'eau souterraine qu'il en résulte au moins 0,5m plus bas que le fond du tunnel ;
- 2 Des mesures d'imperméabilisation sont à mettre en place pour éviter l'effondrement des sables mouvants ;

- 3 Le terrain encaissant à proximité de sables mouvants doit être renforcé;
- 4 Des mesures de pré-renforcement doivent s'appliquer au terrain encaissant en sables mouvants;
- 5 Il est préférable que les cintres destinés au soutènement primaires soient fermés en cycle. Et un creusement en section divisée requiert la disposition de socles provisoires ou d'une contre-voûte provisoire;
- 6 Le tassement de la voûte d'un tunnel traversant des strates en sables mouvants peut être limité au moyen de supports verticaux provisoires constitués de contreforts ou de cintres;
- 7 Le revêtement secondaire doit être en béton armé.

14.6 Gaz explosif et nocif

14.6.1 Dans la section de tunnel en strates contenant le gaz explosif et nocif, il faut prendre des mesures, telles que l'extraction, la purge, l'isolation, la fermeture et la consolidation, et mener la conception de la reconnaissance à l'avancement, de la ventilation au cours de l'exécution et de la détection de gaz, sur la base de la teneur en gaz, le débit d'émission et la pression de gaz.

14.6.2 Le revêtement pour cette section doit être composite, étanche, pourvu d'une contre-voûte, dont le revêtement secondaire en béton coffré doit voir son imperméabilité augmenter, et doit s'étendre vers la section sans gaz explosif ni nocif avec une longueur supérieure ou égale à 20m.

14.6.3 Des joints de reprise à disposer sur le revêtement secondaire en béton coffré doivent être rendus hermétiques, avec une capacité en la matière contre le gaz explosif équivalent au moins à celle du reste du revêtement. Dans le cas d'un revêtement en béton coffré à double couche, les joints de reprise situés sur ces deux doivent être décalés d'au moins 2.0m.

14.6.4 L'épaisseur du béton projeté sous l'emprise de strates contenant le gaz explosif ne doit pas être inférieure à 150mm et celle du revêtement secondaire en béton coffré ne doit pas être inférieure à 400mm.

14.6.5 La présence des attaches et des locaux réservés au sein d'un tunnel ne doit pas déboucher sur l'affaiblissement de l'imperméabilité de son revêtement.

14.6.6 Quant à d'autres gaz nocifs, la conception doit être effectuée au cas par cas, en se référant aux principes de fermeture et de bouchage et aux exigences de ventilation pour le gaz explosif.

14.7 Löss

14.7.1 Le tunnel en löss doit avoir un revêtement à définir en fonction des éléments tels que le type, les propriétés physiques et mécaniques et la teneur en eau naturelle pour le löss, la taille du profil de tunnel et la méthode d'exécution de travaux.

14.7.2 Le revêtement pour ce type de tunnel doit être un revêtement composite aux piédroits courbés avec une contre-voûte. En l'absence du boulonnage systématique, il faut renforcer le soutènement composé de cintres et le compléter par des boulons stabilisant les naissances de voûte. Quant au revêtement secondaire, il convient d'adopter une structure en béton armé.

14.7.3 Dans le cas d'une portance du substratum insuffisante, il convient de se rattraper en prenant des mesures destinées à empêcher le tassement de l'ensemble d'un revêtement, telles que la disposition de boulons (tubes) à ancrage stabilisant les naissances de voûte, l'augmentation de la section des connaissances, la pose de pieux en tube d'acier.

14.7.4 Les ravins de surface, les dépressions de surface et les fissures de surface, pouvant avoir des influences sur le tunnel doivent être comblés et couverts d'un revêtement, en s'accompagnant d'installations de drainage d'eau superficielle.

14.7.5 Le tunnel situé plus bas que le niveau d'eau souterraine doit s'accompagner de mesures d'aménagement associant la réduction, le drainage et le bouchage, en fonction des caractéristiques du löss et des eaux souterraines.

14.7.6 Pour un substratum en löss effondré lorsqu'il soit saturé, il convient de prendre des mesures de renforcement telles que la substitution du löss par chaulage d'argile et les renforcements par des pieux de compactage, des colonnes de jet-grouting, des micro-pieux et des pieux en tube d'acier.

14.7.7 La conception des approches d'un tunnel en löss doit être effectuée selon les dispositions suivantes :

- 1 Les pieds des talus de front et latéraux en approche du tunnel et la partie de fondation susceptible d'être affouillée doivent être couverts d'un revêtement. La jonction entre des talus latéral et de front doit être réalisée sous forme d'angle arrondi;

- Il faut prendre des mesures de renforcement par la substitution du loess par des matériaux apportés ou des pieux de compactage selon les propriétés physiques et mécaniques du loess et le type du portail prévu dans le cas d'un substratum en loess effondré lors qu'il soit saturé. Dans le cas d'un substratum en loess non effondré lors qu'il soit saturé mais avec une portance insuffisante, des mesures telles que la substitution du loess par des matériaux apportés et le renforcement par le radier s'avèrent faisables.

14.8 Zone de haute contrainte crustale

14.8.1 Le tunnel traversant une zone de haute contrainte crustale doit être conçu selon les dispositions suivantes :

- Il convient que l'angle entre l'axe du tunnel et la direction de projection horizontale de la contrainte principale maximale ne soit pas inférieure à 30° ;
- Le profil en travers du revêtement du tunnel doit être quasi-circulaire.

14.8.2 La classification portant sur ce type de tunnel doit être effectuée à partir de l'éclatement des roches, qui a lieu éventuellement dans le terrain rocheux dur, et de la grande déformation, qui se produit éventuellement dans le massif rocheux tendre. Et les classes qu'il en résulte correspondent respectivement à des méthodes de creusement et à des mesures préventives différentes, et sont présentées dans les tableaux 14.8.2-1 et 14.8.2-2.

Tableau 14.8.2-1 Tableau des classes sur l'éclatement des roches

Classes d'éclatement des roches	Désignations	Critères
I	Éclatement des roches léger	$0,3 \leq \sigma_{\theta_{\max}}/R_b < 0,5$
II	Éclatement des roches moyen	$0,5 \leq \sigma_{\theta_{\max}}/R_b < 0,7$
III	Éclatement des roches fort	$0,7 \leq \sigma_{\theta_{\max}}/R_b < 0,9$
IV	Éclatement des roches très fort	$0,9 \leq \sigma_{\theta_{\max}}/R_b$

Nota: $\sigma_{\theta_{\max}}$ représente la contrainte tangentielle maximale de la paroi de tunnel et R_b est la résistance à la compression uniaxiale des roches.

Tableau 14.8.2-2 Tableau des classes sur la grande déformation

Classes de grande déformation des roches	Désignations	Critères (%)
I	Grande déformation faible	$2 \leq U_a/a < 3$
II	Grande déformation moyenne	$3 \leq U_a/a < 5$
III	Grande déformation forte	$5 \leq U_a/a$

Nota: U_a est le volume de déformation et a est la largeur de tunnel.

14. 8. 3 Le traitement portant sur l' éclatement des roches doit suivre le principe d' « avoir pour priorité la prévention et d' associer celle-ci et l' aménagement ». La section où un éclatement a lieu éventuellement doit être toujours sous l' auscultation et faire l' objet de prévisions, en s' accompagnant des mesures suivantes selon les classes d' éclatement des roches :

- 1 Pour la section d' éclatement des roches faible ou moyen , des mesures associant le béton projeté armé de treillis soudé ou béton projeté à fibres , le boulonnage systématique et le pré-soutènement par des boulons , en constituant le soutènement primaire ;
- 2 Pour la section d' éclatement moyen , l' arrosage à l' eau sur le front de taille et le terrain encaissant voisin ou l' injection d' eau dans les trous créés sur le front de taille et le terrain encaissant , complété de la mise en place de cintres réticulés ;
- 3 Pour la section d' éclatement fort , l' arrosage à l' eau sur le front de taille et le terrain encaissant voisin ou l' injection d' eau dans les trous créés sur le front de taille et le terrain encaissant et la création des trous destinés à la libération des contraintes sur le front de taille , en s' accompagnant de mesures d' aménagement associant le béton projeté armé de treillis soudé ou béton projeté à fibres , le boulonnage systématique , le pré-soutènement par des boulons à plusieurs rangées et le soutènement par des cintres renforcés , etc. ;
- 4 Pour la section d' éclatement fort , la mise en place d' un système de soutènement souple , en s' accompagnant de mesures en vue de réduire le niveau de contrainte crustale y compris la libération préalable des contraintes et l' injection d' eau à haute pression.

14. 8. 4 La prévention et le traitement portant sur la grande déformation doivent être mis en œuvre dans le respect des principes de « consolider le terrain encaissant , réserver une marge à la déformation , mettre en place le soutènement souple avant celui rigide , laisser évoluer le terrain encaissant avant de s' y opposer , réaliser le soutènement par étapes , réaliser la fermeture aussi tôt que possible et renforcer le fond de tunnel ». Et les mesures suivantes doivent être prises en fonction du niveau de grande déformation :

- 1 Pour la section de grande déformation de classe I , des mesures telles que la combinaison des boulons longs et courts , la mise en œuvre du béton projeté armé de treillis soudé ou béton projeté à fibres , la mise en place de cintres et le renforcement du revêtement secondaire ;
- 2 Pour la section de grande déformation de classe II , des mesures telles que la mise en place de boulons longs , la mise en œuvre du béton projeté armé de treillis soudé ou béton projeté à fibres , la mise en place de cintres rétractables et d' un revêtement secondaire en béton armé ;

- 3 Pour la section de grande déformation de classe III, des mesures telles que la pré-consolidation de strates, le creusement en section divisée, la mise en place de boulons longs, la mise en œuvre du béton projeté armé de treillis soudé ou béton projeté à fibres, ainsi que la mise en place de joints longitudinaux sur la couche en béton projeté, de cintres rétractables, d'une couche d'amortissement et d'un revêtement secondaire en béton armé;
- 4 De plus, pour les sections de grande déformation de classes II et III, il est possible, selon la situation de déformation au cas par cas, de prendre des mesures y compris le soutènement par le béton projeté et boulonnage à deux ou plus de fois, la mise en place de cordes d'ancrage, et l'augmentation de la marge réservée à la déformation.

14.9 Pergélisol

14.9.1 Le tunnel traversant la zone de pergélisol doit être conçu et disposé selon les dispositions suivantes :

- 1 Il convient de disposer le tunnel sur une zone de bas niveau d'eau souterraine et de terrain encaissant sec, ce qui permet de réduire l'impact du cycle de gel-dégel sur le terrain encaissant;
- 2 Il est recommandé, pour les approches d'un tunnel, d'éviter la stalactite de glace, le pingo de glace, le marais de pergélisol etc. ;
- 3 Il faut éviter d'orienter le tunnel en direction des couches de glace souterraines.

14.9.2 La fondation du portail d'un tunnel doit s'encastrier dans des strates gonflantes dues à la congélation ou de tassement dû au dégel au moins 1,0m plus bas que la limite inférieure des strates. En présence de glace souterraine très épaisse au dos d'un portail, la substitution de celle-ci par des matériaux apportés doit être effectuée.

14.9.3 Le rapport H/L des talus de front et latéraux en approche d'un tunnel est à définir selon l'état de gélisol et le talus de déblais doit être équipé de mesures de préservation et d'isolation thermique.

14.9.4 Le tunnel traversant la zone de pergélisol doit être revêtu d'un revêtement composite aux piédroits courbés avec une contre-voûte. Le gabarit du tunnel peut être agrandi de manière adéquate en fonction des caractéristiques du gélisol et d'une analyse de risques du gonflement dû à la

congélation, en permettant de réserver un espace, à des fins de renforcement de la structure ou d'un revêtement en béton coffré à double couche.

14.9.5 Il est bon que le revêtement soit en béton coffré caractérisé par des résistances à la basse température et au gel et une résistance à prise rapide tout en répondant aux exigences de résistances à la perméabilité et à la congélation, ainsi que de durabilité, à titre précis, son niveau d'imperméabilité ne peut pas être inférieur à P10. Par ailleurs, des adjuvants à l'intégrer ne doivent pas corroder les aciers.

交通运输部信息公开
浏览专用

15 Radier et chaussée dans le tunnel

15.1 Dispositions générales

15.1.1 Le radier du tunnel doit être stable, compacte et homogène, en mesure de fournir un support uniforme à la structure de chaussée.

15.1.2 La chaussée du tunnel doit être suffisamment résistante, plate, durable persistant, et résistante au glissement et à l'usure.

15.1.3 La structure de chaussée d'un tunnel doit être définie en ayant recours à des comparaisons économiques et techniques à réaliser en fonction de facteurs tels que le volume de trafic, la vitesse de référence dans l'ouvrage, les indices des alignements horizontaux et verticaux, les conditions d'environnement local, l'approvisionnement de matériaux et l'analyse du coût du cycle de vie complet.

15.1.4 Le système de drainage doit être mis en place sous la structure de la chaussée du tunnel.

15.2 Radier dans le tunnel

15.2.1 Dans le cas où la contre-voûte est munie dans le tunnel, la couche de remplissage de celui-ci peut être considérée comme la couche de base, dont les matériaux et les exigences de remplissage doivent se conformer aux dispositions indiquées dans les chapitres 5 et 8 de la présente norme.

15.2.2 À défaut d'une contre-voûte dans le tunnel, le radier doit être consistée d'un substratum stationnaire en roche.

15.3 Chaussée dans le tunnel

15.3.1 Il convient d'adopter une chaussée composite, qui constitue deux couches dont la supérieure en enrobés et l'inférieure en béton pour les tunnels autoroutiers et routiers de première classe. Pour les tunnels routiers de classes inférieures, il convient d'utiliser la chaussée composite ou en béton de ciment.

15.3.2 La structure de chaussée du tunnel doit être déterminée selon la structure de tunnel et les conditions géologiques. Pour un tunnel sans contre-voûte, la chaussée doit être constituée de couches de base et de roulement. Une couche d'arasement peut être mise en place si nécessaire. Le tunnel avec contre-voûte peut être posé avec seulement des couches de base et de roulement. Dans le cas d'un tunnel pourvu d'une contre-voûte, il suffit d'étaler les couches de base et de roulement.

15.3.3 La couche de base doit être conçue selon les dispositions suivantes :

- 1 En l'absence de la contre-voûte, la couche de base de la chaussée du tunnel doit être reposée sur un substratum stable et solide ;
- 2 Il est recommandé que la couche de base soit en béton non armé, avec une épaisseur comprise entre 150 et 200mm et une classe de résistance à la compression supérieure ou égale à C20 ou celle à la flexion-traction supérieure ou égale à 1,8MPa. Et des joints de dilatation transversaux correspondant à ceux sur la couche de roulement doivent être disposés sur cette couche ;
- 3 Des joints de dilatation longitudinaux sont à mettre en place si la largeur d'épandage est supérieure à 7,5m ;
- 4 Il convient que l'épaisseur moyenne de la couche d'arasement ne soit pas inférieure à 150mm s'il y a lieu.

15.3.4 Dans le cas où la couche de roulement de la chaussée du tunnel serait en béton de ciment, les éléments suivants doivent être respectés :

- 1 Il convient de prévoir une couche de roulement en béton de ciment munie de joints pour les routes de deuxième, troisième et quatrième classes, dont l'épaisseur est de 200 à 220mm pour les troisième et quatrième classes et de 220 à 240mm pour la deuxième classe, que la classe de résistance est de C35 à C40 pour les troisième et quatrième classes et supérieure à

C40 pour la deuxième classe, et que la résistance à la flexion est de 4,0 à 4,5MPa pour les troisième et quatrième classes et de 4,5 à 5,0MPa pour la deuxième classe ;

- 2 La couche de roulement pour l'autoroute et la route de première classe doit être en béton armé continu ou à fibres d'acier. Celle-ci est conçue avec une épaisseur comprise entre 240 et 260mm, une classe de résistance comprise entre C40 et C50 et une résistance à la flexion minimale de 5,0Mpa ;
- 3 Les prescriptions comme l'épaisseur de la couche de roulement, l'espacement des joints et le dosage des fibres d'acier dans le béton à fibres d'acier, le ferrailage aux endroits spéciaux de la couche de roulement doivent être conformes aux dispositions stipulées dans la *Norme de conception de la chaussée en béton de ciment de la route* (JTG D40) en vigueur. Des joints de dilatation sont fréquemment employés au niveau d'approche d'un tunnel. Et au niveau de changement du revêtement, des joints transversaux doivent être mis en place en fonction des joints de déformation en place sur le revêtement ;
- 4 La fiabilité, les performances et paramètres structuraux des matériaux ainsi que leur niveau de variation, la méthode de conception, la charge à l'essieu standard, la composition et les paramètres caractéristiques des matériaux doivent être conformes aux dispositions stipulées dans la *Norme de conception de la chaussée en béton de ciment de la route* (JTG D40) en vigueur. Il convient que les classes des granulats gros et fins à intégrer dans le béton de ciment constituant la chaussée des tunnels autoroutier et routier de première classe soient de classe I ;
- 5 La profondeur de la structure superficielle de la chaussée doit, lors de la réception d'achèvement des travaux, se conformer aux dispositions associées à la section routière spéciale stipulées dans la *Norme de conception de la chaussée en béton de ciment de la route* (JTG D40) en vigueur. Dans les conditions défavorables, cette profondeur doit être prise égale au maximum. La structure superficielle doit être résistante à l'usure. S'il est prévu de réaliser le rainurage pour le faire, des rainures longitudinales peuvent être utilisées pour le cas général, et la combinaison de rainures longitudinales et transversales peut s'adapter à la section de portail d'un tunnel autoroutier ou routier de première classe ou à un tunnel à grande pente. Dans le cas d'une chaussée composite, le présent article ne s'impose pas pour la structure superficielle de sa couche inférieure en béton de ciment.
- 6 Le revêtement supplémentaire à appliquer sur l'ancienne chaussée en béton doit être en béton de ciment ou en béton bitumineux, à définir en moyennant les comparaisons économique et technique en fonction des exigences d'utilisation et l'état de la chaussée, dont la conception structurale doit être tout en conformité avec les dispositions indiquées

dans la *Norme de conception de la chaussée en béton de ciment de la route* (JTG D40) et la *Norme de conception de la chaussée bitumineuse de la route* (JTG D50) en vigueur.

15.3.5 Le ferrailage de la couche de roulement en béton armé continu doit être réalisé selon les dispositions suivantes :

- 1 Il est conseillé d'utiliser des treillis soudés constitués chacun d'aciers nervurés laminés à froid en diamètre compris entre 8 et 12mm ou des aciers nervurés laminés à froid à disposer longitudinalement et transversalement en diamètre compris entre 12 et 20mm. Le ferrailage peut être déterminé à partir de la formule (15.3.5), avec un ratio d'armature minimale sans toutefois être inférieur à 0,15% :

$$A_s = \frac{16L_s h \mu}{f_{sy}} \quad (15.3.5)$$

Dans laquelle :

A_s —Surface de ferrailage (mm^2) par mètre linéaire sur la largeur (longueur) de la couche de roulement en béton ;

L_s —écartement entre joints transversaux pour le ferrailage longitudinal (m) ; distance entre joints longitudinaux sans tirant ou entre les bords libres (m) pour le ferrailage transversal ;

h —épaisseur de la couche de roulement (mm) ;

μ —coefficient de friction entre les couches de surface et de base, prise égal à 1,8 ;

f_{sy} —valeur caractéristique de la limite conventionnelle d'élasticité ou de la résistance des aciers.

- 2 Si des aciers longitudinaux et transversaux sont mis en place dans la partie supérieure de la couche de roulement. Ceux-ci doivent être faites en constituant un simple panneau d'armatures. Les aciers longitudinaux doivent avoir un enrobage supérieur ou égal à 50mm, sous lesquels doivent se situer ceux transversaux ;

- 3 Il convient que le diamètre des aciers longitudinaux soit identique à celui des aciers transversaux, avec une différence éventuelle inférieure ou égale à 4mm. L'écartement de ces premiers ne doit pas être supérieur à 200mm et celui de ces derniers ne doit pas être supérieur à 800mm, sans toutefois être inférieur à 100mm ou 2,5 fois la taille maximale des granulats. La distance entre l'acier de bord et le joint longitudinal ou le bord libre est recommandée comprise entre 100 et 150mm ;

- 4 La longueur de recouvrement des aciers longitudinaux est recommandée supérieure ou égale à 10 fois le diamètre des aciers pour la jonction par soudage à simple face ou à 5 fois le diamètre des aciers pour la jonction par soudage à double face. Et les joints de soudure situés aux aciers longitudinaux adjacents doivent être décalés, L'angle entre la ligne reliant

les bouts de soudure et ces aciers-ci ne doit pas être inférieur à 60°.

15.3.6 Dans le cas où la couche de roulement serait en béton bitumineux, les éléments suivants doivent être respectés :

- 1 Ce type de couche de roulement doit bien s'attacher à la dalle en béton de ciment et être résistante à l'infiltration d'eau, au glissement, à l'usure, à la fissuration, à l'orniérage et à l'arrachement, dont les performances en les matières doivent se conformer aux dispositions associées indiquées dans la *Norme de conception de la chaussée bitumineuse de la route* (JTGD50) en vigueur ;
- 2 Il convient que ce type de couche de roulement soit constitué de deux couches, avec une épaisseur totale de 80 à 100mm ;
- 3 Le type de l'enrobé constituant la couche de roulement bitumineux du tunnel doit être identique à celui du reste de l'itinéraire. L'enrobé tiède peut être utilisé pour la construction d'un tunnel très long. Et les adjuvants, permettant de ne pas dégrader les performances routières de l'enrobé, doivent s'intégrer dans celui-ci ;
- 4 Entre la couche de roulement bitumineux et la dalle en béton doit être calée une couche de liaison en bitume émulsifié modifié ou bitume modifié SBS épandu à chaud + granulats bitumineux préfabriqués ;
- 5 Des mesures destinées à réduire l'apparition des fissures réfléchies comme la disposition des géosynthétiques armés ou de la couche d'absorption des contraintes, doivent être mises en place sur la dalle en béton de ciment au niveau des joints de déformation de la structure du tunnel, et des reprises et des joints de dilatation sur la couche de roulement en béton de ciment armé non continu et sans tirant, et dans une section de tunnel présentant un tassement non homogène dû aux strates faibles.

15.3.7 Lorsque la couche de roulement supérieure bitumineux est étalée sur la couche de nivellement, il est recommandé que celle-ci en béton mesure au moins 80mm d'épaisseur, devant être armée de treillis soudés. Si elle est en béton à fibres d'acier, son épaisseur est conseillée supérieure ou égale à 60mm. En tous cas, cette couche doit être, quant à sa résistance du béton, en conformité avec la dalle en béton armé située sous elle et bien s'adhérer avec cette dernière.

15.3.8 Au cas où la chaussée du tunnel serait en béton de ciment, ce qui diffère de celle bitumineuse du reste de l'itinéraire, il faut prévoir une section de transition de chaussée identique à celui-ci au sein du tunnel selon les dispositions suivantes :

- 1 Pour le tunnel moyen, long ou très long s'insérant sur l'autoroute ou la route de première classe, la longueur de la section de transition d'entrée ne doit pas être inférieure à la longueur totale des sections d'entrée éclairée et de transition, sans toutefois être inférieure à 300m, et celle de cette section à sa sortie ne doit pas être inférieure à la longueur parcourue en 3s à la vitesse de référence dans l'ouvrage;
- 2 En ce qui concerne le tunnel court s'insérant sur l'autoroute ou la route de première classe et le tunnel routier de deuxième, troisième ou quatrième classe, les longueurs des deux sections de transition de chaussée susmentionnées doivent être toutes supérieures ou égales à la longueur parcourue en 3s à la vitesse de référence dans l'ouvrage sans toutefois être inférieures à 50m.

15.3.9 La jonction entre les chaussées du tunnel différentes doit être réalisée selon les dispositions suivantes:

- 1 S'il est impossible de mettre en place des goujons dans le joint de dilatation entre un tunnel et un pont ou entre un tunnel et un ouvrage fixe, il convient d'armer le béton de ciment de la structure de chaussée de deux panneaux de treillis dans une limite de 10 à 15m à partir de ce joint;
- 2 Lorsque la couche de roulement en béton doit être raccordée à celle bitumineuse du tunnel, une section de transition d'au moins 3m de longueur doit être mise en place au côté de cette dernière, et doit être constituée, verticalement, d'une dalle en béton de transition en bas, avec une épaisseur minimale de 200mm, et d'une couche bitumineuse en haut, qui sont superposées l'une à l'autre sous forme de gradin. Par ailleurs, dans le joint entre cette dalle de transition et la couche de roulement en béton doivent être intégrés des goujons 25mm de diamètre et 700mm de longueur, espacés l'un et l'autre de 400mm.

16 Conception parasismique

16.1 Classification et critère de la conception et la protection parasismiques

16.1.1 Il existe trois classes B, C et D en matière de la conception et la protection parasismiques pour le tunnel routier sous montagne, en fonction de la classe de route, de l'importance du tunnel et de la difficulté de réparation (remise en service).

Tableau 16.1.1 Domaines d'application des classes de la conception et la protection parasismiques pour les tunnels routiers

Classes	Domaine d'application
B	<ol style="list-style-type: none"> 1. Tunnel autoroutier et routier de première classe 2. Tunnel à trois et quatre voies 3. Tunnel en double-arc 4. Locaux de ventilateur souterrains dans des conditions géologiques complexes
C	<ol style="list-style-type: none"> 1. Tunnel monotube à deux voies s'insérant dans la route de deuxième et troisième classes 2. Puits incliné de ventilation et galeries de ventilation et parallèle
D	<ol style="list-style-type: none"> 1. Tunnel routier de quatrième classe 2. Locaux auxiliaires

16.1.2 Les objets parasismiques pour le tunnel sont énumérés selon ses classes de la conception et la protection parasismiques dans le tableau 16.1.2.

Tableau 16.1.2 Objets parasismiques du tunnel selon ses classes de la conception et la protection parasismiques

Classes	Objets parasismiques	
	Action sismique E1	Action sismique E2
B	Après avoir subi l' action sismique, le revêtement est soumis à une contrainte inférieure à la limite d' élasticité et donc en état élastique. Sans dégradation de structure, l' ouvrage est en mesure de garder ses fonctions comme avant le séisme(exigence de performance 1).	Après avoir subi l' action sismique, le revêtement est soumis à une contrainte supérieure à la limite d' élasticité mais inférieure à la limite conventionnelle d' élasticité et donc en état transitoire élasticité-élastoplasticité. En présence d' une dégradation de structure légère et ponctuelle, l' ouvrage peut servir sans réparation ou être remis en service après une réparation simple(exigence de performance 2).
C	Après avoir subi l' action sismique, le revêtement est soumis à une contrainte inférieure à la limite d' élasticité et donc en état élastique. Sans dégradation de structure, l' ouvrage est en mesure de garder ses fonctions comme avant le séisme(exigence de performance 1).	Après avoir subi l' action sismique, le revêtement est soumis à une contrainte supérieure à la limite conventionnelle d' élasticité mais inférieure à sa portance maximale et donc en état élastoplastique et encore stable. En présence d' une dégradation de structure mais sans effondrement partiel ou complet, l' ouvrage est possible d' être remis en service après la réparation et le renforcement(exigence de performance 3).
D	Après avoir subi l' action sismique, le revêtement est soumis à une contrainte inférieure à la limite d' élasticité et donc en état élastique. Sans dégradation de structure, l' ouvrage est en mesure de garder ses fonctions comme avant le séisme(exigence de performance 1).	

16.1.3 Il convient de réaliser une analyse et une vérification parasismiques sous les actions sismiques E1 et E2 pour les tunnels de classes B et C et il est admissible de ne les faire que sous l' action du séisme E1 pour le tunnel de classe D. Les exigences des mesures de lutte contre le séisme doivent être respectées. Il n' a qu' à effectuer la conception des mesures de lutte contre le séisme pour les tunnels de classes B, C et D dans la région avec une accélération maximale du sol de 0,05g et de 0,10g.

16.1.4 Les critères de la conception et la protection parasismiques pour les mesures de lutte contre le séisme des tunnels doivent être conformes aux dispositions suivantes :

- 1 Pour le tunnel de classe B, les mesures de lutte contre le séisme sont à définir en augmentant l' accélération maximale du sol dans la région où se trouve-t-il d' une classe;
- 2 Pour le tunnel de classe C, les mesures de lutte contre le séisme et le séisme sont à définir selon les paramètres du mouvement sismique dans la région où se trouve-t-il;

- 3 En ce qui concerne le tunnel de classe D, il est admissible de rabattre des mesures de lutte contre le séisme de manière adéquate par rapport aux exigences des paramètres du mouvement sismique dans la région où se trouve-t-il, sauf le cas où l'accélération maximale du sol est égale à 0,05g.

16.2 Action sismique

16.2.1 En absence d'une évaluation sur la sécurité sismique du site pour le tunnel routier impose la prise en compte de l'action sismique au cours de la conception parasismique, qui doit être représentée par les paramètres de conception sismique fondamentaux et le coefficient de sensibilité parasismique C_i , liés au mouvement sismique de la conception et de la protection parasismiques dans la région où se trouve ce tunnel.

16.2.2 Les paramètres du mouvement sismique fondamentaux de conception dans la zone traversée du tunnel sont à déterminer conformément à la *Carte de zonage chinois des Risques sismiques* (GB 18306) en vigueur. Les gammes de valeurs d'accélération maximale du sol définies selon le zonage correspondant ainsi que les intensités sismiques connexes à prendre en compte sont présentées dans le tableau 16.2.2.

Tableau 16.2.2 Zonage d'accélération maximale du sol et rapport de corrélation entre les gammes de valeurs d'accélération maximale du sol et les intensités sismiques

Accélération maximale du sol $A(g)$	0,05	0,10	0,15	0,20	0,30	0,40
Classification de la conception et de la protection parasismiques (g)	[0,04 à 0,09)	[0,09 à 0,14)	[0,14 à 0,19)	[0,19 à 0,28)	[0,28 à 0,38)	[0,38 à 0,75)
Intensité parasismique	VI	VII	VIII	VIII		IX

16.2.3 Les coefficients de sensibilité parasismique C_i à prendre en compte pour les tunnels de toutes les classes sont présentés dans le tableau 16.2.3.

Tableau1 16.2.3 Coefficients de sensibilité parasismique des tunnels de toutes les classes

Classes	Action sismique E1	Action sismique E2
B	0,43	1,3
C	0,34	1,0
D	0,26	—

16.2.4 Le tunnel très long situé dans la région d'accélération maximale du sol de 0,40g doit faire l'objet d'une évaluation sur la sécurité sismique du site conformément aux dispositions associées, tout en définissant les actions sismiques. Les valeurs d'accélération maximale du sol liées à de diverses actions sismiques ne doivent pas être inférieures à celles définies en moyennant les coefficients de sensibilité parasismique donnés dans le tableau 16.2.3.

16.3 Vérification parasismique

16.3.1 La vérification portant sur la résistance structurale, la déformation et la stabilité du portail doit être fonction des objets parasismiques, pendant laquelle l'action sismique doit être combinée avec des charges permanentes et variables.

16.3.2 Les coefficients de sécurité de la résistance structurale à prendre en compte au cours de la vérification de résistance sous l'action sismique E1 sont présentés dans le tableau 16.3.2.

Tableau 16.3.2 Coefficients de sécurité de la résistance structurale

Caractéristiques de sollicitations	Type des matériaux	
	Béton armé	Béton
Le béton atteint sa résistance limite à la compression	—	1,8
Le béton atteint sa résistance limite à la traction	—	2,5
L'acier atteint sa résistance de conception ou le béton atteint sa résistance limite à la compression	1,5	—
Le béton atteint sa résistance limite à la traction (contrainte de traction principale)	1,8	—

16.3.3 La valeur de convergence maximale du revêtement secondaire doit être utilisée, en tant qu'indice, pour la vérification de la caractéristique de déformation de l'ensemble de structure. Le seuil de convergence maximale doit être inférieur ou égal à 5‰ de la portée du tunnel s'il est exigé de résister au séisme durant 2 heures en matière de capacité parasismique, et à 15,0‰ de la portée du tunnel si une durée de 3 heures est imposée.

16.3.4 Lors de la vérification parasismique, il convient, pour le tunnel routier montagneux à l'explosif, de réaliser le calcul au sens transversal par voie de méthode statique. S'il est nécessaire d'effectuer le calcul au sens longitudinal ou à trois dimensions, les dispositions indiquées dans le tableau 16.3.4 sont à prendre en compte.

Tableau 16.3.4 Méthode de calcul parasismique du tunnel

Calcul parasismique	Méthode de calcul	Etat de structure
Calcul au sens transversal	Méthode statique	Elastique
	Méthode de réponse de déplacement au sens transversale	Elastique
	Méthode d'analyse dynamique (course de temps, à deux ou trois dimensions)	Elastique ou élastoplastique
Calcul au sens longitudinal	Méthode de réponse de déplacement au sens longitudinale	Elastique
	Méthode d'analyse dynamique (course de temps)	Elastique ou élastoplastique
Calcul du module à trois dimensions	Méthode d'analyse dynamique (course de temps)	Elastique ou élastoplastique

16.4 Mesures de lutte contre le séisme

16.4.1 Il est recommandé que le tunnel traverse la zone où la protection sismique peut être favorisée, au lieu d'être placé dans la zone caractérisée par de mauvaises conditions géologiques comme l'éboulement, le glissement du terrain, l'effondrement, la chute de blocs depuis le terrain encaissant, au fond d'une vallée difficile à évacuer de l'eau ou sous une falaise instable.

16.4.2 Les approches du tunnel doivent être implantées en fonction des conditions topographiques et géologiques autour de la section des approches, en s'accompagnant des mesures servant à limiter la hauteur d'excavation des talus de front et latéraux, afin de minimiser les risques de l'effondrement et du glissement.

16.4.3 Dans la région avec une haute intensité parasismique, il convient de prévoir un portail à ciel ouvert et de prendre des mesures de protection contre le choc dû à la chute de blocs si le talus de front est raide.

16.4.4 Le revêtement du tunnel à ciel ouvert est en béton armé, sur lequel des joints parasismiques sont disposés de manière longitudinale.

16.4.5 Dans la région où l'accélération maximale du sol de conception est supérieure ou égale à 0,20g, des mesures de jonction parasismiques, dont la mise en place d'aciers courts ou de tenons à titre complémentaire, doivent être prises aux joints de reprise entre le mur d'approche de tunnel et

le cadre circulaire du revêtement, entre le mur d'approche et le mur de soutènement ou le mur en aile en approche du tunnel.

16.4.6 Il faut que la longueur à renforcer à titre parasismique pour des sections des approches, à faible profondeur soumise à une charge excentrée, à grande profondeur de terrain encaissant faible et traversant une zone fracturée des failles, doive être déterminée selon les conditions topographiques et géologiques. La section parasismique doit se prolonger à ses deux extrémités vers la section de terrain encaissant de bonne qualité, dont la longueur de prolongement est recommandée comprise entre 5 et 10m pour le tunnel à deux voies ou en moins, et entre 10 et 20 m pour les tunnels à trois voies ou en plus.

16.4.7 Le revêtement en section parasismique doit être conçu selon les dispositions suivantes :

- 1 Le tunnel de terrain encaissant faible doit être en revêtement aux piédroits courbés avec une coustre-voûte ;
- 2 Il convient de mettre en place, vis-à-vis des joints de tassement et de dilatation en place, des joints parasismiques aux jonctions entre la partie à ciel ouvert et la partie en tunnel creusée et entre la roche tendre et celle dure, ainsi que dans la zone fracturée de failles ;
- 3 Pour la section de croisement entre le tunnel et ses galeries et la section traversant une zone fracturée de failles sans être soumise au traitement par injection, le revêtement secondaire doit en béton armé si la structure de soutènement composite y est appliquée ;
- 4 Dans le cas où le tunnel traverserait une zone de failles actives, il convient de procéder à une conception de surexcavation par rapport à son profil en travers prévu pour le profil en travers du revêtement, à l'aide de la valeur d'estimation du rejet de faille maximale, et de mettre en place des joints parasismiques dans le cadre des failles.

16.5 Installations dans le tunnel

16.5.1 Toutes les installations dans le tunnel, y compris les ouvrages et les équipements électromécaniques auxiliaires proprement dits avec leurs dispositifs de fixation à la structure majeure, doivent faire l'objet d'une conception parasismique.

16.5.2 Les ouvrages et les équipements électromécaniques auxiliaires doivent être déterminés à la

structure majeure du tunnel de façon fiable, tout en permettant d' éviter leur détachement susceptible de blesser les usagers lors du séisme.

16.5.3 Les supports et la fixation des installations électromécaniques à loger dans le tunnel doivent jouer un rôle prévu en cas de séisme, sans toutefois conduire à la dégradation des éléments associés.

交通运输部信息公开
浏览专用

17 Conception de réhabilitation et d'élargissement/prolongement

17.1 Dispositions générales

17.1.1 Afin d'améliorer la condition et la capacité de circulation et d'augmenter la classe et le critère de la route, un tunnel existant peut faire l'objet d'une réhabilitation, d'un élargissement/prolongement ou d'une construction d'un nouveau tube parallèle en bien conservant sa position itinéraire actuelle, il est acceptable de maintenir la circulation dans l'ancienne structure pour certaines sections soumises à des contraintes géologiques et topographiques, si ceci est justifié.

17.1.2 La réhabilitation du tunnel existant impose une enquête sur la conception, l'exécution, la maintenance, l'entretien et l'exploitation de celui-ci, en complément des éléments nécessaires mentionnés dans le chapitre 3 de la présente norme.

17.2 Conception de réhabilitation et d'élargissement/prolongement du tunnel

17.2.1 La conception de réhabilitation et d'élargissement/prolongement du tunnel existant doit se baser sur les analyses économique et technique des sujets suivants: la conception générale de l'itinéraire, les conditions de raccordement au reste de l'itinéraire, la condition géologiques, l'état du tunnel existant, l'organisation de circulation et les conditions de construction. la réutilisation du tunnel existant doit être intégrée dans la conception afin de définir la solution et les critères techniques de réhabilitation d'élargissement/prolongement du tunnel.

17.2.2 Les alignements et profils du tunnel à construire ou à élargir doivent être conçus pour se conformer aux dispositions indiquées dans la *Norme technique des Travaux routiers* (JTC B01) et le chapitre 4 de la présente norme.

17.2.3 L'élargissement d'un tunnel bitube à quatre voies à celui à six voies est suggéré de se

faire par voie d'élargissement en place.

17.2.4 L'élargissement d'un tunnel bitube à quatre voies à celui à huit voies peut être réalisé par voie d'élargissement en place ou de mise en place d'un nouveau tube sur la base de l'ancien tunnel.

17.2.5 L'élargissement d'un tunnel en double-arc bitube à quatre voies à celui bitube à six voies peut être réalisée par réserver l'ancien tunnel en double-arc en changeant son mode de circulation ; la circulation passera en mode à sens unique dans l'existant, et le nouveau tube assure la circulation du sens opposé

17.2.6 L'élargissement d'un tunnel en double-arc bitube à quatre voies à celui bitube à huit voies peut être réalisée en retenant l'ancien tunnel en double-arc et en mettant en place un nouveau tube à quatre voies ou deux nouveaux tubes à deux voies, ou en transformant l'ancien tunnel en double-arc en celui monotube à quatre voies et en mettant en place un nouveau tube à quatre voies.

17.2.7 La mise en place des dispositifs de sécurité de la circulation associées s'avère indispensable dans le cas d'un tunnel à deux tubes à sens unique.

17.2.8 L'élargissement d'un tunnel monotube à double sens à celui bitube à quatre voies peut être réalisée en mettant en place un nouveau tube à deux voies en complément de l'ancien tube.

17.2.9 Le tunnel, qui n'est plus destiné à la circulation des véhicules après son élargissement/prolongement ou réhabilitation, peut faire fonction d'une galerie de maintenance ou d'entretien ou celle de secours et d'évacuation d'urgence qui doit permettre d'assurer la stabilité de la structure de tunnel à long terme.

17.2.10 Il convient que l'élargissement du tunnel existant suive l'achèvement de l'exécution de son nouveau tube parallèle. Au cours de l'exécution du nouveau tube, il faut veiller à réduire son impact sur la structure existante, et le cas échéant, prendre des mesures de protection provisoire ou de renforcement provisoire pour l'existant.

17.2.11 La conception de réhabilitation et d'élargissement/prolongement doit consister en conceptions de la solution d'exécution et de l'organisation de circulation, pour lesquelles il est recommandé de prendre en compte une solution d'exécution sans interrompre la circulation en cours.

17.3 Élargissement//prolongement du tunnel

17.3.1 L'élargissement d'un tunnel existant doit être réalisée selon les dispositions suivantes :

- 1 Le tunnel après l'élargissement doit, quant à sa position itinéraire, rester cohérent avec l'ancien tunnel, avec un dégagement net qui doit être conçu en profitant de celui ancien dès que possible ;
- 2 La cote de conception de la chaussée dans le tunnel doit être cohérente avec celle de l'ancien ;
- 3 La position, l'écartement et la dimension sur la bande d'arrêt d'urgence et les by-pass véhicules et piétons doivent être employés aussi pleinement que possible.

17.3.2 La conception de tunnel à élargir doit inclure les études de démolition de la structure existante et de soutènement provisoire. Les calculs sur l'état de reprise des efforts de la structure et la stabilité du terrain encaissant sous de divers régimes, dont le revêtement doit être conforme aux dispositions associées dans les autres chapitres de la présente norme.

17.3.3 Le calcul de la pression du terrain encaissant du tunnel à élargir doit être mis en œuvre selon les dispositions suivantes :

- 1 Pour les sections où l'exécution de tunnel existant n'a pas créé de perturbation significative sur le terrain encaissant, autrement dit, sans déformation importante, ni effondrement de celui-ci pendant la période d'exécution, ni changement notable apparu après une certaine période d'exploitation, le calcul de la pression du terrain encaissant pour le projet d'élargissement peut être fait de même qu'un nouveau tunnel ;
- 2 Dans le cas où des effondrements ont eu lieu durant l'exécution de l'ancien tunnel, il faut déterminer la classe et la pression du terrain encaissant en fonction de la hauteur et la largeur des effondrements.

17.3.4 Il est recommandé d'effectuer un élargissement par creusement à côté unique pour le tunnel existant. La section élargie doit inclure la section de l'ancien tunnel dans sa totalité.

17.3.5 Il faut prendre des mesures techniques compensatoires lorsque l'élargissement du tunnel

provoque une vibration du tir et un impact défavorable sur la stabilité du terrain encaissant et l'effort interne de la structure du tunnel à sa proximité.

17.4 Réhabilitation du tunnel

17.4.1 Il faut réaliser une investigation globale sur l'état actuel du tunnel à réhabiliter.

17.4.2 La réhabilitation du tunnel doit être réalisée selon les dispositions suivantes :

- 1 Appliquer la *Norme technique des Travaux routiers* (JTG B01) en vigueur. En cas des contraintes techniques et économique, les normes techniques appliquées à la conception du tunnel existant resteront acceptables ;
- 2 Réutiliser la structure du génie civil existante si elle arrive à assurer la capacité de trafic et la sécurité d'exploitation. Il est déconseillée de modifier le système de drainage intégré au revêtement existant ;
- 3 La différence entre la vitesse de référence dans le tunnel et la vitesse de référence à l'entrée/sortie du tunnel ne doit pas être inférieure à 20km/h après la réhabilitation.

17.4.3 L'élargissement local doit être prévu au cas où des nouvelles bandes d'arrêt d'urgence nécessiteraient d'être mises en place dans le tunnel existant.

17.4.4 Il convient que la réhabilitation du tunnel existant suive l'achèvement de l'exécution de son nouveau tube parallèle si toutes ces deux sont prévus.

17.5 Construction d'un nouveau tube parallèle

17.5.1 La conception structurale du nouveau tube doit atteindre le même niveau du nouveau tunnel.

17.5.2 La disposition d'un nouveau tube doit permettre de limiter l'impact sur le tunnel existant.

17.5.3 La pression du terrain encaissant doit être prise en compte de même qu'un tunnel bitube avec pilier central, si le nouveau tube à mettre en place reste très proche du tunnel existant.

17.5.4 Lorsque le nouveau tube et le tunnel existant sont liés par un rameau, la cote de conception de ce nouveau doit permettre de répondre aux exigences sur la pente longitudinale dans le rameau. Et la connexion entre celle-ci et le tunnel existant doit éviter des joints de déformation et de reprise sur le revêtement du tunnel existant, avec une distance supérieure ou égale à 2m.

17.5.5 Il faut prendre en considération l'impact du creusement à explosif à réaliser au niveau du nouveau tube sur la structure du tunnel voisin existant, en fonction des exigences d'exploitation et de l'état structural pour le tunnel existant, de l'écartement entre celui-ci et le nouveau tube et de la classe du terrain encaissant.

交通运输部信息公开
浏览专用

18 Attaches, niches et équipements dans le tunnel

18.1 Dispositions générales

18.1.1 Les attaches, les niches et les équipements dans le tunnel doivent être conçus conformément aux exigences des travaux et des équipements de l'ingénierie de transport dans le tunnel et compatibles avec les parties relatives.

18.1.2 La disposition des niches et des attaches doit permettre d'assurer la stabilité et la résistance du tunnel, sans nuire à la fonction de soutènement du revêtement.

18.2 Attaches et niches

18.2.1 Les niches doivent être dimensionnées de manière à satisfaire aux exigences sur les espaces nécessaires pour l'installation et la maintenance des équipements.

18.2.2 Les niches doivent être disposées en évitant des joints de dilatation et de reprise du revêtement du tunnel, avec une distance supérieure ou égale à 1,5m.

18.2.3 La conception d'étanchement pour les niches doit être réalisée en conformité afin d'éviter l'infiltration et la fuite.

18.2.4 Les attaches destinées à la suspension et à la fixation des installations doivent être conçues en prenant en compte les exigences de résistance et de durabilité. La conception de résistance et d'anticorrosion doit suivre les dispositions ci-dessus :

- 1 La durée de service de conception pour les attaches dans le tunnel doit être identique à celle de la structure de tunnel ;

- 2 Les attaches porteuses doivent répondre aux exigences de la portance que doivent-elles posséder;
- 3 Les attaches destinée au ventilateur suspendu doivent être résistantes à une charge supérieure ou égale à 15 fois de son poids mort.

18.2.5 Les tuyaux fixés au sein du revêtement doivent être situés au milieu du profil de celui-ci. La paroi extérieure des tuyaux doit être au moins à 100mm de l'intrados ou l'extrados du revêtement.

18.2.6 En présence du câblage de courant fort, des aciers plats de mise à la terre doivent être attachés conformément aux exigences électriques, dont les exigences concrètes sont à définir par l'ingénieur électrique.

18.3 Caniveaux de câble

18.3.1 Les caniveaux de câble, à disposer selon les besoins en matière d'électromécanique et de protection contre l'incendie, peuvent être situés sous la piste d'entretien à deux côtés du tunnel.

18.3.2 Les caniveaux à câble doivent, quant à son type de profil et à sa dimension, être dimensionnés selon les besoins de la disposition des câbles et des conduits d'incendie dans le tunnel, de manière à faciliter leur pose et maintenance.

18.3.3 Le couvercle du caniveau de câble doit permettre de porter la charge des piétons. Le couvercle doit être doté de crochets, de plaques de visite ou de fentes de visite. Le haut du couvercle doit être au même niveau que celui de la bordure.

18.3.4 La paroi extérieure du caniveau de câble doit être en béton armé, tout en permettant d'assurer que les dispositifs situés à l'intérieur du tuyau ne sont pas dégradés après un choc par des véhicules.

18.3.5 Le caniveau de câble doit permettre le drainage par gravité.

Annexe A

Dispositions relatives à la classification des terrains encaissants

A.0.1 L'indice quantitatif de dureté des roches s'exprime par résistance à la compression saturée uniaxiale des roches (R_c). Normalement, il convient de prendre la valeur mesurée de R_c ; à défaut de cette dernière, il est recommandé de prendre la valeur de conversion de l'indice de résistance sous charge ponctuelle des roches ($I_{S(50)}$) réellement mesurée. Le calcul est réalisé en utilisant la formule (A.0.1) :

$$R_c = 22.82 I_{S(50)}^{0.75} \quad (\text{A.0.1})$$

A.0.2 L'indice quantitatif d'intégrité du massif rocheux s'exprime par facteur d'intégrité du massif rocheux (K_v). Il faut respecter les spécifications ci-dessous :

- 1 Pour K_v , il convient de prendre la valeur détectée par onde élastique; à défaut de la valeur détectée, il est recommandé de déterminer la valeur K_v en raison de la correspondance entre la somme volumétrique de joints du massif rocheux (J_v) et K_v indiquée dans le tableau A.0.2.

Tableau A.0.2 Tableau comparatif de J_v et K_v

J_v (joint/m ³)	< 3	3 à 10	10 à 20	20 à 35	≥ 35
K_v	> 0,75	0,75 à 0,55	0,55 à 0,35	0,35 à 0,15	≤ 0,15

- 2 Méthodes de test et de calcul du facteur d'intégrité du massif rocheux K_v : pour les groupes/sections de roches différentes en géologies ou lithologies, il faut choisir les points et les sections représentatifs pour tester la vitesse de l'onde longitudinale élastique des massifs rocheux. En principe, il faut prélever les échantillons sur le même massif rocheux

pour tester la vitesse de l'onde longitudinale des roches et faire le calcul en utilisant la formule (A. 0. 2-1) :

$$K_v = (V_{pm}/V_{pr})^2 \quad (\text{A. 0. 2-1})$$

Dans laquelle :

- v_{pm} — vitesse de l'onde longitudinale élastique du massif rocheux (km/s) ;
- v_{pr} — vitesse de l'onde longitudinale élastique des roches (km/s).

3 Méthodes de test et de calcul de la somme volumétrique de joints du massif rocheux J_v (joint/m³) : pour les groupes/sections de roches différentes en géologies ou lithologies, il faut compter les joints (plans structuraux) dans les affleurements ou les sections creusées représentatifs. À part la famille des joints, il faut compter aussi les joints isolés dont la longueur d'extension est supérieure à 1m. Les joints, qui sont remplis par les matières siliceuses, ferrugineuses, calcareuses et sont recimentés, peuvent être exclus de la statistique. La surface statistique de chaque point de mesure doit être supérieure ou égale à $2 \times 5\text{m}^2$. La valeur J_v doit être calculée selon le résultat de statistique des joints en utilisant la formule (A. 0. 2-2) :

$$J_v = S_1 + S_2 + \dots + S_n + S_k \quad (\text{A. 0. 2-2})$$

Dans laquelle :

- S_n — le nombre de joints par mètre de ligne de mesure du groupe de joints n ;
- S_k — le nombre de famille de dislocations par mètre cube du massif rocheux (joint/m²).

A. 0. 3 Pour les éléments fondamentaux influant sur la qualité fondamentale du massif rocheux, les facteurs de correction K_1, K_2, K_3 sont respectivement déterminés selon les tableaux A. 0. 3-1, A. 0. 3-2 et A. 0. 3-3. Aux cas non indiqués dans les tableaux, les facteurs de correction sont pris égaux à zéro.

Tableau A. 0. 3-1 Facteur de correction de l'influence des eaux souterraines K_1

État de sortie d'eau souterraine	Indice de qualité fondamentale du massif rocheux			
	>550	550 à 451	350 à 251	<250
Humide ou goutte d'eau, $p \leq 0,1$ ou $Q \leq 25$	0	0	0,2 à 0,3	0,4 à 0,6
Eau éjectée ou eau écoulée jaillissante, $0,1 < p \leq 0,5$ ou $25 < Q \leq 125$	0 à 0,1	0,1 à 0,2	0,4 à 0,6	0,7 à 0,9
Eau éjectée ou eau écoulée jaillissante, $p > 0,5$ ou $Q > 125$	0,1 à 0,2	0,2 à 0,3	0,7 à 0,9	1,0

Nota: dans les mêmes conditions des eaux souterraines, plus l'indice de qualité fondamentale du massif rocheux est petit, plus la valeur du facteur de correction K_1 est grande; pour le même massif rocheux, plus le débit d'eau souterraine et la pression d'eau sont grandes, plus la valeur du facteur de correction K_1 est grande.

Tableau A.0.3-2 Facteur de correction de l'influence de l'occurrence du plan structural de faiblesse principal K_2

Occurrence du plan structural de faiblesse et combinaison du plan structural de faiblesse et axe du tunnel	Angle entre la direction du plan structural de faiblesse et l'axe du tunnel $< 30^\circ$, angle d'inclinaison du plan structural de faiblesse 30° à 75°	Angle entre la direction du plan structural de faiblesse et l'axe du tunnel $> 60^\circ$, angle d'inclinaison du plan structural de faiblesse $> 75^\circ$	Autres combinaisons
K_2	0,4 à 0,6	0 à 0,2	0,2 à 0,4

Nota: 1. Normalement, plus l'angle entre le plan structural et l'axe du tunnel est grand et plus l'angle d'inclinaison du plan structural de faiblesse est grand, plus la valeur du facteur de correction K_2 est petite; plus l'angle entre le plan structural et l'axe du tunnel est petit et plus l'angle d'inclinaison du plan structural de faiblesse est petit, plus la valeur du facteur de correction K_2 est grande;

2. Le présent tableau est applicable spécialement au cas où il existerait un groupe de plans structuraux de contrôle; il n'est pas applicable quand il existe deux ou plus de deux groupes de plans structuraux de contrôle.

Tableau A.0.3-3 Facteur de correction de l'influence des contraintes initiales K_3

État de contraintes initiales	Indice de qualité du massif rocheux				
	> 550	550 à 451	450 à 351	350 à 251	≤ 250
Zone de contrainte extrêmement haute	1,0	1,0	1,0 à 1,5	1,0 à 1,5	1,0
Zone de contrainte haute	0,5	0,5	0,5	0,5 à 1,0	0,5 à 1,0

Nota: 1. Plus la valeur de BQ est petite, plus la valeur du facteur de correction K_3 est grande.

2. Les états de contraintes initiales (contrainte extrêmement haute et contrainte haute) des terrains encaissants seront évalués selon le tableau A.0.4 de l'annexe A.

A.0.4 Il est possible d'évaluer les contraintes des terrains encaissants selon le tableau A.0.4. et en considérant les phénomènes principaux au cours du forage et du creusement des massifs rocheux (terrains encaissants), par exemple, le phénomène de Rock Core Discing ou l'éclatement des roches.

Tableau A.0.4 Phénomènes principaux au cours du creusement des terrains encaissants dans la zone de contraintes initiales extrêmement hautes

État de contraintes	Phénomènes principaux	R_c / σ_{\max}
Contraintes extrêmement hautes	<p>1. Roches dures; au cours du creusement, l'éclatement des roches se produit, les blocs rocheux s'éjectent, les massifs rocheux sur les parois se détachent, de nombreuses fractures holocènes se produisent, donc la condition est défavorable pour former un tunnel;</p> <p>2. Roches tendres; il existe souvent le phénomène de Rock Core Discing, au cours du creusement, les massifs rocheux sur les parois se détachent avec un déplacement considérable, même très grand, sur une longue durée, donc, il est difficile de former un tunnel.</p>	< 4

suite

État de contraintes	Phénomènes principaux	R_c/σ_{max}
Contraintes hautes	<p>1. Roches dures; au cours du creusement, il est probable que l'éclatement des roches se produit, les massifs rocheux sur les parois se détachent et se tombent, des fractures holocènes assez nombreuses se produisent, donc la condition est défavorable pour former un tunnel;</p> <p>2. Roches tendres; il existe de temps en temps du phénomène de Rock Core Discing, au cours du creusement, les massifs rocheux sur les parois se déplacent considérablement, sur une longue durée, donc, la condition est défavorable pour former un tunnel.</p>	4 à 7

Nota: σ_{max} est la contrainte initiale la plus grande dans la direction perpendiculaire à l'axe du tunnel.

A.0.5 La classification qualitative de la dureté des roches doit être réalisée conformément aux spécifications ci-dessous :

- 1 La classification qualitative de la dureté des roches peut être réalisée selon le tableau A.0.5-1.

Tableau A.0.5-1 Classification qualitative de la dureté des roches

Désignation		Identification qualitative	Roches représentatives
Roches dures	Roches dures	Le son de frappe est clair, avec un rebond choquant, il est difficile à briser; après l'immersion dans l'eau, pas de l'absorption d'eau	Les roches saines et faiblement altérées, telles que le granite, la syénite, la diorite, la diabase, le basalte, l'andésite, le gneiss, le schiste quartzifère, l'ardoise siliceuse et le quartzite, ainsi que le conglomérat à cimentation siliceuse, le grès quartzeux et le calcaire siliceux, etc.
	Roches assez dures	Le son de frappe est assez clair, avec un faible rebond un peu choquant, il est assez difficile à briser; après l'immersion dans l'eau, il y a une légère absorption d'eau	<ol style="list-style-type: none"> 1 Les roches dures modérément altérées; 2 Les roches saines et faiblement altérées, tels que le tuf volcanique, le marbre, l'ardoise, la dolomie et le calcaire, ainsi que le sable de schiste à la cimentation calcaireuse, etc.
Roches tendres	Roches assez tendres	Le son de frappe n'est pas clair, sans rebond, il est assez facile à briser; après l'immersion dans l'eau, il est possible de graver des traces avec l'ongle.	<ol style="list-style-type: none"> 1 Les roches dures très altérées; 2 Les roches assez dures modérément altérées; 3 Les roches saines et faiblement altérées, tels que le tuf, la phyllite, la mudstone sableuse, la mame, le grès argileux, la siltite et le schiste, etc.
	Roches tendres	Le son de frappe est muet, sans rebond, avec les bosselures, il est facile à briser; après l'immersion dans l'eau, il est possible de le rompre avec les mains.	<ol style="list-style-type: none"> 1 Les roches dures très altérées; 2 Les roches assez dures modérément altérées et très altérées; 3 Les roches assez tendres modérément altérées; 4 Les roches saines, tels que la mudstone, le schiste argileux, le schiste chlorite et le séricitoschiste, etc.
	Roches extrêmement tendres	Le son de frappe est muet, sans rebond, avec les bosselures assez profondes, il est possible de le briser par les mains; après l'immersion dans l'eau, il est possible de le modeler en pâte.	<ol style="list-style-type: none"> 1 Les divers types de roche complètement altérée; 2 Les roches tendres très altérées; 3 Les divers types de roche hypabyssale.

- 2 Les degrés d'altération des roches peuvent être déterminés selon le tableau A. 0. 5-2. Lorsque le rapport entre la vitesse des ondes de cisaillement k_v , le coefficient d'altération k_f et les caractéristiques en plein air ne sont pas conformes aux descriptions du tableau, il convient de déterminer synthétiquement les degrés d'altération des roches.

Tableau A. 0. 5-2 Classification des degrés d'altération des roches

Désignation	Caractéristiques en plein air	Indices de référence pour les degrés d'altération	
		Rapport entre la vitesse des ondes de cisaillement k_v	Coefficient d'altération k_f
Roche saine	Les structures de roches restent inchangées, les roches sont fraîches.	0,9 à 1,0	0,9 à 1,0
Roche faiblement altérée	Les structures de roches, les composants et les coloris des matières minérales sont essentiellement inchangés; certains plans de fissures sont colorés ou légèrement décolorés par les matières en fer- manganèse.	0,8 à 0,9	0,8 à 0,9
Roche modérément altérée	La plupart des structures de roches sont endommagées; les composants et les coloris des matières minérales sont évidemment changés; le feldspath, le mica et les matières en fer-manganèse sont altérés.	0,6 à 0,8	0,4 à 0,8
Roche très altérée	La plupart des structures de roches sont endommagées; les composants et les coloris des matières minérales sont évidemment changés; le feldspath, le mica et les matières en fer manganèse sont altérés.	0,4 à 0,6	<0,4
Roche complètement altérée	Les structures de roches sont complètement endommagées; les roches sont désagrégées et décomposées en sol ou sable meuble; les matières minérales sont décolorées, les coloris sont disparus ; à l'exception de grain quartzuse, la plupart de minéral sont altérés en minéral secondaire.	0,2 à 0,4	—

Nota;1. Le rapport entre la vitesse des ondes de cisaillement k_v est le rapport entre la vitesse de l'onde longitudinale élastique des roches altérées et la vitesse de l'onde longitudinale élastique des roches fraîches.

2. Le coefficient d'altération k_f est le ratio entre la résistance à la compression saturée uniaxiale des roches altérées et celle des roches fraîches.

- 3 Les degrés de développement des joints des massifs rocheux peuvent être classés selon le tableau A. 0. 5-3.

Tableau A. 0. 5-3 Classification des degrés de développement des joints des massifs rocheux

Intervalle entre les joints d (mm)	$d > 400$	$200 < d \leq 400$	$20 < d \leq 200$	$d \leq 20$
Degré de développement des joints	Non développé	Développé	Très développé	Extrêmement développé

- 4 La relation entre R_c et la classification qualitative de la dureté des roches peut être déterminée selon le tableau A.0.5-4.

Tableau A.0.5-4 Relation entre R_c et la classification qualitative de la dureté des roches

R_c (MPa)	> 60	60 à 30	30 à 15	15 à 5	< 5
Résistance	Roches dures	Roches assez dures	Roches assez tendres	Roches tendres	Roches extrêmement tendres

A.0.6 La classification qualitative d'intégrité du massif rocheux doit être réalisée conformément aux spécifications ci-dessous :

- 1 La classification qualitative d'intégrité du massif rocheux peut être réalisée selon le tableau A.0.6-1.

Tableau A.0.6-1 Classification qualitative d'intégrité du massif rocheux

Désignation	Développement du plan structural de faiblesse		Intégrité du plan structural de faiblesse principal	Type de plan structural principal	Type de structure correspondant
	Nombre de groupe	Intervalle moyenne (m)			
Intégré	1 à 2	> 1,0	Bon ou normal	Joint, fissure, plan de stratification	Structure monolithique ou à couche très épaisse
Assez intégré	1 à 2	> 1,0	Faible	Joint, fissure, plan de stratification	Structure en bloc ou à couche épaisse
	2 à 3	1,0 à 0,4	Bon ou normal		Structure en bloc
Assez fracturé	2 à 3	1,0 à 0,4	Faible	Joint, fissure, plan de stratification, petite faille	Structure en bloc faillé ou à couche moyennement épaisse
	≥ 3	0,2 à 0,4	Bon		Structure cataclastique en mosaïque
			Normal		Structure à couche moyennement et faiblement épaisse
Fracturé	≥ 3	0,2 à 0,4	Faible	Divers types de plan structural	Structure en bloc faillé
		$\leq 0,2$	Normal ou faible		Structure cataclastique
Extrêmement fracturé	Sans ordre		Très faible		Structure détachée

Nota: l'intervalle moyen est la valeur moyenne des intervalles entre les plans structuraux principaux (1 à 2 groupes).

- 2 Les intégrités du plan structural de faiblesse peuvent être classés selon le tableau A.0.6-2.

Tableau A. 0. 6-2 Classification d'intégrité du plan structural de faiblesse

Intégrité	Caractéristiques du plan structural de faiblesse
Bon	L'ouverture est inférieure à 1mm, avec la cimentation siliceuse, ferrugineuse ou calcaireuse; ou le plan structural est rugueux, sans bourrage; L'ouverture est de 1 à 3mm, avec la cimentation siliceuse ou ferrugineuse ; L'ouverture est supérieure à 3mm, le plan structural est rugueux, avec la cimentation siliceuse.
Normal	L'ouverture est inférieure à 1mm, le plan structural est droit et plat, avec la cimentation siliceuse et argileuse ou sans bourrage; L'ouverture est de 1 à 3mm, avec la cimentation calcaireuse; L'ouverture est supérieure à 3mm, le plan structural est rugueux, avec la cimentation ferrugineuse ou calcaireuse.
Faible	L'ouverture est de 1 à 3mm, le plan structural est droit et plat, avec la cimentation argileuse ou siliceuse; L'ouverture est supérieure à 3mm, avec la cimentation argileuse ou la cimentation de détrit.
Très faible	Il est rempli par les matières argileuses ou les matières argileuses mélangées avec les détrit, l'épaisseur du remplissage est supérieure à la différence de fluctuation.

3 La classification des épaisseurs des couches de roche peut être déterminée selon le tableau A. 0. 6-3.

Tableau A. 0. 6-3 Classification des épaisseurs des couches de roche

Épaisseur de la couche simple h (m)	$h > 1,0$	$0,5 < h \leq 1,0$	$0,1 < h \leq 0,5$	$h \leq 0,1$
Classification des épaisseurs des couches de roche	Couche très épaisse	Couche épaisse	Couche moyennement épaisse	Couche faiblement épaisse

4 La relation entre K_v et l'intégrité du massif rocheux classifiées qualitativement peut être déterminée selon le tableau A. 0. 6-4.

Tableau A. 0. 6-4 Relation entre K_v et l'intégrité du massif rocheux classifiées qualitativement

K_v	$> 0,75$	$0,75 \text{ à } 0,55$	$0,55 \text{ à } 0,35$	$0,35 \text{ à } 0,15$	$< 0,15$
Intégrité	Intégré	Assez intégré	Assez fracturé	Fracturé	Extrêmement fracturé

A.0.7 Il faut effectuer les essais de laboratoire ou les essais sur site pour obtenir les paramètres physiques et mécaniques ainsi que les résistances au cisaillement du plan structural de faiblesse des roches encaissantes de différentes classes. À défaut de données réellement mesurées, il est

recommandé de choisir les valeurs en fonction des tableaux ci-dessous :

- Il est recommandé de choisir les paramètres physiques et mécaniques des roches encaissantes de différentes classes selon le tableau A. 0. 7-1.

Tableau A.0.7-1 Paramètres physiques et mécaniques des roches encaissantes de différentes classes

Classe du terrain encaissant	Poids volumique γ (kN/m ³)	Coefficient de résistance élastique k (MPa/m)	Module de déformation E (GPa)	Coefficient de Poisson μ	Angle de frottement interne φ (°)	Cohésion c (MPa)	Angle de frottement de calcul φ_c (°)
I	> 26,5	1800 à 2800	> 33	< 0,2	> 60	> 2,1	> 78
II		1200 à 1800	20 à 33	0,2 à 0,25	50 à 60	1,5 à 2,1	70 à 78
III	26,5 à 24,5	500 à 1200	6 à 20	0,25 à 0,3	39 à 50	0,7 à 1,5	60 à 70
IV	24,5 à 22,5	200 à 500	1,3 à 6	0,3 à 0,35	27 à 39	0,2 à 0,7	50 à 60
V	17 à 22,5	100 à 200	< 1,3	0,35 à 0,45	20 à 27	0,05 à 0,2	40 à 50
VI	15 à 17	< 100	< 1	0,4 à 0,5	< 20	< 0,2	30 à 40

Nota:1. Les valeurs dans le présent tableau ne concernent pas les strates en loess.

2. Au cas où l'angle de frottement de calcul serait pris en charge, l'angle de frottement interne et la cohésion ne sont plus pris en compte.

- Il est recommandé de choisir les paramètres de résistance crête à la rupture par cisaillement du plan structural de faiblesse des massifs rocheux selon le tableau A. 0. 7-2.

Tableau A.0.7-2 Paramètres de résistance de point à la rupture par cisaillement du plan structural de faiblesse des massifs rocheux

N°	Résistance et intégrité du plan structural de faiblesse des massifs rocheux de deux côtés	Angle de frottement interne φ (°)	Cohésion c (MPa)
1	Roches dures, avec une bonne intégration	> 37	> 0,22
2	Roches dures et assez dures, avec une intégration normale; Roches assez tendre, avec une bonne intégration	37 à 29	0,22 à 0,12
3	Roches dures et assez dures, avec une faible intégration; Roches assez tendres et tendres, avec une intégration normale	29 à 19	0,12 à 0,08
4	Roches assez dures et assez tendres, avec une intégration faible et très faible; Roches tendres avec une faible intégration; surface bouillante des roches tendres.	19 à 13	0,08 à 0,05
5	Roches assez dures et toutes les roches tendres avec une faible intégration; La couche bouillante des roches tendres.	< 13	< 0,05

- 3 Il est recommandé de choisir les paramètres physiques et mécaniques des sols encaissants de différentes classes selon le tableau A.0.7-3.

Tableau A.0.7-3 Paramètres physiques et mécaniques des sols encaissants de différentes classes

Classe du terrain encaissant	Catégorie du massif de sol	Poids volumique (kN/m ³)	Coefficient de résistance élastique k (MPa/m)	Module de déformation E (GPa)	Coefficient de Poisson μ	Angle de frottement interne φ (°)	Cohésion c (MPa)
IV	Sol argileux	20 à 30	200 à 300	0,030 à 0,045	0,25 à 0,33	30 à 45	0,060 à 0,250
	Sol sableux	18 à 19		0,024 à 0,030	0,29 à 0,31	33 à 40	0,012 à 0,024
	Grave	22 à 24		0,050 à 0,075	0,15 à 0,30	43 à 50	0,019 à 0,030
V	Sol argileux	16 à 18	100 à 200	0,005 à 0,030	0,33 à 0,43	15 à 30	0,015 à 0,060
	Sol sableux	15 à 18		0,003 à 0,024	0,31 à 0,36	25 à 33	0,003 à 0,012
	Grave	17 à 22		0,010 à 0,050	0,20 à 0,35	30 à 43	<0,019
VI	Sol argileux	14 à 16	<100	<0,005	0,43 à 0,50	<15	<0,015
	Sol sableux	14 à 15		0,003 à 0,005	0,36 à 0,42	10 à 25	<0,003

交通运输部
 浏览专用

Annexe B

Schémas du dégagement de construction et du gabarit du tunnel

B.0.1 Le dégagement de construction et le gabarit du tunnel routier de quatrième classe à deux voies sont indiqués dans la figure B.0.1-1 et la figure B.0.1-2.

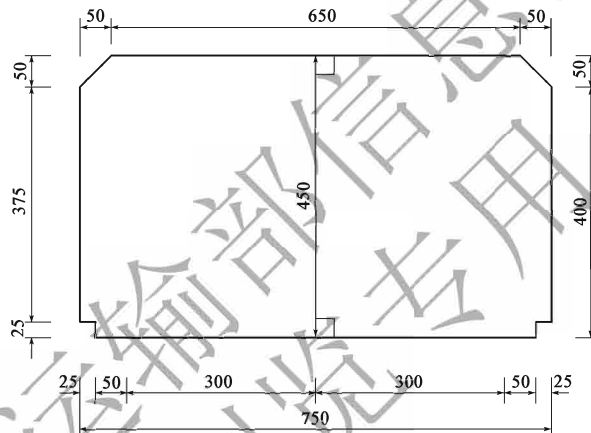


Figure B.0.1-1 Dégagement de construction du tunnel routier de quatrième classe à deux voies (20km/h) (unité : cm)

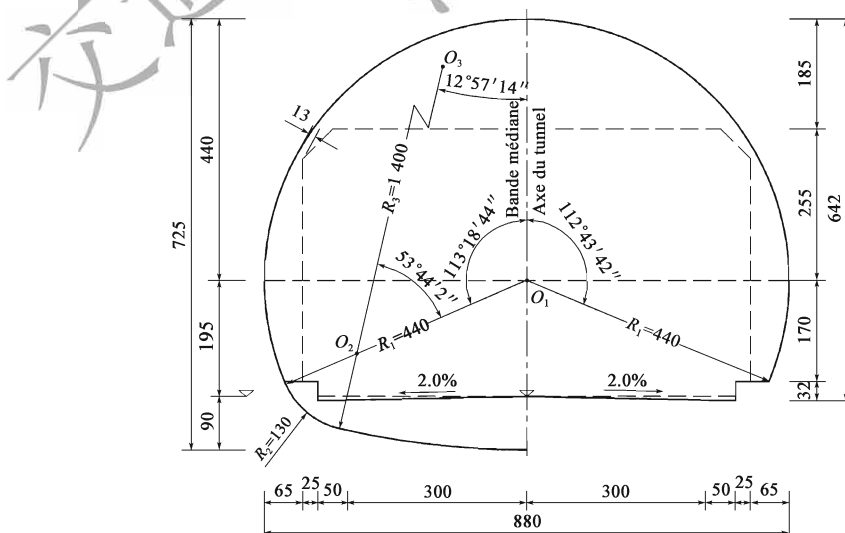


Figure B.0.1-2 Gabarit du tunnel routier de quatrième classe à deux voies (20km/h) (unité : cm)

B.0.2 Le dégagement de construction et le gabarit du tunnel routier de troisième classe à deux voies sont indiqués dans la figure B.0.2-1 et la figure B.0.2-2.

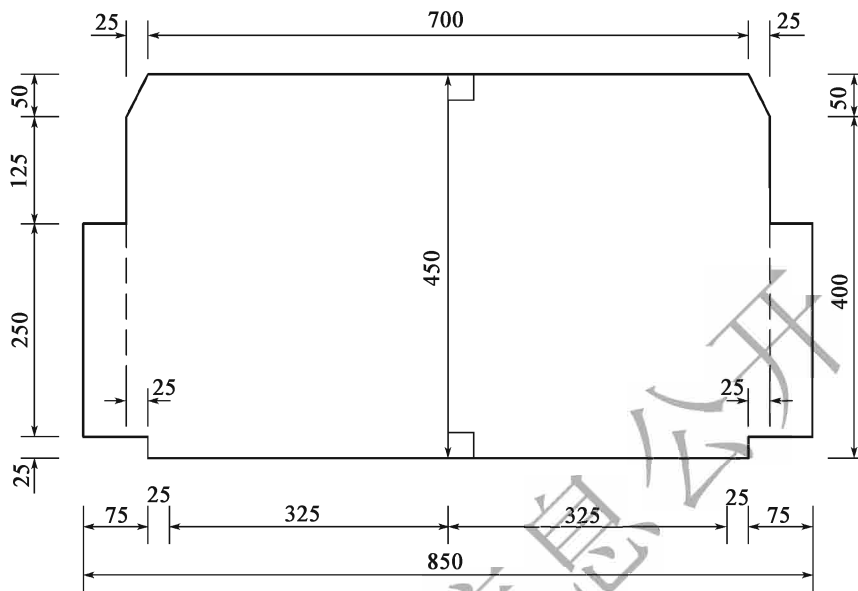


Figure B.0.2-1 Dégagement de construction du tunnel routier de troisième classe à deux voies (30km/h) (unité :cm)

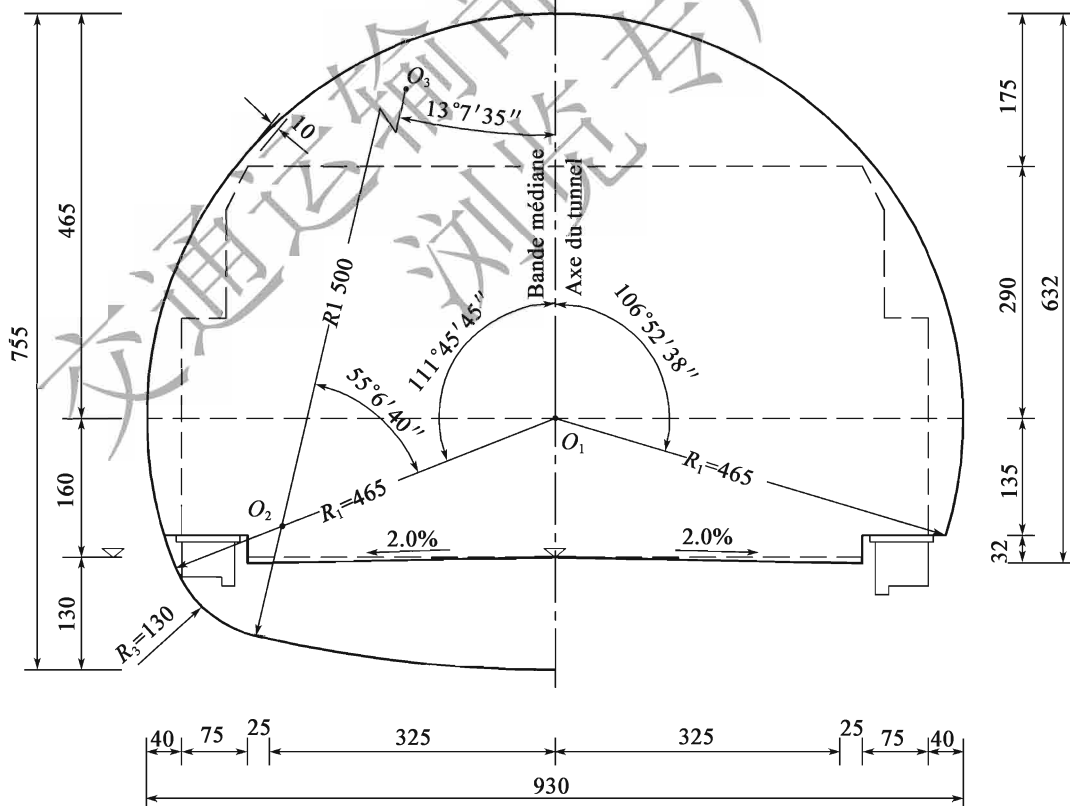


Figure B.0.2-2 Gabarit du tunnel routier de troisième classe à deux voies (30km/h) (unité :cm)

B.0.3 Le dégagement de construction et le gabarit du tunnel routier de troisième classe à deux voies sont indiqués dans la figure B.0.3-1 et la figure B.0.3-2.

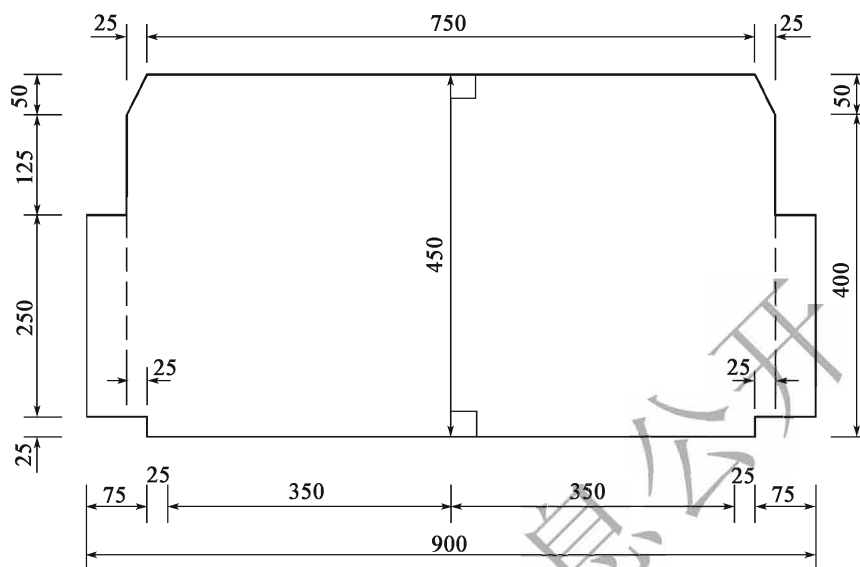


Figure B.0.3-1 Dégagement de construction du tunnel routier de troisième classe à deux voies (40km/h) (unité:cm)

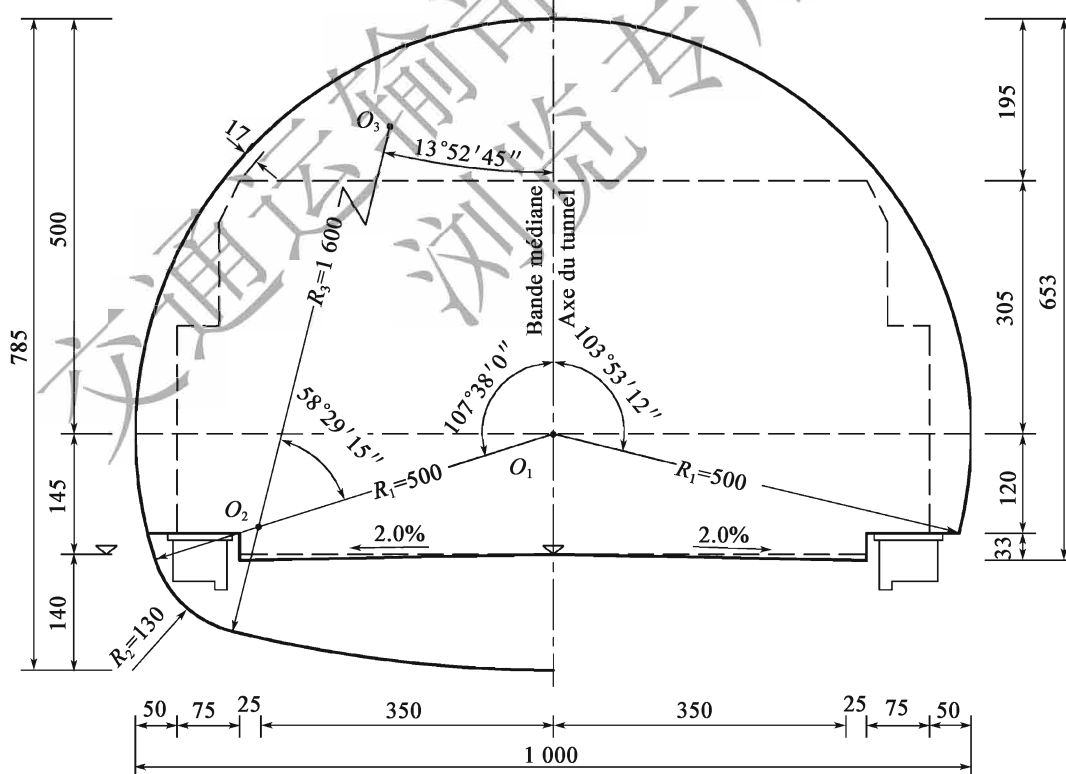


Figure B.0.3-2 Gabarit du tunnel routier de troisième classe à deux voies (40km/h) (unité:cm)

B.0.4 Le dégagement de construction et le gabarit du tunnel routier de deuxième classe à deux voies(60km/h) sont indiqués dans la figure B.0.4-1 et la figure B.0.4-2.

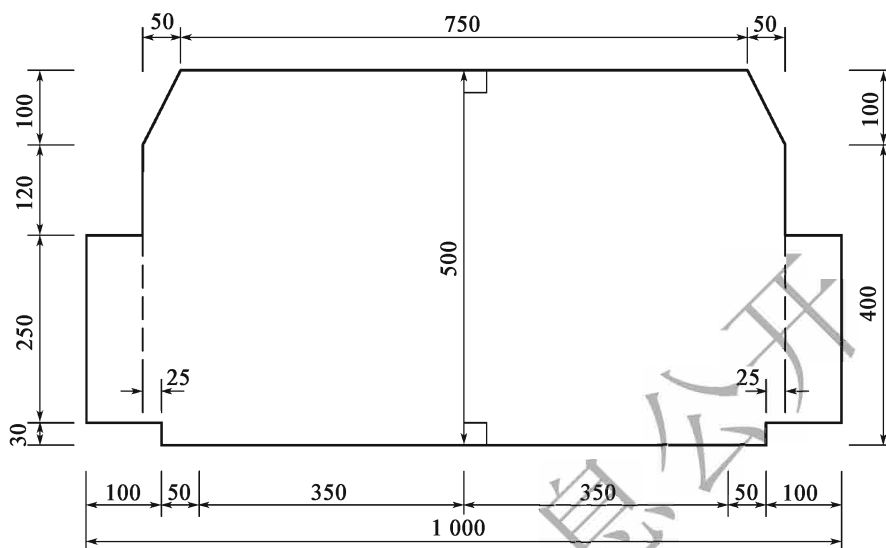


Figure B.0.4-1 Dégagement de construction du tunnel routier de deuxième classe à deux voies (60km/h) (unité:cm)

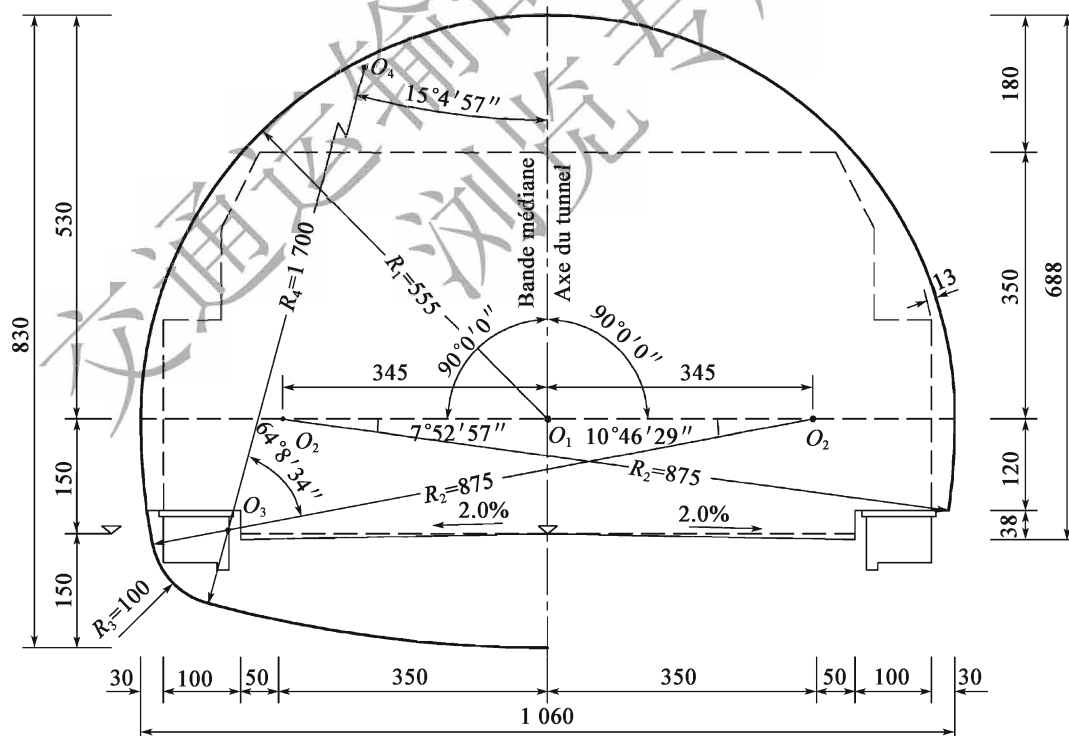


Figure B.0.4-2 Gabarit du tunnel routier de deuxième classe à deux voies(60km/h) (unité:cm)

B.0.5 Le dégagement de construction et le gabarit du tunnel routier de deuxième classe à deux voies(80km/h) sont indiqués dans la figure B.0.5-1 et la figure B.0.5-2.

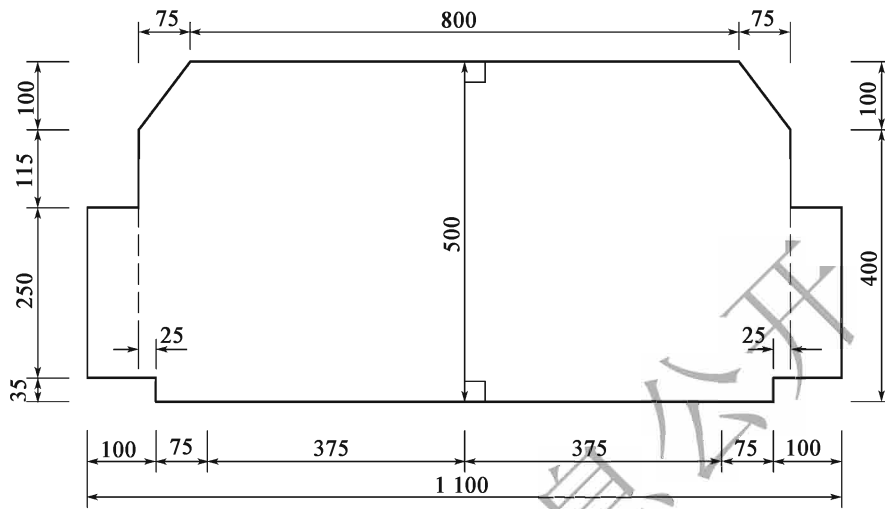


Figure B.0.5-1 Dégagement de construction du tunnel routier de deuxième classe à deux voies(80km/h) (unité:cm)

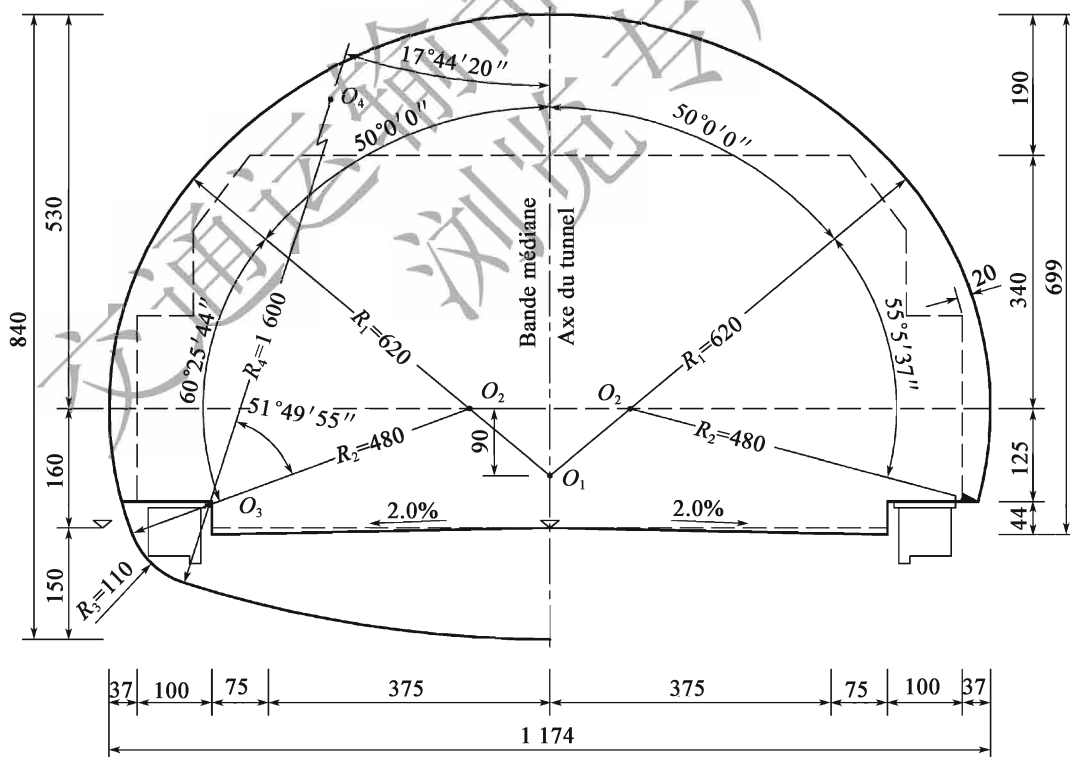


Figure B.0.5-2 Gabarit du tunnel routier de deuxième classe à deux voies(80km/h) (unité:cm)

B.0.6 Le dégagement de construction et le gabarit du tunnel routier de première classe à deux voies(60km/h) sont indiqués dans la figure B.0.6-1 et la figure B.0.6-2.

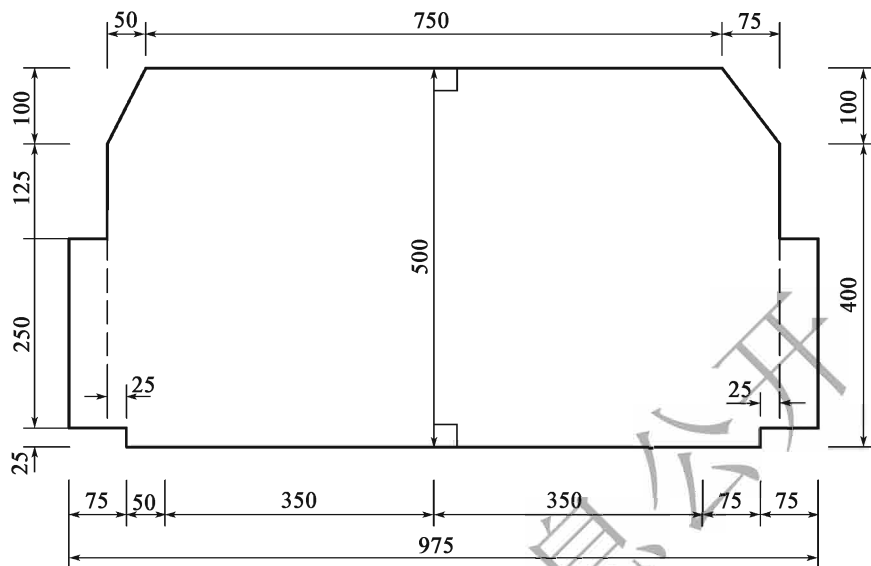


Figure B.0.6-1 Dégagement de construction du tunnel routier de première classe à deux voies(60km/h) (unité:cm)

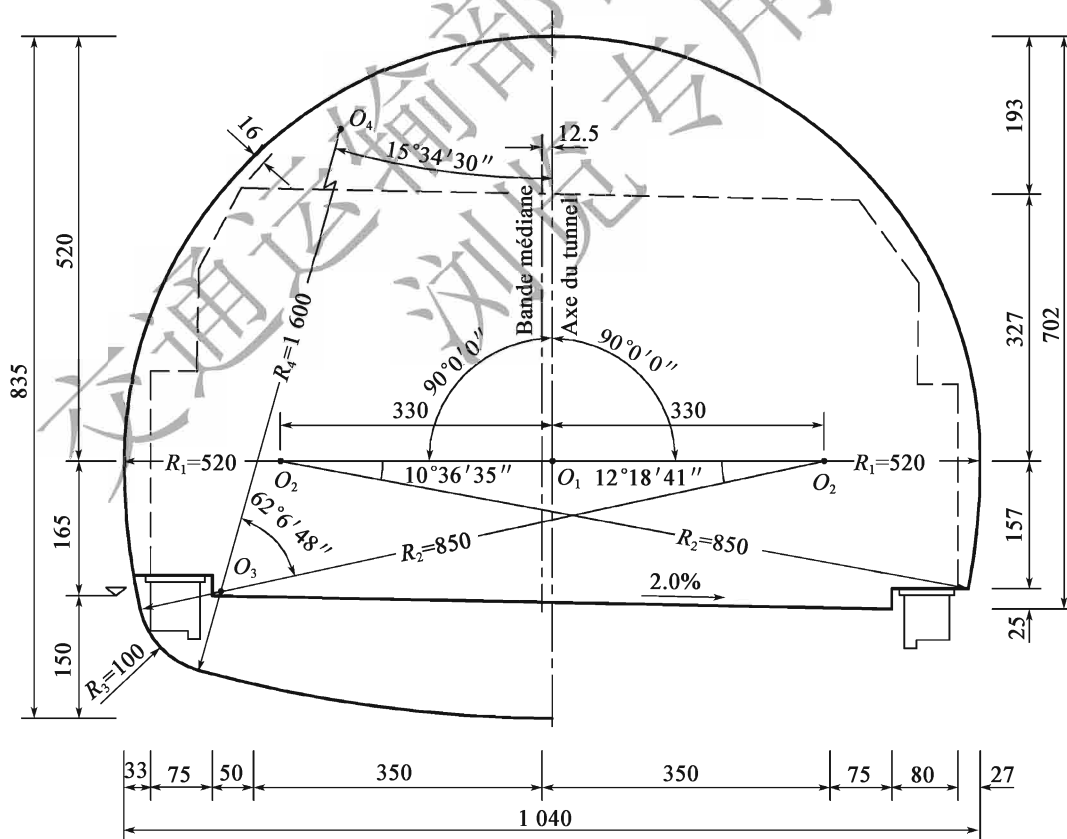


Figure B.0.6-2 Gabarit du tunnel routier de première classe à deux voies(60km/h) (unité:cm)

B.0.7 Le dégagement de construction et le gabarit du tunnel autoroutier et du tunnel routier de première classe à deux voies(80km/h) sont indiqués dans la figure B.0.7-1 et la figure B.0.7-2.

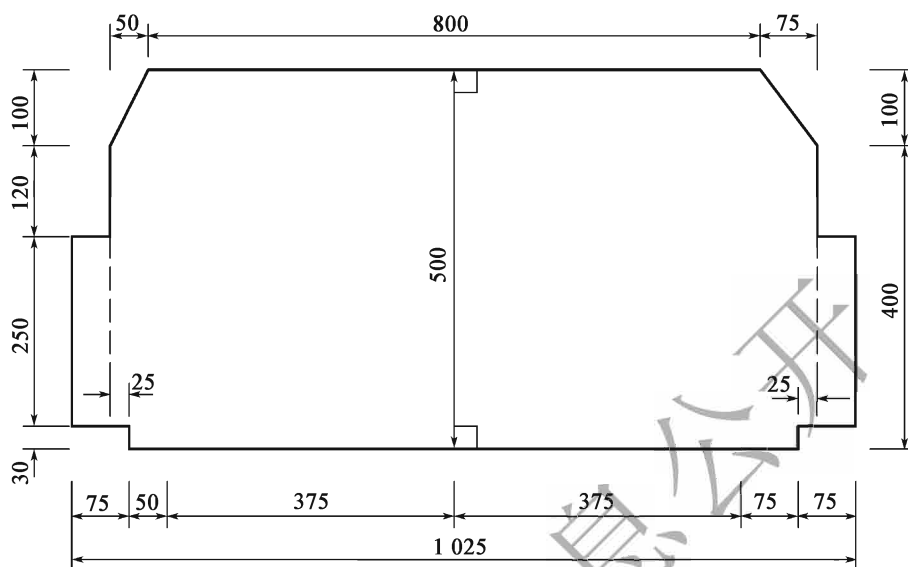


Figure B.0.7-1 Dégagement de construction du tunnel autoroutier et du tunnel routier de première classe à deux voies(80km/h) (unité:cm)

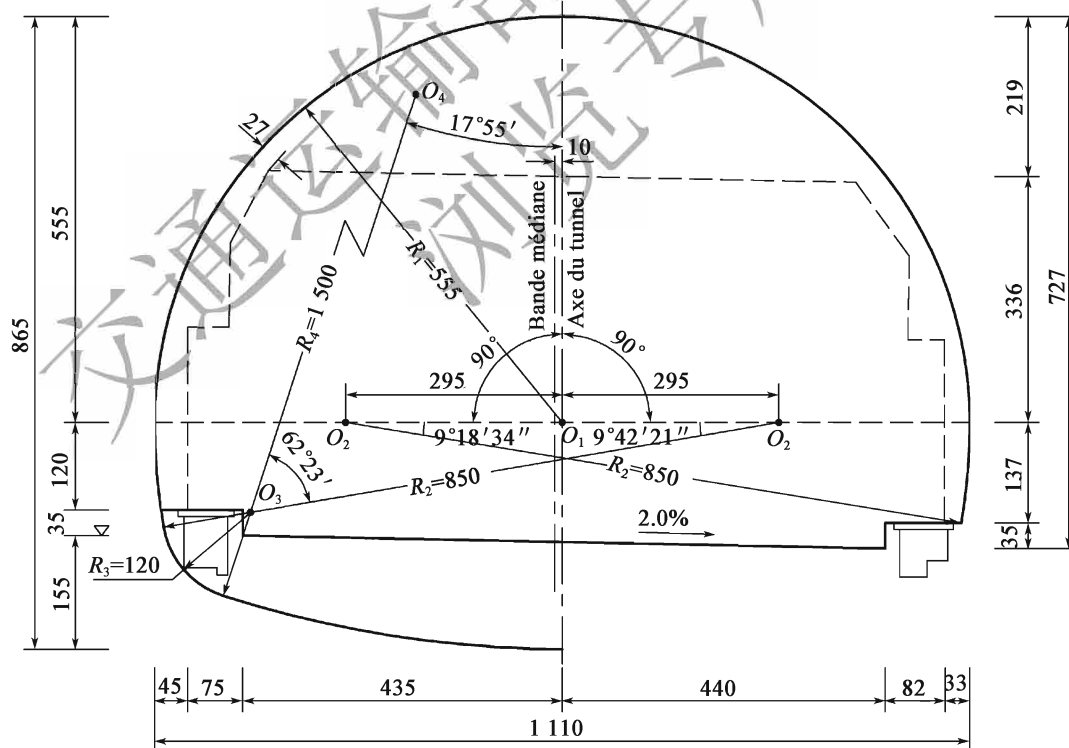


Figure B.0.7-2 Gabarit du tunnel autoroutier et du tunnel routier de première classe à deux voies(80km/h) (unité:cm)

B.0.8 Le dégagement de construction et le gabarit du tunnel autoroutier et du tunnel routier de première classe à deux voies(100km/h) sont indiqués dans la figure B.0.8-1 et la figure B.0.8-2.

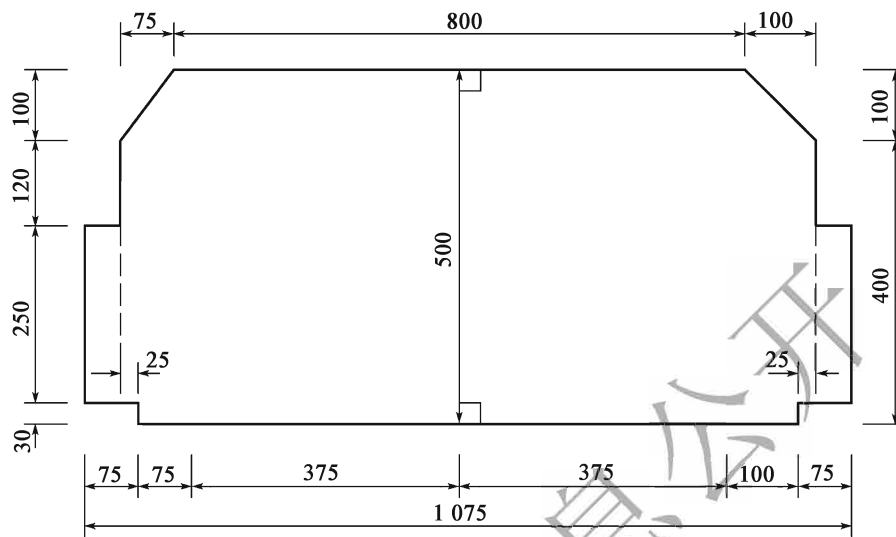


Figure B.0.8-1 Dégagement de construction du tunnel autoroutier et du tunnel routier de première classe à deux voies(100km/h) (unité:cm)

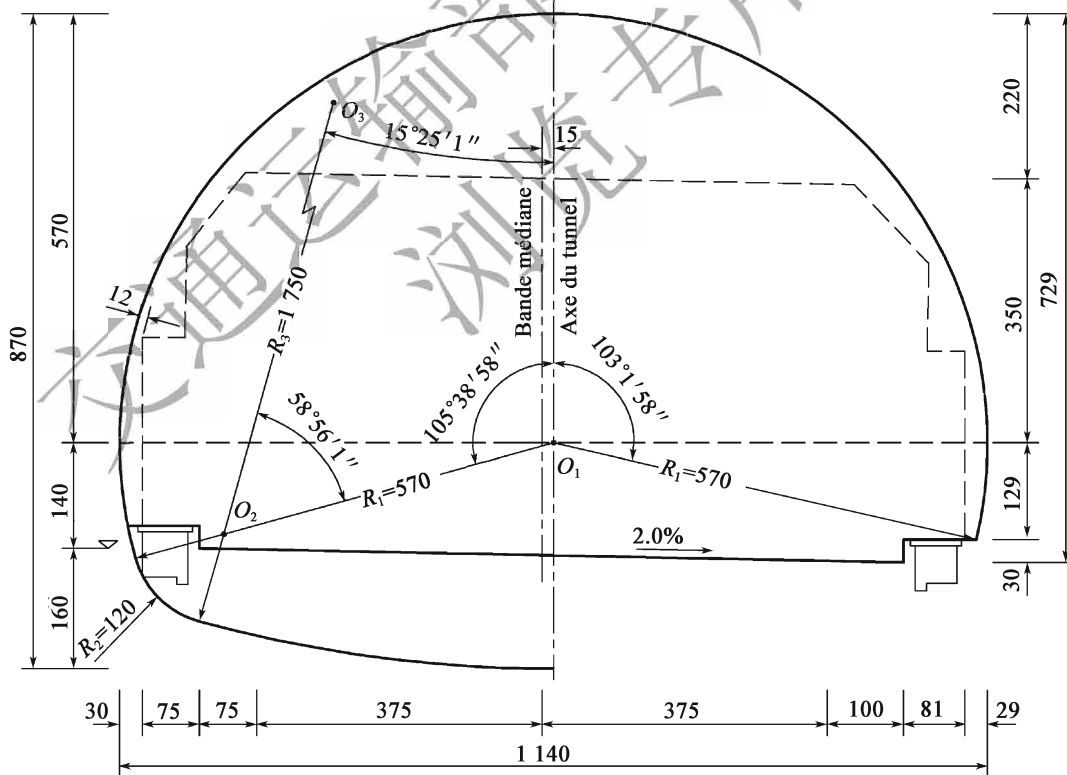


Figure B.0.8-2 Gabarit du tunnel autoroutier et du tunnel routier de première classe à deux voies(100km/h) (unité:cm)

B.0.9 Le dégagement de construction et le gabarit du tunnel autoroutier et du tunnel routier de première classe à deux voies (120km/h) sont indiqués dans la figure B.0.9-1 et la figure B.0.9-2.

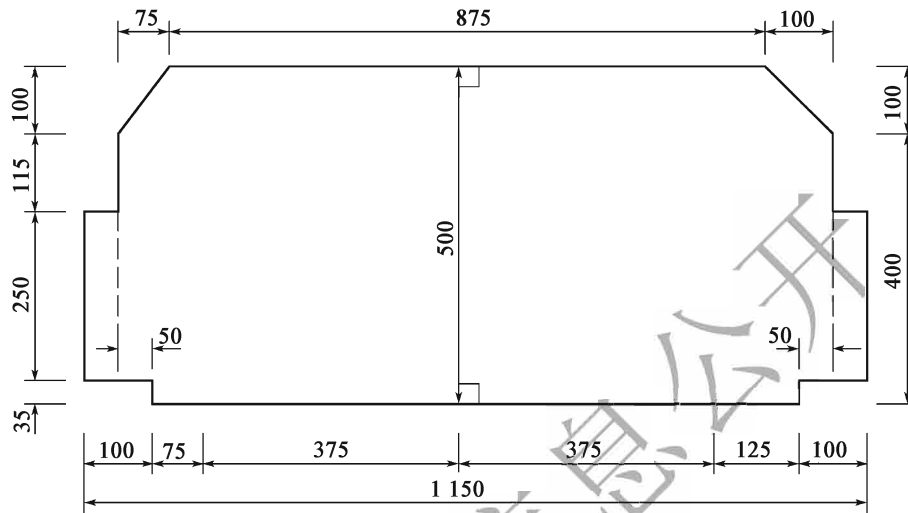


Figure B.0.9-1 Dégagement de construction du tunnel autoroutier à deux voies(120km/h) (unité:cm)

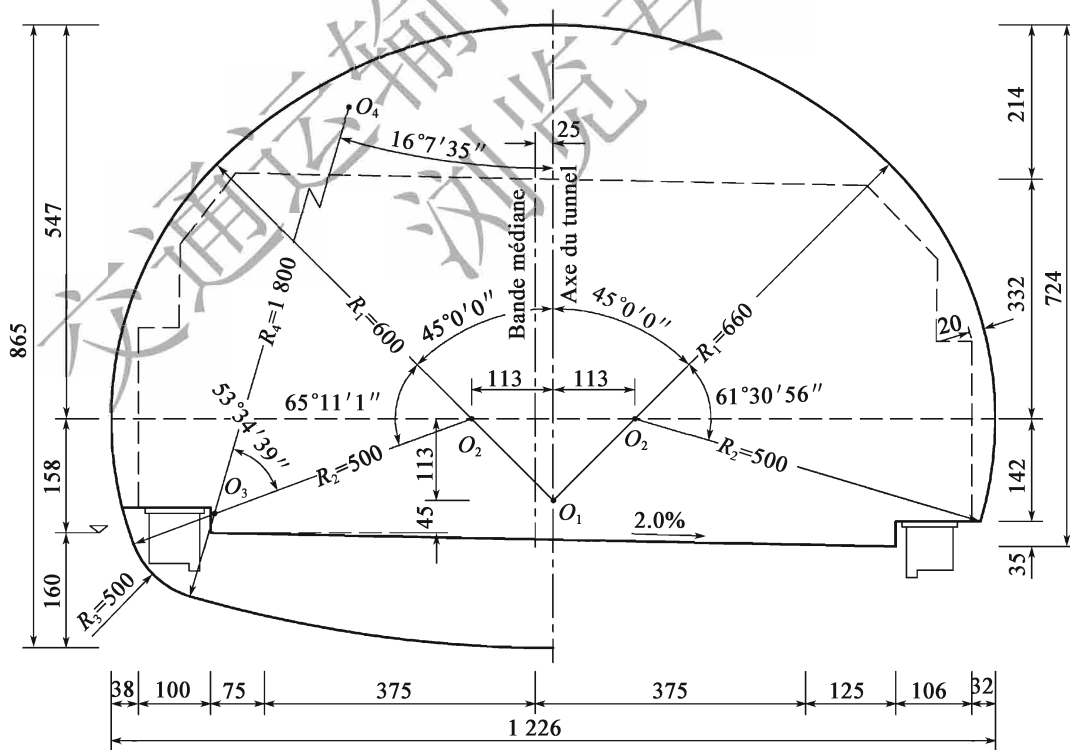


Figure B.0.9-2 Gabarit du tunnel autoroutier à deux voies(120km/h) (unité:cm)

B.0.10 Le dégagement de construction et le gabarit du tunnel routier de première classe à trois voies (60km/h) sont indiqués dans la figure B.0.10-1 et la figure B.0.10-2.

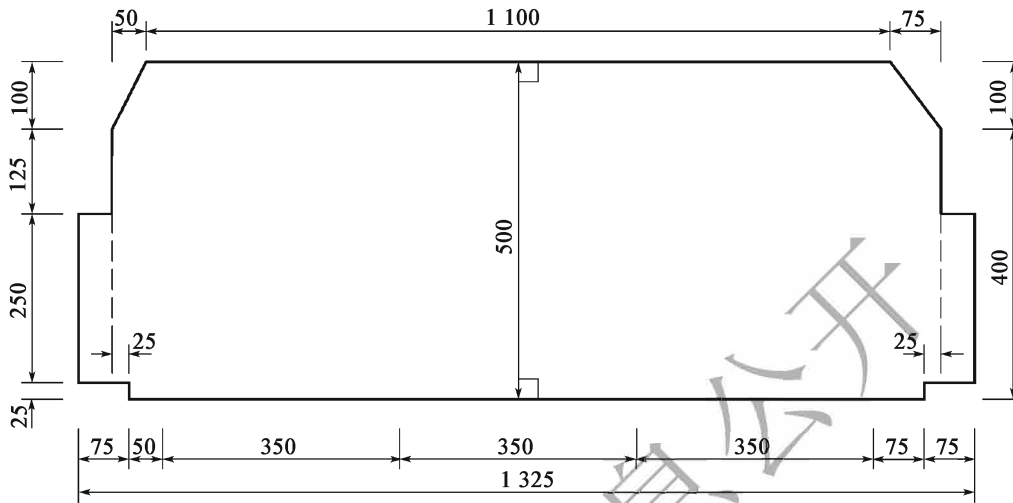


Figure B.0.10-1 Dégagement de construction du tunnel routier de première classe à trois voies (60km/h) (unité: cm)

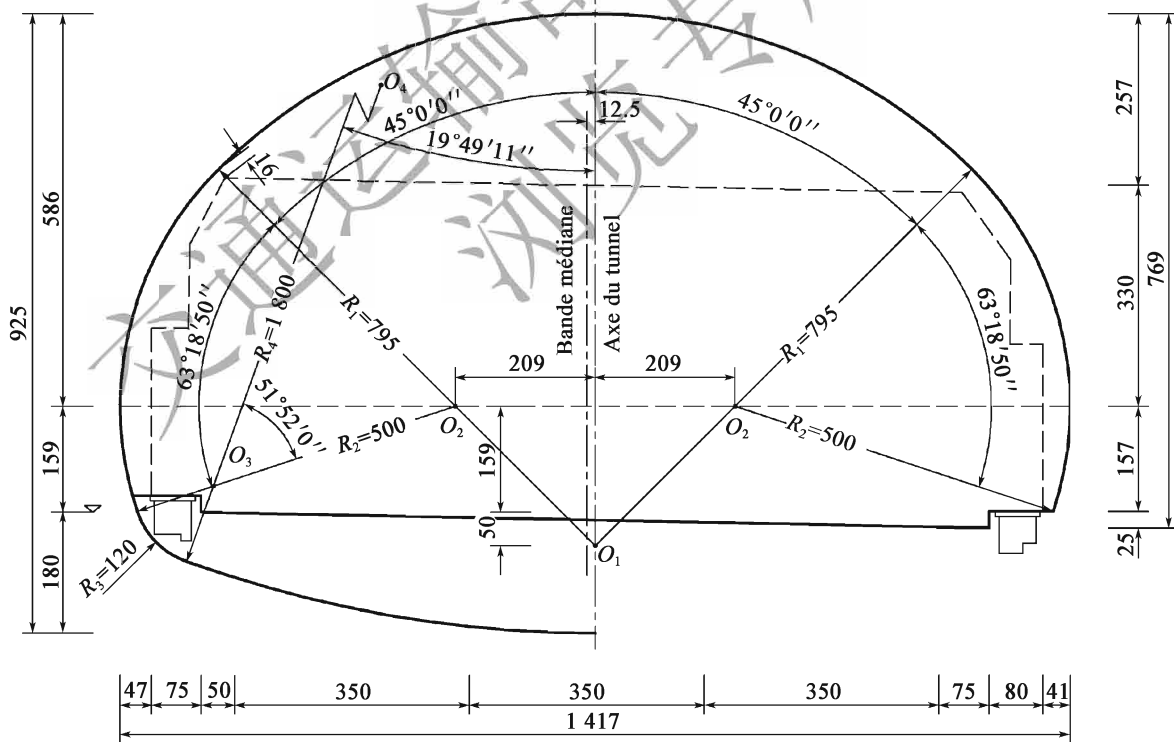


Figure B.0.10-2 Gabarit du tunnel routier de première classe à trois voies (60km/h) (unité: cm)

B.0.11 Le dégagement de construction et le gabarit du tunnel autoroutier et du tunnel routier de première classe à trois voies(80km/h) sont indiqués dans la figure B.0.11-1 et la figure B.0.11-2.

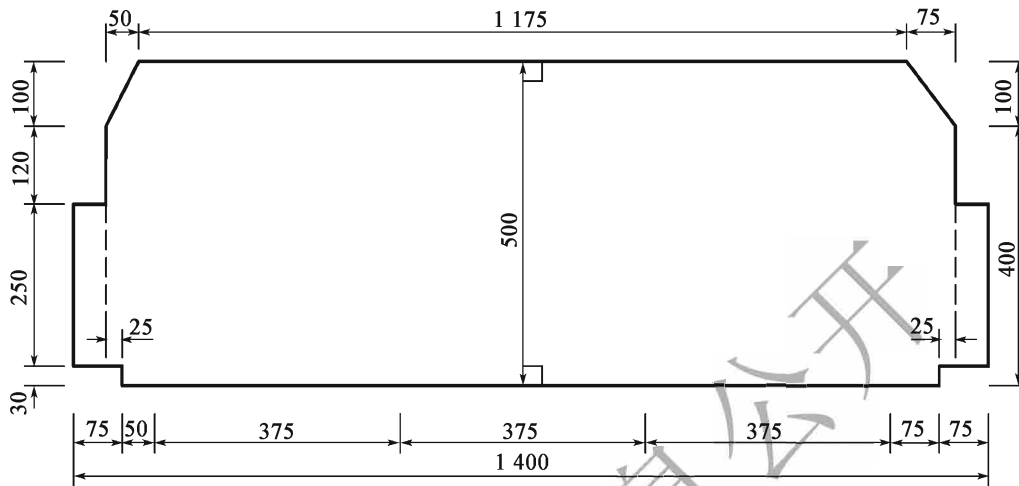


Figure B.0.11-1 Dégagement de construction du tunnel autoroutier et du tunnel routier de première classe à trois voies(80km/h) (unité:cm)

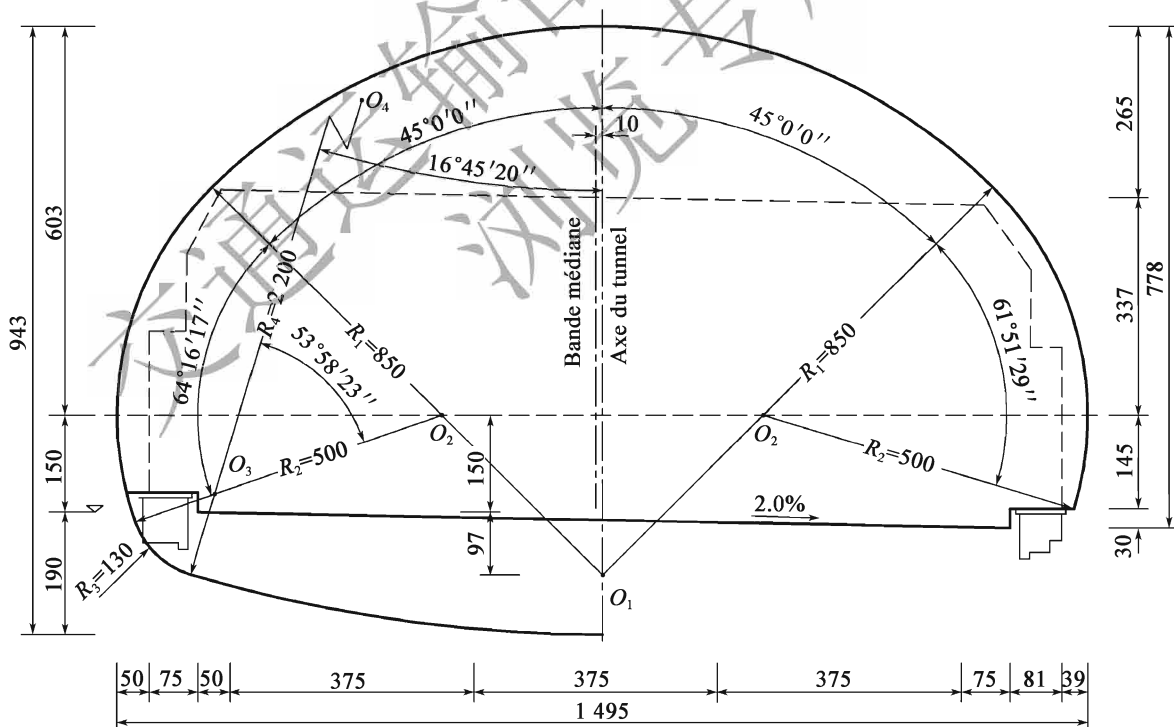


Figure B.0.11-2 Gabarit du tunnel autoroutier et du tunnel routier de première classe à trois voies(80km/h) (unité:cm)

B.0.12 Le dégagement de construction et le gabarit du tunnel autoroutier et du tunnel routier de première classe à trois voies (100km/h) sont indiqués dans la figure B.0.12-1 et la figure B.0.12-2.

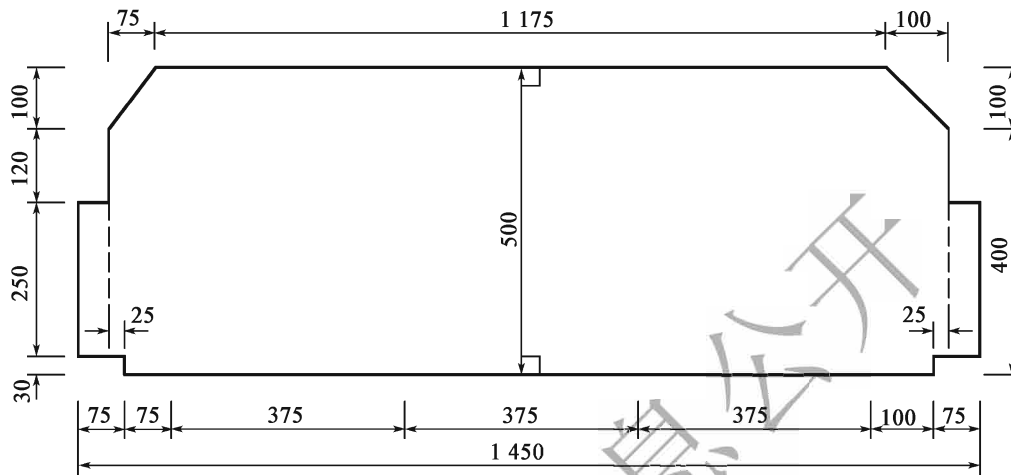


Figure B.0.12-1 Dégagement de construction du tunnel autoroutier et du tunnel routier de première classe à trois voies (100km/h) (unité: cm)

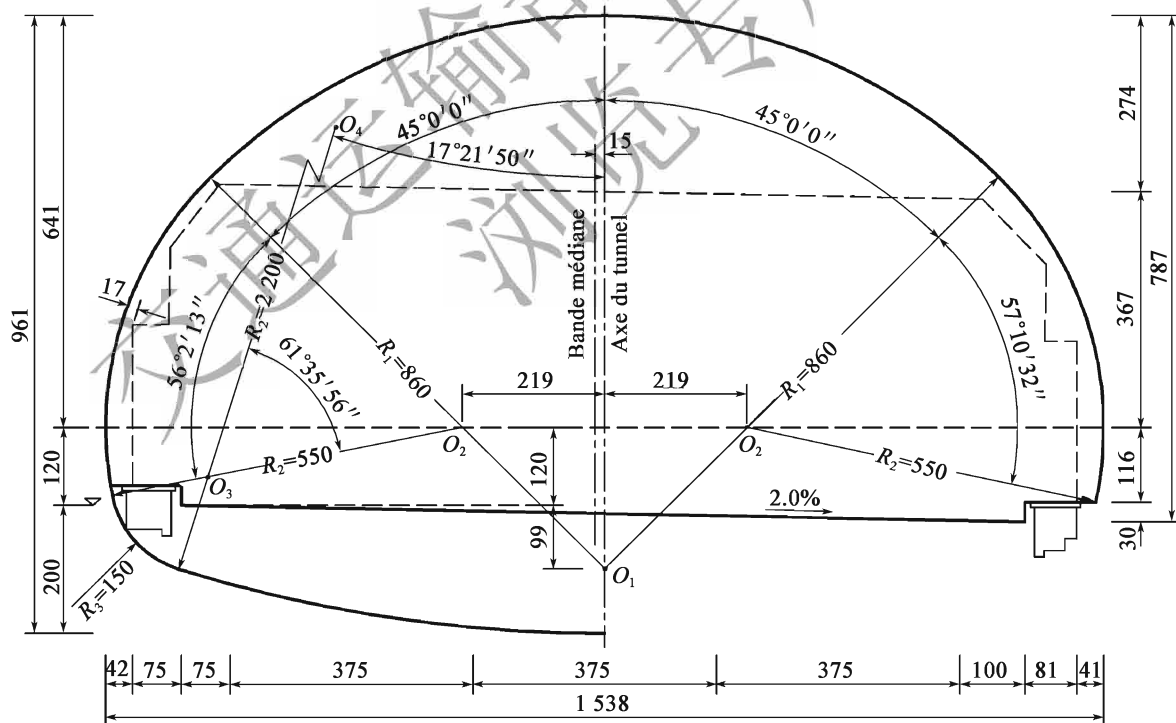


Figure B.0.12-2 Gabarit du tunnel autoroutier et du tunnel routier de première classe à trois voies (100km/h) (unité: cm)

B.0.13 Le dégagement de construction et le gabarit du tunnel autoroutier et du tunnel routier de première classe à trois voies (120km/h) sont indiqués dans la figure B.0.13-1 et la figure B.0.13-2.

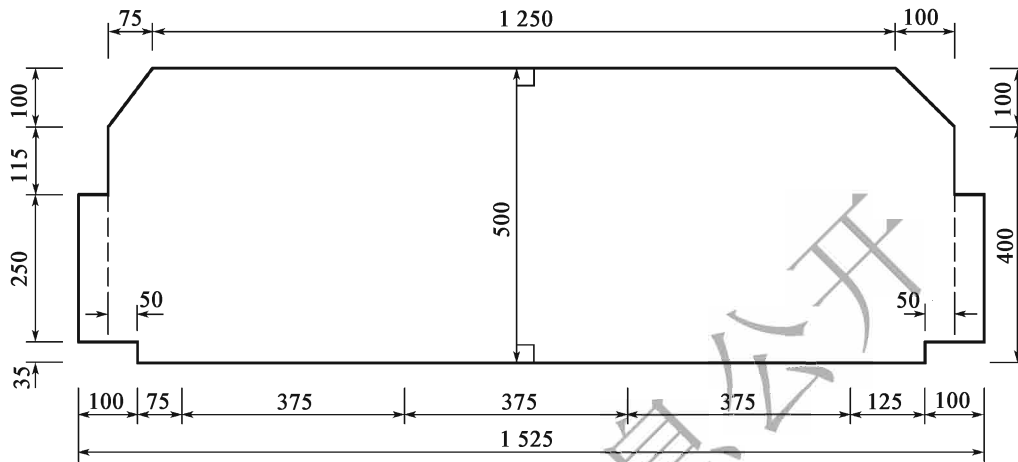


Figure B.0.13-1 Dégagement de construction du tunnel autoroutier et du tunnel routier de première classe à trois voies(120km/h) (unité ; cm)

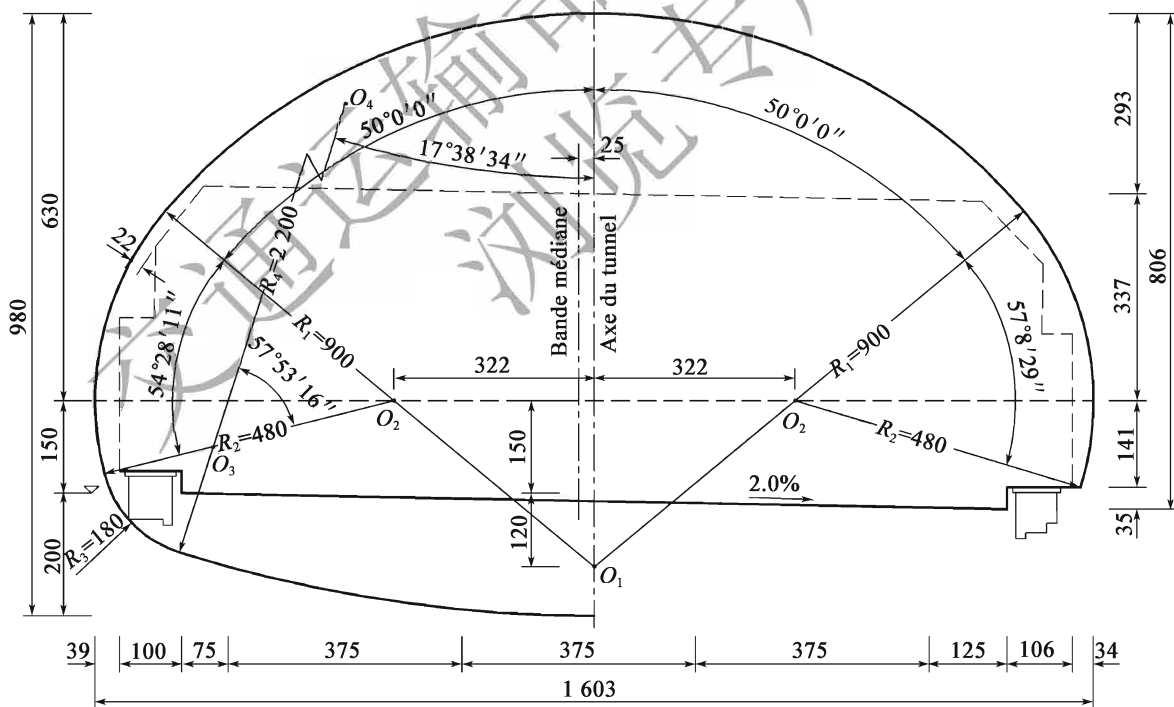


Figure B.0.13-2 Gabarit du tunnel autoroutier et du tunnel routier de première classe à trois voies(120km/h) (unité ; cm)

Annexe C

Tableau de paramètres caractéristiques des profilés

C.0.1 Les caractéristiques de la section du profilé en I sont présentées dans le tableau C.0.1.

Tableau C.0.1 Tableau de caractéristiques de la section du profilé en I

Modèle	Dimension de la section (mm)						Surface de la section (cm ²)	Poids théorique (kg/m)	Caractéristiques de la section						
	h	b	d	t	r	r ₁			X-X			Y-Y			
									I _x (cm ⁴)	W _x (cm ³)	i _x (cm)	I _x , S _x	I _y (cm ⁴)	W _y (cm ³)	i _y (cm)
I10	100	68	4,5	7,6	6,5	3,3	14,345	11,261	245	49	4,14	8,59	33	9,72	1,52
I12,6	126	74	5,0	8,4	7,0	3,5	18,118	14,223	188	77,5	5,20	10,80	46,9	12,7	1,61
I14	140	80	5,5	9,1	7,5	3,8	21,516	16,890	712	102	5,76	12,00	64,4	16,1	1,73
I16	160	88	6,0	9,9	8,0	4,0	26,131	20,513	1130	141	6,58	13,80	93,1	21,2	1,89
I18	180	94	6,5	10,7	8,5	4,3	30,756	24,143	1660	185	7,36	15,40	122	26,0	2,00
I20a	200	100	7,0	11,4	9,0	4,5	35,578	27,929	2370	237	8,15	17,20	158	31,5	2,12
I20b	200	102	9,0	11,4	9,0	4,5	39,578	31,069	2500	250	7,96	16,90	169	33,1	2,06
I22a	220	110	7,5	12,3	9,5	4,8	42,128	33,070	3400	309	8,99	18,90	225	40,9	2,31
I22b	220	112	9,5	12,3	9,5	4,8	46,528	36,524	3570	325	8,78	18,70	239	42,7	2,27
I25a	250	116	8,0	13,0	10,0	5,0	48,541	38,105	5020	402	10,20	21,60	280	48,3	2,40
I25b	250	118	10,0	13,0	10,0	5,0	53,541	42,030	5280	423	9,94	21,30	309	52,4	2,40
I28a	280	122	8,5	13,7	10,5	5,3	55,404	43,492	7110	508	11,30	24,60	345	56,6	2,50
I32a	320	130	9,5	15,0	11,5	5,8	67,156	52,747	11100	692	12,80	27,50	460	70,8	2,62
I32b	320	132	11,5	15,0	11,5	5,8	73,556	57,741	11600	726	12,60	27,10	502	76,0	2,61
I32c	320	134	13,5	15,0	11,5	5,8	79,956	62,765	12200	760	12,30	26,80	544	81,2	2,61
I36a	360	136	10,0	15,8	12,0	6,0	76,480	60,037	15800	875	14,40	30,70	552	81,2	2,69
I36b	360	138	12,0	15,8	12,0	6,0	83,680	65,689	16500	919	14,10	30,30	582	84,3	2,64

suite

Modèle	Dimension de la section (mm)						Surface de la section (cm ²)	Poids théorique (kg/m)	Caractéristiques de la section						
	h	b	d	t	r	r ₁			X-X				Y-Y		
									I _x (cm ⁴)	W _x (cm ³)	i _x (cm)	I _x , S _x	I _y (cm ⁴)	W _y (cm ³)	i _y (cm)
I36c	360	140	14,0	15,8	12,0	6,0	90,880	71,341	17300	962	13,80	29,90	612	87,4	2,60
I40a	400	142	10,5	16,5	12,5	6,3	86,112	37,598	21700	1090	15,90	34,10	660	93,2	2,77
I40b	400	144	12,5	16,5	12,5	6,3	94,112	73,878	22800	1140	15,60	33,60	692	96,2	2,71
I40c	400	146	14,5	16,5	12,5	6,3	102,112	80,158	23900	1190	15,20	33,20	727	99,6	2,65
I45a	450	150	11,5	18,0	13,5	6,8	102,446	80,420	32200	1430	17,70	38,60	855	114,0	2,89
I45b	450	152	13,5	18,0	13,5	6,8	111,446	87,485	33800	1500	17,40	38,00	894	118,0	2,84
I45c	450	154	15,5	18,0	13,5	6,8	120,446	94,550	35300	1570	17,10	37,60	938	122,0	2,79
I50a	500	158	12,0	20,0	14,0	7,0	119,304	93,654	46500	1860	19,70	42,80	1120	142,0	3,07
I50b	500	160	14,0	20,0	14,0	7,0	129,304	104,504	48600	1940	19,40	42,40	1170	146,0	3,01
I50c	500	162	16,0	20,0	14,0	7,0	139,304	109,354	50600	2080	19,00	41,80	1220	151,0	2,96
I56a	560	166	12,5	21,0	14,5	7,3	135,435	106,316	65600	2340	22,00	47,70	1370	165,0	3,18
I56b	560	168	14,5	21,0	14,5	7,3	146,635	115,108	68500	2450	21,60	47,20	1490	174,0	3,16
I56c	560	170	16,5	21,0	14,5	7,3	157,835	123,900	71400	2550	21,30	46,70	1560	183,0	3,16
I63a	630	176	13,0	22,0	15,0	7,5	154,658	121,407	93900	2980	24,50	54,20	1700	193,0	3,31
I63b	630	178	15,0	22,0	15,0	7,5	167,258	131,298	98100	3000	24,20	53,50	1810	204,0	3,29
I63c	630	180	17,0	22,0	15,0	7,5	179,858	141,189	102000	3300	23,30	52,90	1920	214,0	3,27

Nota: dans le tableau, les caractéristiques de la section sont : I-moment d'inertie; W-facteur de section; i-Rayon de giration; S-moment net de la demi-section.

C. 0. 2 Les caractéristiques de la section du profilé en H avec la semelle large sont présentées dans le tableau C. 0. 2.

Tableau C. 0. 2 Tableau de caractéristiques de la section du profilé en H avec la semelle large

Catégorie	Modèle (hauteur x largeur)	Dimension de la section (mm)					Surface de la section (cm ²)	Poids théorique (kg/m)	Caractéristiques de la section					
		H	B	T ₁	t ₂	R			Moment d'inertie (cm ⁴)		Rayon de giration (cm)		Module de section (cm ³)	
									I _x	I _y	i _x	i _y	W _x	W _y
HW	100 × 100	100	100	6	8	8	21,59	16,9	386	134	4,23	2,49	77,1	26,7
	125 × 125	125	125	6,5	9	8	30	23,6	843	293	5,3	3,13	135	46,9
	150 × 150	150	150	7	10	8	39,65	31,1	1620	563	6,39	3,77	216	75,1
	175 × 175	175	175	7,5	11	13	51,43	40,4	2918	983	7,53	4,37	334	112

suite

Catégorie	Modèle (hauteur x largeur)	Dimension de la section (mm)					Surface de la section (cm^2)	Poids théorique (kg/m)	Caractéristiques de la section						
		H	B	T_1	t_2	R			Moment d'inertie (cm^4)		Rayon de giration (cm)		Module de section (cm^3)		
									I_x	I_y	i_x	i_y	W_x	W_y	
HW	200 × 200	200	200	8	12	13	63,53	49,9	4717	1601	8,62	5,02	472	160	
		200	204	12	12	13	71,53	56,2	4984	1701	8,35	4,88	498	167	
	250 × 250	244	252	11	11	13	81,31	63,8	8573	2937	10,27	6,01	703	233	
		250	250	9	14	13	91,43	71,8	10689	3648	10,81	6,32	855	292	
		250	255	14	14	13	103,93	81,6	11340	3875	10,45	6,11	907	304	
	300 × 300	294	302	12	12	13	106,33	83,5	16384	5513	12,41	7,2	1115	365	
		300	300	10	15	13	118,45	93,0	20010	6753	13	7,55	1334	450	
		300	305	15	15	13	133,45	104,8	21135	7102	12,58	7,29	1409	466	
	350 × 350	338	351	13	13	13	133,27	104,6	27352	9376	14,33	8,39	1618	534	
		344	348	10	16	13	144,01	113,0	32545	11242	15,03	8,84	1892	646	
		344	354	16	16	13	164,65	129,3	34581	11841	14,49	8,48	2011	669	
		350	350	12	19	13	171,89	134,9	39637	13582	15,19	8,89	2265	776	
		350	357	19	19	13	196,39	154,2	42138	14427	14,65	8,57	2408	808	
	400 × 400	388	402	15	15	22	178,45	140,1	48040	16255	16,41	9,54	2476	809	
		394	398	11	18	22	186,81	146,6	55597	18920	17,25	10,06	2822	951	
		394	405	18	18	22	214,39	168,3	59165	19951	16,61	9,65	3003	985	
		400	400	13	21	22	218,69	171,7	66455	22410	17,43	10,12	3323	1120	
		400	408	21	21	22	250,69	196,8	70722	23804	16,8	9,74	3536	1167	
		414	405	18	28	22	295,39	231,9	93518	31022	17,79	10,25	4518	1532	
		428	407	20	35	22	360,65	283,1	12089	39357	18,31	10,45	5649	1934	
		458	417	30	50	22	528,55	414,9	19093	60516	19,01	10,7	8338	2902	
		498	432	45	70	22	770,05	604,5	30473	94346	19,89	11,07	12238	4368	
	500 × 500	492	465	15	20	22	257,95	202,5	115559	33531	21,17	11,4	4698	1442	
		502	465	15	25	22	304,45	239,0	145012	41910	21,82	11,73	5777	1803	
		502	470	20	25	22	329,55	258,7	150283	43295	21,35	11,46	5987	1842	
	HM	150 × 100	148	100	6	9	8	26,35	20,7	995,3	150,3	6,15	2,39	134,5	30,1

suite

Catégorie	Modèle (hauteur x largeur)	Dimension de la section (mm)					Surface de la section (cm ²)	Poids théorique (kg/m)	Caractéristiques de la section					
		H	B	T_1	t_2	R			Moment d'inertie (cm ⁴)		Rayon de giration (cm)		Module de section (cm ³)	
									I_x	I_y	i_x	i_y	W_x	W_y
HM	200 × 150	194	150	6	9	8	38,11	29,9	2 586	506,6	8,24	3,65	266,6	67,6
	250 × 175	244	175	7	11	13	55,49	43,6	5 908	983,5	10,32	4,21	484,3	112,4
	300 × 200	294	200	8	12	13	71,05	55,8	10 858	1602	12,36	4,75	738,6	160,2
	350 × 250	340	250	9	14	13	99,53	78,1	20 867	3 648	14,48	6,05	1227	291,9
	400 × 300	390	300	10	16	13	133,25	104,6	37 363	7 203	16,75	7,35	1916	480,2
	450 × 300	440	300	11	18	13	153,89	120,8	54 067	8 105	18,74	7,26	2 458	540,3
	500 × 300	482	300	11	15	13	141,17	110,8	57 212	6 756	20,13	6,92	2 374	450,4
		488	300	11	18	13	159,17	124,9	67 916	8 106	20,66	7,14	2 783	540,4
	550 × 300	544	300	11	15	13	147,99	116,2	74 874	6 756	22,49	6,76	2 753	450,4
		550	300	11	18	13	165,99	130,3	88 470	8 106	23,09	6,99	3 217	540,4
	600 × 300	582	300	12	17	13	169,21	132,8	97 287	7 659	23,98	6,73	3 343	510,6
		588	300	12	20	13	187,21	147,0	112 827	9 009	24,55	6,94	3 838	600,6
		594	302	14	23	13	217,09	170,4	132 179	10 572	24,68	6,98	4 450	700,1
	HN	100 × 50	100	50	5	7	8	11,85	9,3	191	14,7	4,02	1,11	38,2
25 × 60		125	60	6	8	8	16,69	13,1	407,7	29,1	4,94	1,32	65,2	9,7
150 × 75		150	75	5	7	8	17,85	14,0	645,7	49,4	6,01	1,66	86,1	13,2
175 × 90		175	90	5	8	8	22,9	18,0	1 174	97,6	7,16	2,06	134,2	21,6
200 × 100		198	99	4,5	7	8	22,69	17,8	1 484	113,4	8,09	2,24	149,9	22,9
		200	100	5,5	8	8	26,67	20,9	1753	133,7	8,11	2,24	175,3	26,7
250 × 125		248	124	5	8	8	31,99	25,1	3 346	254,5	10,23	2,82	269,8	41,1
		250	125	6	9	8	36,97	29,0	3 868	293,5	10,23	2,82	309,4	47
300 × 150		298	149	5,5	8	13	40,8	32,0	5 911	441,7	12,04	3,29	396,7	59,3
		300	150	6,5	9	13	46,78	36,7	6 829	507,2	12,08	3,29	455,3	67,6
350 × 175		346	174	6	9	13	52,45	41,2	10 456	791,1	14,12	3,88	604,4	90,9
		350	175	7	11	13	62,91	49,4	12 980	983,8	14,36	3,95	741,7	112,4
400 × 150	400	150	8	13	13	70,37	55,2	17 906	733,2	15,95	3,23	895,3	97,8	

Catégorie	Modèle (hauteur x largeur)	Dimension de la section (mm)					Surface de la section (cm ²)	Poids théorique (kg/m)	Caractéristiques de la section					
		H	B	T_1	t_2	R			Moment d'inertie (cm ⁴)		Rayon de giration (cm)		Module de section (cm ³)	
									I_x	I_y	i_x	i_y	W_x	W_y
HM	400 × 200	396	199	7	11	13	71,41	56,1	19 023	1446	16,32	4,5	960,8	145,3
		400	200	8	13	13	83,37	65,4	22 775	1735	16,53	4,56	1 139	173,5
	450 × 200	446	199	8	12	13	82,97	65,1	27 146	1 578	18,09	4,36	1 217	158,6
		450	200	9	14	13	95,43	74,9	31973	1870	18,3	4,43	1421	187
	500 × 200	496	199	9	14	13	99,29	77,9	39 628	1842	19,98	4,31	1598	185,1
		500	200	10	16	13	112,25	88,1	45 685	2 138	20,17	4,36	1 827	213,8
	550 × 200	506	201	11	19	13	129,31	101,5	54 478	2 577	20,53	4,46	2 153	256,4
		546	199	9	14	13	103,79	81,5	49 245	1842	21,78	4,21	1804	185,2
		550	200	10	16	13	149,25	117,2	79 515	7 205	23,08	6,95	2 891	480,3
	600 × 200	596	199	10	15	13	117,75	92,4	64 739	1975	23,45	4,1	2 172	198,5
		600	200	11	17	13	131,71	103,4	73 749	2 273	23,66	4,15	2 458	227,3
		606	201	12	20	13	149,77	117,6	86 656	2 716	24,05	4,26	2 860	270,2
650 × 300	646	299	10	15	13	152,75	119,9	107 794	6 688	26,56	6,62	3 337	447,4	
	650	300	11	17	13	171,21	134,4	122 739	7 657	26,77	6,69	3 777	510,5	
	656	301	12	20	13	195,77	153,7	144 433	9 100	27,16	6,82	4 403	604,6	
HN	700 × 300	692	300	13	20	18	207,54	162,9	164101	9014	28,12	6,59	4743	600,9
		700	300	13	24	18	231,54	181,8	193622	10814	28,92	6,83	5532	720,9
	750 × 300	734	299	12	16	18	182,7	143,4	155539	7140	29,18	6,25	4238	477,6
		742	300	13	20	18	214,04	168,0	191989	9015	29,95	6,49	5175	601
		750	300	13	24	18	238,04	186,9	225863	10815	30,8	6,74	6023	721
		758	303	16	28	18	284,78	223,6	271350	13008	30,87	6,76	7160	858,6
	800 × 300	792	300	14	22	18	239,5	188,0	242399	9919	31,81	6,44	6121	661,3
		800	300	14	26	18	263,5	206,8	280925	11719	32,65	6,67	7023	781,3
	850 × 300	834	298	14	19	18	227,46	178,6	243858	8400	32,74	6,08	5848	563,8
		842	299	15	23	18	259,72	203,9	291216	10271	33,49	6,29	6917	687
		850	300	16	27	18	292,14	229,3	339670	12179	34,1	6,46	7992	812

suite

Catégorie	Modèle (hauteur x largeur)	Dimension de la section (mm)					Surface de la section (cm ²)	Poids théorique (kg/m)	Caractéristiques de la section					
		H	B	T_1	t_2	R			Moment d'inertie (cm ⁴)		Rayon de giration (cm)		Module de section (cm ³)	
									I_x	I_y	i_x	i_y	W_x	W_y
HM	850 × 300	858	301	17	31	18	324,72	254,9	389234	14125	34,62	6,6	9073	938,5
	900 × 300	890	299	15	23	18	266,92	209,5	330588	10273	35,19	6,2	7429	687,1
		900	300	16	28	18	305,82	240,1	397241	12631	36,04	6,43	8828	842,1
	1000 × 300	912	302	18	34	18	360,06	282,6	484615	15652	36,69	6,59	10628	1037
		970	297	16	21	18	276	216,7	382977	9203	37,25	5,77	7896	619,7
		980	298	17	26	18	315,5	247,7	462157	11508	38,27	6,04	9432	772,3
		990	298	17	31	18	345,3	271,1	535201	13713	39,37	6,3	10812	920,3
		1000	300	19	36	18	395,1	310,2	626396	16256	39,82	6,41	12528	1084
		1008	302	21	40	18	439,26	344,8	704572	18437	40,05	6,48	13980	1221
	HT	100 × 50	95	48	3,2	4,5	8	7,62	6,0	109,7	8,4	3,79	1,05	23,1
97			49	4	5,5	8	9,38	7,4	141,8	10,9	3,89	1,08	29,2	4,4
100 × 100		96	99	4,5	6	8	16,21	12,7	272,7	97,1	4,1	2,45	56,8	19,6
125 × 60		118	58	3,2	4,5	8	9,26	7,3	202,4	14,7	4,68	1,26	34,3	5,1
		120	59	4	5,5	8	11,4	8,9	259,7	18,9	4,77	1,29	43,3	6,4
125 × 125		119	123	4,5	6	8	20,12	15,8	523,6	186,2	5,1	3,04	888	30,3
150 × 75		145	73	3,2	4,5	8	11,47	9,0	383,2	29,3	5,78	1,6	52,9	8
		147	74	4	5,5	8	14,13	11,1	488	37,3	5,88	1,62	66,4	10,1
150 × 100		139	97	3,2	4,5	8	13,44	10,5	447,3	68,5	5,77	2,26	64,4	14,1
		142	99	4,5	6	8	18,28	14,3	632,7	97,2	5,88	2,31	89,1	19,6
150 × 150		144	148	5	7	8	27,77	21,8	1070	378,4	6,21	3,69	148,6	51,1
		147	149	6	8,5	8	33,68	26,4	1338	468,9	6,3	3,73	182,1	62,9
175 × 90		168	88	3,2	4,5	8	13,56	10,6	619,6	51,2	6,76	1,94	73,8	11,6
		171	89	4	6	8	17,59	13,8	852,1	70,6	6,96	2	99,7	15,9
175 × 175		167	173	5	7	13	33,32	26,2	1731	604,5	7,21	4,26	207,2	69,9
		172	175	6,5	9,5	13	44,65	35,0	2466	849,2	7,43	4,36	286,8	97,1
200 × 100		193	98	3,2	4,5	8	15,26	12,0	921	70,7	7,77	2,15	95,4	14,4

Catégorie	Modèle (hauteur x largeur)	Dimension de la section (mm)					Surface de la section (cm^2)	Poids théorique (kg/m)	Caractéristiques de la section					
		H	B	T_1	t_2	R			Moment d'inertie (cm^4)		Rayon de giration (cm)		Module de section (cm^3)	
									I_x	I_y	i_x	i_y	W_x	W_y
HT	200 × 100	196	99	4	6	8	19,79	15,5	1260	97,2	7,98	2,22	128,6	19,6
	200 × 150	188	149	4,5	6	8	26,35	20,7	1669	331	7,96	3,54	177,6	44,4
	200 × 200	192	198	6	6	13	43,69	34,3	2984	1036	8,26	4,87	310,8	104,6
	250 × 125	244	124	4,5	4,5	8	25,87	20,3	2529	190,9	9,89	2,72	207,3	30,8
	250 × 175	238	173	4,5	4,5	13	39,12	30,7	4045	690,8	10,17	4,2	339,9	79,9
	300 × 150	294	148	4,5	4,5	13	31,9	25,0	4342	324,6	11,67	3,19	295,4	43,9
	300 × 200	286	198	6	6	13	49,33	38,7	7000	1036	11,91	4,58	489,5	104,6
	350 × 175	340	173	4,5	4,5	13	36,97	29,0	6823	518,3	13,58	3,74	401,3	59,9
	400 × 150	390	148	6	6	13	47,57	37,3	10900	433,2	15,14	3,02	559	58,5
	400 × 200	390	198	6	6	13	55,57	43,6	13819	1036	15,77	4,32	708,7	104,6

Nota : dans le tableau, les caractéristiques de la section sont : I -moment d'inertie; W -facteur de section; i -rayon de giration; S -moment net de la demi-section.

C.0.3 Le schéma de la section du profilé en I et les symboles marqués sont indiqués dans la figure C.0.3.

C.0.4 Le schéma de la section du profilé en H et les symboles marqués sont indiqués dans la figure C.0.4.

C.0.5 Les caractéristiques de la section du profilé en U sont présentées dans le tableau C.0.5.

Tableau C.0.5 Tableau de caractéristiques de la section du profilé en U

Spécifications	Dimension de la section/mm																							
	H ₁	H ₂	H ₃	B ₁	B ₂	B ₃	B ₄	B ₅	B ₆	B ₇	M	b	c	d	R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	r ₁	r ₂	r ₃	α	β	
18UY	99	18	10	122	84	57	—	—	46,2	—	7,5	—	2	2	—	—	—	9	8	4	4	2	—	—
25UY	110	26	17	134	92	50,8	45	73,8	45	94,1	6,6	—	—	2,5	400	400	12	10	7	2	—	—	—	
25U	120	29	15	135	101,5	40	47	39	29	102,3	6,3	1,3	—	0	450	175	14	12	6	4	4	10	18	2
29U	124	28,5	16	150,5	116	44	53	42	30	116,6	7,2	3	—	0	450	185	15	16	7	4	4	—	40	3
36U	138	31,5	17	171	128	50,5	60,5	48,5	35	129,3	7,8	4	—	0	500	200	20	20	9	4	4	—	40	3
40U	141,9	34,7	20,2	171	128,5	50,5	60,5	48,5	35	129,3	8,5	3,5	—	0	500	200	20	20	9	4	4	—	40	3
Spécifications	Surface de la section	Poids théorique	Paramètres de la section										Module de section		Moment statique									
			Moment d'inertie		Rayon de giration		W _x		W _y		S _x													
			I _x	I _y	i _x	i _y	W _x	W _y	S _x	S _y														
18UY	24,15	18,96	284,26	331,35	3,43	3,70	52,29	54,32	75,40	75,40														
25UY	31,54	24,76	451,70	508,70	3,78	4,02	81,68	75,92	110,90	110,90														
25U	31,79	24,95	495,81	551,97	3,95	4,17	79,77	81,77	197,54	197,54														
29U	37,00	29,00	612,00	771,00	4,07	4,57	106,00	102,00	212,91	212,91														
36U	45,69	35,87	928,65	1244,75	4,51	5,22	128,55	145,59	330,05	330,05														
40U	51,02	40,05	1064,07	1366,98	4,57	5,18	141,60	159,94	388,37	388,37														

Nota: 25UY : 37,7 mm; H5 : 46,6 mm.

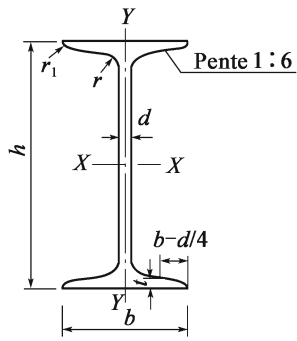


Figure C.0.3 Schéma de section du profilé en I et les symboles marqués

h -hauteur; b -hauteur de la semelle; d -épaisseur de l'âme; t -épaisseur moyenne de la semelle; r -rayon de congé; r_1 -rayon de l'arc à la semelle ;

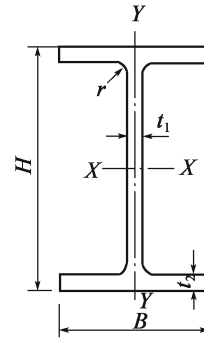


Figure C.0.4 Schéma de section du profilé en H et les symboles marqués

H -hauteur; B -largeur; t_1 -épaisseur de l'âme; t_2 -épaisseur de la semelle; r -rayon de l'arc technologique.

交通运输部信息公告
浏览专用

Annexe D

Méthode de calcul des pressions du terrain encaissant du tunnel à faible profondeur

D.0.1 La classification d'un tunnel à faible profondeur et d'un tunnel à grande profondeur peut être déterminé en fonction de la hauteur équivalente de la charge et en tenant compte des conditions géologiques et des méthodes d'exécution, etc. En cas de les déterminer en fonction de la hauteur équivalente de la charge, il convient de la calculer en utilisant les formules (D.0.1-1) et (D.0.1-2) :

$$H_p = (2 \sim 2.5) h_q \quad (\text{D.0.1-1})$$

$$h_q = \frac{q}{\gamma} \quad (\text{D.0.1-2})$$

Dans laquelle :

H_p —profondeur limite de tunnel à faible profondeur (m) ;

h_q —hauteur équivalente de la charge (m) ;

q —pression verticale uniformément répartie du tunnel à grande profondeur, elle est obtenue en utilisant la formule (6.2.3), (kN/m^2) ;

γ —poids volumique du terrain encaissant (kN/m^3).

En cas de creusement à l'explosif ou de creusement souterrain à faible profondeur, il convient de prendre la valeur ci-dessous pour les terrains encaissants de classes IV, V, VI :

$$H_p = 2.5 h_q \quad (\text{D.0.1-3})$$

et la valeur ci-dessous pour les terrains encaissants de classes I, II, III :

$$H_p = 2 h_q \quad (\text{D.0.1-4})$$

D.0.2 La pression du terrain encaissant du tunnel à faible profondeur peut être calculée en deux cas :

- 1 Lorsque la profondeur H est inférieure ou égale à la hauteur équivalente de la charge h_q , la pression verticale uniformément répartie est prise en compte :

$$q = \gamma \cdot H \quad (\text{D. 0. 2-1})$$

Dans laquelle :

q —pression verticale uniformément répartie (kN/m²) ;

γ —poids volumique du terrain encaissant sus-jacent du tunnel (kN/m³) ;

H —profondeur du tunnel, soit la distance entre le haut du tunnel et le sol (m).

Lorsque la pression latérale uniformément répartie e est prise en compte, sa valeur est :

$$e = \gamma \left(H + \frac{1}{2} H_t \right) \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi_c}{2} \right) \quad (\text{D. 0. 2-2})$$

Dans laquelle :

e —pression latérale uniformément répartie (kN/m²) ;

H_t —hauteur du tunnel (m) ;

φ_c —angle de frottement de calcul du terrain encaissant (°), dont la valeur est indiquée dans le tableau A. 0. 7-1 et le tableau A. 0. 7-2.

- 2 Si $h_q <$ la profondeur $\leq H_p$, pour faciliter le calcul, il est supposé que le plan de fracture dans les massifs roche-sol est une ligne oblique qui forme l'angle β avec l'horizontal, comme indiqué dans la figure D. 0. 2-1. Les massifs roche-sol $EFHG$ s'affaissent et font affaisser les massifs roche-sol pyramidaux de deux côtés (comme les FDB et ECA dans la figure). Lorsque l'ensemble des massifs roche-sol $ABDC$ s'affaisse, il est résisté par les massifs roche-sol non perturbés. La ligne oblique AC ou BD est le plan de fracture supposé, la cohésion c et l'angle de frottement de calcul φ_c sont pris en compte dans l'analyse; le plan de glissement FH ou EG n'est pas le plan de fracture, donc la résistance sur le plan de glissement est inférieure à celle sur le plan de fracture AC ou BD . Si l'angle de frottement sur ce plan de glissement est θ , normalement θ est inférieure à φ_c . A défaut de dossiers de mesure réelle, il est recommandé de prendre les valeurs indiquées dans le tableau D. 0. 2.

Tableau D. 0. 2 Valeurs de θ des terrains encaissants de différentes classes

Classe du terrain encaissant	I , II , III	IV	V	VI
Valeur de θ	$0,9\varphi_c$	$(0,7 \text{ à } 0,9)\varphi_c$	$(0,5 \text{ à } 0,7)\varphi_c$	$(0,3 \text{ à } 0,5)\varphi_c$

Selon la figure D. 0. 2-1, la gravité des massifs rocheux sus-jacents $EFHG$ de tunnel est W , la gravité des massifs rocheux triangulaires de deux côtés FDB ou ECA est W_1 , la résistance exercée sur l'ensemble de terrains glissants par les massifs rocheux non perturbés est F . Lorsque les massifs rocheux $EFHG$ s'affaissent, la résistance subie de deux côtés est T ou T' . La pression verticale totale $Q_{\text{peu profond}}$ exercée sur le plan HG est :

$$Q_{\text{peu profond}} = W - 2T' = W - 2T \sin \theta \quad (\text{D. 0. 2-3})$$

Le poids propre du massif triangulaire est :

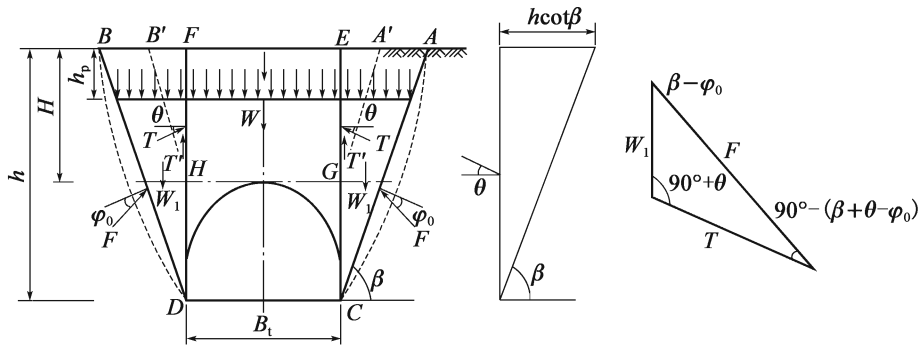


Figure D.0.2-1 Schéma de pression du terrain encaissant du tunnel à faible profondeur

$$W_1 = \frac{1}{2} \gamma h \frac{h}{\tan \beta} \quad (\text{D.0.2-4})$$

Dans laquelle :

h —distance entre le fond du tunnel et le sol (m) ;

β —angle entre le plan de fracture et le plan horizontal ($^\circ$).

Selon la figure, en fonction de la loi des sinus, il en résulte :

$$T = \frac{\sin(\beta - \varphi_c)}{\sin[90^\circ - (\beta - \varphi_c + \theta)]} W_1 \quad (\text{D.0.2-5})$$

Par substitution de la formule (D.0.2-4), il en résulte :

$$T = \frac{1}{2} \gamma h^2 \frac{\gamma}{\cos \theta} \quad (\text{D.0.2-6})$$

$$\lambda = \frac{\tan \beta - \tan \varphi_c}{\tan \beta [1 + \tan \beta (\tan \varphi_c - \tan \theta) + \tan \varphi_c \tan \theta]} \quad (\text{D.0.2-7})$$

$$\tan \beta = \tan \varphi_c + \sqrt{\frac{(\tan^2 \varphi_c + 1) \tan \varphi_c}{\tan \varphi_c - \tan \theta}} \quad (\text{D.0.2-8})$$

Dans laquelle :

λ —coefficient de la pression latérale.

Les autres symboles portent les mêmes significations que celles précédentes.

Ainsi, il en résulte la valeur de la résistance maximale limite T . Par substitution de la valeur T dans la formule (D.0.2-3), il en résulte la pression verticale totale $Q_{\text{peu profond}}$ exercée sur le plan HG :

$$Q_{\text{peu profond}} = W - 2T \sin \theta = W - \gamma h^2 \lambda \tan \theta \quad (\text{D.0.2-9})$$

Du fait des facteurs suivants (les plans GC et HD sont plus petits par rapport aux plans EG et EF , les angles de frottement entre le revêtement et les massifs roche-sol sont différents, dans les analyses précédentes, les angles de frottement sont tous pris comme θ , lorsque les massifs

roche-sol au centre s'affaissent, la force est transmise par les plans FH et EG , la structure est plus sûre avec la pression un peu plus grande, seulement la force de frottement du haut du tunnel est prise en compte), la force de frottement de la partie du tunnel n'est pas prise en charge, soit remplacer h par H dans le calcul, donc la formule (D. 0. 2-9) est comme suit :

$$Q_{\text{peu profond}} = W - \gamma H^2 \lambda \tan \theta$$

$W = B_t H \lambda$, donc :

$$Q_{\text{peu profond}} = \gamma H (B_t - H \lambda \tan \theta) \quad (\text{D. 0. 2-10})$$

Dans laquelle :

B_t —largeur du tunnel (m) ;

Par conversion en charge uniformément répartie exercée sur le soutènement (figure D. 0. 2-2), soit :

$$q_{\text{浅}} = \frac{Q_{\text{peu profond}}}{B_t} = \gamma H \left(1 - \frac{H}{B_t} \lambda \tan \theta \right) \quad (\text{D. 0. 2-11})$$

Dans laquelle :

$q_{\text{peu profond}}$ —charge uniformément répartie exercée sur le soutènement (kN/m^2) ;

Les autres symboles portent les mêmes significations que celles précédentes.

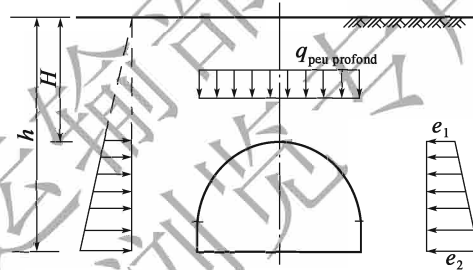


Figure D. 0. 2-2 Schéma de charge uniformément répartie

Les pressions latérales horizontales exercées sur les deux côtés du soutènement sont :

$$\left. \begin{aligned} e_1 &= \gamma H \lambda \\ e_2 &= \gamma h \lambda \end{aligned} \right\} \quad (\text{D. 0. 2-12})$$

Lorsque les pressions latérales sont considérées comme la pression uniformément répartie,

$$e = \frac{1}{2} (e_1 + e_2) \quad (\text{D. 0. 2-13})$$

Annexe E

Méthode de calcul des pressions du terrain encaissant du tunnel à faible profondeur soumis à une charge excentrée

E. 0. 1 Calcul de la pression verticale du tunnel soumis à une charge excentrée

$$Q = \frac{\gamma}{2} [(h + h')B - (\lambda h^2 + \lambda' h'^2) \tan \theta] \quad (\text{E. 0. 1-1})$$

Il est supposé que la répartition de la charge excentrée est identique à celle de la pente du sol (figure E. 0. 1).

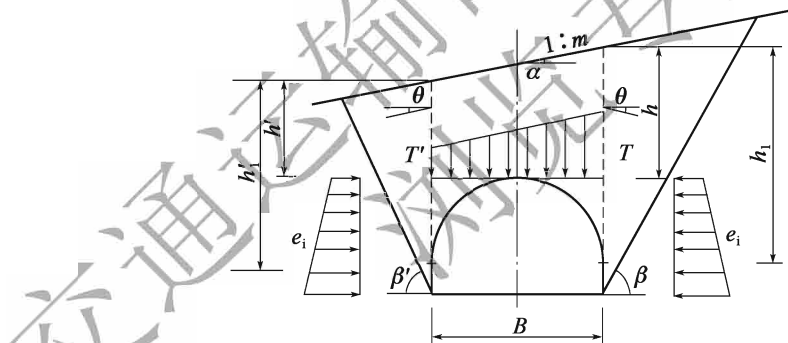


Figure E. 0. 1 Répartition de la charge excentrée

Dans laquelle :

h, h' —hauteur du haut de voûte au sol du côté intérieur et celle du côté extérieur(m) ;

B —portée du tunnel(m) ;

γ —poids volumique du terrain encaissant(kN/m^3) ;

θ —angle de frottement des deux côtés de colonne roche-sol de couverture($^\circ$) , à défaut de dossiers de mesure réelle, il est recommandé de prendre les valeurs de référence du tableau D. 0. 2 ;

λ, λ' —coefficient de la pression latérale du côté intérieur et celui du côté extérieur, ils sont calculés en utilisant les formules ci-dessous ;

$$\lambda = \frac{1}{\tan\beta - \tan\alpha} \times \frac{\tan\beta - \tan\varphi_c}{1 + \tan\beta(\tan\varphi_c - \tan\theta) + \tan\varphi_c \tan\theta} \quad (\text{E. 0. 1-2})$$

$$\lambda' = \frac{1}{\tan\beta' - \tan\alpha} \times \frac{\tan\beta' - \tan\varphi_c}{1 + \tan\beta'(\tan\varphi_c - \tan\theta) + \tan\varphi_c \cdot \tan\theta} \quad (\text{E. 0. 1-3})$$

$$\tan\beta = \tan\varphi_c + \sqrt{\frac{(\tan^2\varphi_c + 1)(\tan\varphi_c - \tan\alpha)}{\tan\varphi_c - \tan\theta}} \quad (\text{E. 0. 1-4})$$

$$\tan\beta' = \tan\varphi_c + \sqrt{\frac{(\tan^2\varphi_c + 1)(\tan\varphi_c + \tan\alpha)}{\tan\varphi_c - \tan\theta}} \quad (\text{E. 0. 1-5})$$

Dans laquelle :

α —angle de pente du sol($^\circ$) ;

φ_c —angle de frottement de calcul du terrain encaissant($^\circ$) ;

β, β' —angle de fracture sous poussée maximale du côté intérieur et celui du côté extérieur($^\circ$) .

E. 0. 2 Calcul de la pression latérale horizontale du tunnel soumis à une charge excentrée

Côté intérieur :

$$e_i = \gamma \cdot h_i \cdot \lambda \quad (\text{E. 0. 2-1})$$

Côté extérieur :

$$e_i = \gamma \cdot h'_i \cdot \lambda' \quad (\text{E. 0. 2-2})$$

Dans laquelle : h_i, h'_i —distance du point arbitraire i au sol du côté intérieur et celle du côté extérieur (m).

Annexe F

Méthode de calcul des pressions du terrain encaissant du tunnel bitube avec pilier central

F.0.1 Pour les tunnels bitubes avec pilier central dans les lieux à faible profondeur, dans quelque condition géologique qu'ils se trouvent, il faut toujours faire le calcul, l'analyse des efforts internes et la vérification de la résistance selon la méthode de charge-structure; pour les tunnels bitubes avec pilier central dans les lieux à grande profondeur, il est possible d'effectuer seulement le calcul, l'analyse des efforts internes et la vérification de la résistance du revêtement dans les conditions de terrains encaissants de classes IV, V ou VI.

F.0.2 Le tunnel bitube avec pilier central à faible profondeur et celui à grande profondeur peuvent être déterminés en fonction de la hauteur équivalente de la charge et en tenant compte des conditions géologiques et des méthodes d'exécution, etc. Les formules (F.0.2-1) et (F.0.2-2) seront utilisées pour les déterminer:

$$H_p = (2 \sim 2.5)h_q \quad (\text{F.0.2-1})$$

$$h_q = h_{q1} + h'_{q2} \quad (\text{F.0.2-2})$$

Dans laquelle:

H_p —profondeur limite entre le tunnel bitube avec pilier central à grande profondeur et celui à faible profondeur(m);

h_q —hauteur équivalente de la charge verticale des terrains encaissants du côté intérieur de la voûte du tunnel bitube avec pilier central à grande profondeur(m);

h_{q1} —hauteur équivalente de la charge verticale des terrains encaissants essentielle du tunnel bitube avec pilier central à grande profondeur(m), calculée en utilisant la formule (F.0.3-4);

h'_{q2} —hauteur équivalente de la charge verticale des terrains encaissants additionnelle du côté intérieur du tunnel bitube avec pilier central à grande profondeur(m), elle est calculée en utilisant la formule(F.0.3-6).

F.0.3 Détermination de la pression du terrain encaissant du tunnel bitube avec pilier central à grande profondeur

1 Pression verticale

La pression verticale est composée de pression de déconfinement initiale q_1 et de pression de déconfinement supplémentaire q_2 et q'_2 (figure F.0.3-1).

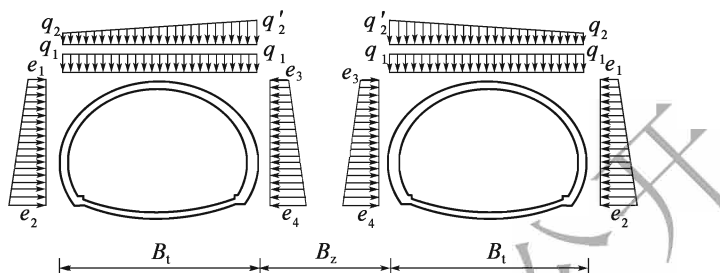


Figure F.0.3-1 Schéma de répartition des charges du tunnel bitube avec pilier central

Pression de déconfinement initiale q_1 : pression du terrain encaissant inférieurs de l'effet de voûte stable formé par les locaux à un côté du tunnel, considérée comme la charge uniformément répartie (kPa).

Pression de déconfinement supplémentaire q_2, q'_2 : charge obtenue par la pression de déconfinement des terrains encaissants inférieurs de l'effet de voûte limite formé par les locaux à deux côtés gauche et droit du tunnel moins la pression de déconfinement initiale et la pression du terrain encaissant supérieurs supportée par la cloison centrale rocheuse, considérée comme la charge répartie en trapèze (kPa).

Les pressions verticales du côté extérieur et du côté intérieur du tunnel bitube avec pilier central sont calculées en utilisant les formules (F.0.3-1) et (F.0.3-2).

Côté extérieur :

$$q_{\text{extérieur}} = q_1 + q_2 = \gamma(h_{q1} + h_{q2}) \quad (\text{F.0.3-1})$$

Côté intérieur :

$$q_{\text{intérieur}} = q_1 + q'_2 = \gamma(h_{q1} + h'_{q2}) \quad (\text{F.0.3-2})$$

Normalement, l'effet de voûte formé par le tunnel bitube avec pilier central est entre les deux cas limites ci-dessous :

Premier cas : à cause de la méthode de creusement du tunnel impropre ou du renforcement de la cloison centrale rocheuse déraisonnable, la cloison centrale rocheuse possède une portance assez faible, les cadres des effets de voûte des locaux gauche et droit s'agrandissent progressivement et enfin forment un effet de voûte commun en haut des locaux gauche et droit. Dans ce cas, sans tenir

compte des effets du pilier rocheux, la largeur de creusement entière du tunnel bitubeavec pilier central est prise comme la courbe de l'intrados de rupture de la portée du tunnel brut. On le considère comme le cas le plus défavorable, dans ce cas, la hauteur de de l'intrados de rupture est :

$$h_1^w = 0.45 \times 2^{S-1} \times [1 + i(2B_t + B_{np} - 5)] \quad (\text{F. 0. 3-3})$$

Deuxième cas : après le renforcement, la cloison centrale rocheuse forme une colonne à forte portance. Celle-ci arrête le tassement des massifs roche-sol déconfinés au-dessus de la colonne rocheuse, diminue le cadre de formation pour l'effet de voûte. Les effets de voûte stables sont formés respectivement en haut de chaque local. L'effet de voûte du local gauche et celui du local droit n'affectent pas l'un à l'autre. La courbe de l'intrados de rupture est calculée avec la structure de tube simple du tunnel bitubeavec pilier central. On le considère comme le cas le plus favorable. Dans ce cas, la hauteur de l'intrados de rupture est :

$$h_{q1} = 0.45 \times 2^{S-1} [1 + i(B_t - 5)] \quad (\text{F. 0. 3-4})$$

Les pressions verticales des terrains encaissants du tunnel bitubeavec pilier central sont calculées en utilisant les formules ci-dessous :

$$q_1 = \gamma h_{q1} = 0.45 \times 2^{S-1} \gamma [1 + i(B_t - 5)] \quad (\text{F. 0. 3-5})$$

$$q_2' = \gamma h_{q2}' = \gamma \left[\frac{4}{3} (h_1^w - h_{q1}) - \frac{P_z}{\gamma B_m} \right] \frac{B_{wp} + B_t}{B_m} \quad (\text{F. 0. 3-6})$$

$$q_2 = \gamma h_{q2} = \gamma \left[\frac{4}{3} (h_1^w - h_{q1}) - \frac{P_z}{\gamma B_m} \right] \frac{B_{wp}}{B_m} \quad (\text{F. 0. 3-7})$$

Nota : si $q_2 < 0$, on prend $q_2 = 0$; si $q_2' < 0$, on prend $q_2' = 0$.

Dans laquelle :

i —taux de variation de la pression du terrain encaissant avec l'augmentation ou la réduction d'une largeur d'un mètre de creusement. Ses valeurs peuvent être prises selon le tableau 6.2.2-1. Si la largeur est supérieure à 14m, la valeur de i est de 0,12.

B_{wp} —longueur projetée du plan de fracture du côté extérieur au sens horizontal (m), elle peut être calculée en utilisant la formule (F. 0. 3-8) :

$$B_{wp} = (H_t - H_w) \tan \left(45^\circ - \frac{1}{2} \varphi_c \right) \quad (\text{F. 0. 3-8})$$

B_{np} —longueur projetée du plan de fracture du côté intérieur au sens horizontal (m) ;

$$B_{np} = \min \left[\frac{1}{2} B_z, (H_t - H_n) \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi_c}{2} \right) \right] \quad (\text{F. 0. 3-9})$$

H_t —hauteur de creusement du tunnel (m).

H_w —hauteur du point d'intersection du plan de fracture du côté extérieur du local avec le contour de creusement du côté latéral (m).

H_n —hauteur initiale du plan de fracture du côté intérieur du local sur le piédroit (m).

γ —poids volumique du terrain encaissant (kN/m^3) ;

φ_c —angle de frottement de calcul du massif rocheux ($^\circ$) ;

B_t —largeur de creusement d'un tube du tunnel (m).

B_m —largeur de rupture probable d'un local du tunnel bitube avec pilier central, elle est calculée en utilisant la formule (F. 0. 3-10) :

$$B_m = B_t + B_{wp} + B_{np} \quad (\text{F. 0. 3-10})$$

P_z —force de support exercée par le pilier rocheux sur les massifs rocheux supérieurs.

Les significations des symboles sont indiquées dans la figure F. 0. 3-2 et la figure F. 0. 3-3.

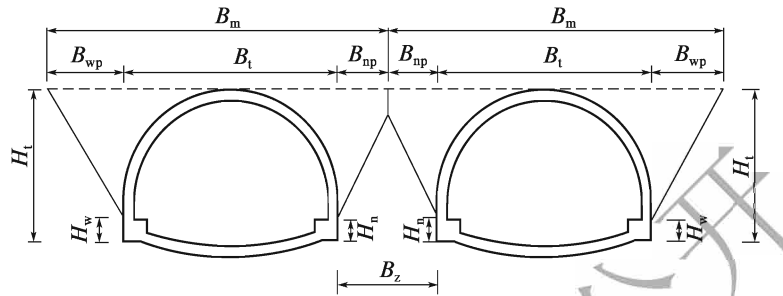


Figure F. 0. 3-2 Schéma de calcul des charges du tunnel bitube avec pilier central ($B_{zp} = 0$)

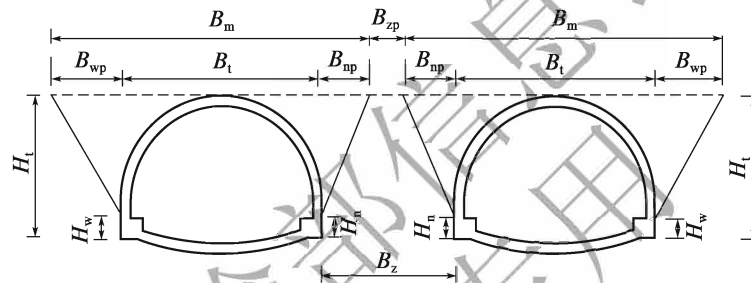


Figure F. 0. 3-3 Schéma de calcul des charges du tunnel bitube avec pilier central ($B_{zp} > 0$)

Pour le pilier rocheux du tunnel bitube avec pilier central, la force de support active du soutènement du tunnel (par exemple, tirant précontraint) peut améliorer la résistance à la compression des massifs rocheux. Selon la théorie de Mohr-Coulomb, la résistance convertie du pilier rocheux peut être calculée en utilisant la formule (F. 0. 3-11).

$$R_S^T = P_i \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} + R_S^b \quad (\text{F. 0. 3-11})$$

Dans laquelle :

R_S^T —résistance convertie du massif du pilier rocheux (kPa).

R_S^b —résistance de conception à la compression uniaxiale du massif du pilier rocheux (kPa).

P_i —résistance du soutènement à la force de support active exercée par le pilier rocheux (kPa).

φ —angle de frottement interne du massif du pilier rocheux ($^\circ$).

La force de support exercée par le pilier rocheux sur les massifs rocheux supérieurs est calculée en utilisant la formule (F. 0. 3-12).

$$P_z = \frac{R_S^T B_{zp}}{K_z} \quad (\text{F. 0. 3-12})$$

Dans laquelle :

K_z —coefficient de sécurité de capacité de support du pilier rocheux, généralement pris comme $K_z = 2$;

B_{zp} —largeur portante effective du pilier rocheux (m), elle est calculée en utilisant la formule (F. 0. 3-13).

$$B_{zp} = B_z - 2B_{np} \quad (\text{F. 0. 3-13})$$

2 Pression latérale horizontale :

Pour les terrains encaissants de classe I, classe II et classe III :

Côté extérieur :

$$e_{1-2}^i = \lambda (q_1 + q_2) \quad (\text{F. 0. 3-14})$$

Côté intérieur :

$$e_{3-4}^i = \lambda (q_1 + q_2') \quad (\text{F. 0. 3-15})$$

Pour les terrains encaissants de classe IV, classe V et classe VI :

Côté extérieur :

$$e_{1-2}^i = \lambda (q_1 + q_2 + \gamma h_i) \quad (\text{F. 0. 3-16})$$

Côté intérieur :

$$e_{3-4}^i = \lambda (q_1 + q_2' + \gamma h_i) \quad (\text{F. 0. 3-17})$$

Dans laquelle: e_{1-2}^i —pression du terrain encaissant horizontale du point arbitraire sur la voûte extérieure ou le piedroit (kPa) ;

e_{3-4}^i —pression du terrain encaissant horizontale du point arbitraire sur la voûte intérieure ou le piedroit (kPa) ;

h_i —distance entre le point de calcul et le haut de la voûte (m) ;

λ —coefficient de la pression latérale.

F.0.4 Il faut déterminer la pression du terrain encaissant du tunnel bitube avec pilier central à faible profondeur tout en respectant les descriptions ci-dessous :

1 Dans les deux cas ci-dessous, la pression verticale uniformément répartie exercée sur le tunnel et la pression latérale du terrain encaissant exercée sur le tunnel sont calculées selon la même méthode de calcul du tunnel monotube :

1) la profondeur du tunnel $< h_q$;

2) $h_q < \text{la profondeur du tunnel} \leq H_p$, mais le point d'intersection des plans de fracture

est sur la surface du sol ou au-dessus de la surface du sol.

- 2) $h_q <$ la profondeur du tunnel bitube avec pilier central ($H \leq H_p$), la surface du sol est presque horizontale, le point d'intersection des plans de fracture est au-dessous de la surface du sol :

- 1) Pression verticale

Côté extérieur :

$$q_1 = \gamma H \left(1 - \frac{\lambda_1 H \tan \theta}{B_t} \right) \quad (\text{F. 0. 4-1})$$

Côté intérieur :

$$q_2 = \gamma H \left(1 - \frac{\lambda_2 H \tan \theta}{B_t} \right) \quad (\text{F. 0. 4-2})$$

$$\lambda_1 = \frac{\tan \beta - \tan \varphi_c}{\tan \beta [1 + \tan \beta (\tan \varphi_c - \tan \theta) + \tan \varphi_c \tan \theta]} \quad (\text{F. 0. 4-3})$$

$$\lambda_2 = \frac{B_z (2H - 0.5 B_z \tan \beta) \sin(\beta - \varphi_c) \cos \theta}{2 H^2 \cos(\theta + \beta - \varphi_c)} \quad (\text{F. 0. 4-4})$$

$$\tan \beta = \tan \varphi_c + \sqrt{\frac{(\tan^2 \varphi_c + 1) \tan \varphi_c}{\tan \varphi_c - \tan \theta}} \quad (\text{F. 0. 4-5})$$

- 2) Pression horizontale

Pour les terrains encaissants de classe I, classe II et classe III :

Côté extérieur :

$$e_{1i} = \lambda_1 q_1 \quad (\text{F. 0. 4-6})$$

Côté intérieur :

$$e_{2i} = \lambda_2 q_2 \quad (\text{F. 0. 4-7})$$

Pour les terrains encaissants de classe IV, classe V et classe VI :

Côté extérieur :

$$e_{1i} = \lambda_1 (q_1 + \gamma h_i) \quad (\text{F. 0. 4-8})$$

Côté intérieur :

$$e_{2i} = \lambda_2 (q_2 + \gamma h_i) \quad (\text{F. 0. 4-9})$$

Dans laquelle :

B_t —largeur de creusement du tunnel (m) ;

h_i —distance verticale entre le point de calcul et le haut de la voûte (m) ;

θ —angle de frottement des deux côtés de colonne de sol de couverture ($^\circ$), à défaut de dossiers de mesure réelle, il est recommandé de prendre les valeurs de référence du tableau

E. 0. 2;

λ_1, λ_2 —coefficient de pression du côté intérieur et du côté extérieur, calculés en utilisant les formules(F. 0. 4-4) et(F. 0. 4-4) ;

β —angle de fracture sous poussée maximal des côtés latéraux($^\circ$) ;

φ_c —angle de frottement de calcul du terrain encaissant($^\circ$).

Les significations des symboles sont indiquées dans la figure F. 0. 4.

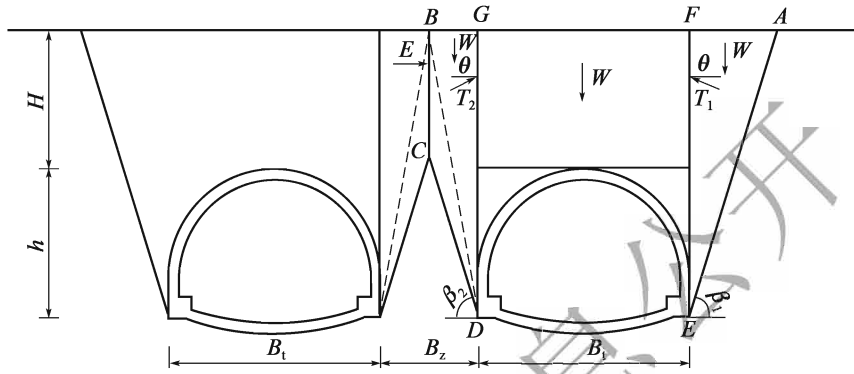


Figure F. 0. 4 Schéma du plan de glissement hypothétique

F.0.5 Il faut déterminer la pression du terrain encaissant du tunnel bitube avec pilier central soumis à une charge excentrée tout en respectant les descriptions ci-dessous :

- 1 La pente transversale est déviée, dans le cas où la profondeur du tunnel $< h_q$, ou $h_q < la$ profondeur du tunnel $\leq H_p$, le point d'intersection des plans de fracture est sur la surface du sol ou au-dessus de la surface du sol, la pression verticale et la pression horizontale des deux côtés sont calculées selon la même méthode de calcul du tunnel monotube.
- 2 La pente transversale est déviée, $h_q < la$ profondeur du tunnel $H \leq H_p$, le point d'intersection des plans de fracture est au-dessous de la surface du sol :

1) Pression verticale

$$q_i = \gamma h_i - \frac{\gamma(\lambda_1 h_1^2 + \lambda_2 h_2^2) \tan \theta}{2 B_t} \quad (i = 1, 2) \quad (F. 0. 5-1)$$

$$q_i = \gamma h_i - \frac{\gamma(\lambda_3 h_3^2 + \lambda_4 h_4^2) \tan \theta}{2 B_t} \quad (i = 3, 4) \quad (F. 0. 5-2)$$

Dans laquelle :

$$\lambda_1 = \frac{1}{\tan \beta_1 + \tan \alpha} \times \frac{\tan \beta_1 - \tan \varphi_c}{1 + \tan \beta_1 (\tan \varphi_c - \tan \theta) + \tan \varphi_c \tan \theta} \quad (F. 0. 5-3)$$

$$\lambda_2 = \frac{1}{\tan \beta_2 - \tan \alpha} \times \frac{\tan \beta_2 - \tan \varphi_c}{1 + \tan \beta_2 (\tan \varphi_c - \tan \theta) + \tan \varphi_c \tan \theta} \quad (F. 0. 5-4)$$

$$\lambda_3 = \frac{1}{\tan \beta_3 + \tan \alpha} \times \frac{\tan \beta_3 - \tan \varphi_c}{1 + \tan \beta_3 (\tan \varphi_c - \tan \theta) + \tan \varphi_c \tan \theta} \quad (F. 0. 5-5)$$

$$\lambda_4 = \frac{1}{\tan\beta_4 - \tan\alpha} \times \frac{\tan\beta_4 - \tan\varphi_c}{1 + \tan\beta_4(\tan\varphi_c - \tan\theta) + \tan\varphi_c \tan\theta} \quad (\text{F. 0. 5-6})$$

$$\tan\beta_1 = \tan\varphi_c + \sqrt{\frac{(\tan^2\varphi_c + 1)(\tan\varphi_c + \tan\alpha)}{\tan\varphi_c - \tan\theta}} \quad (\text{F. 0. 5-7})$$

$$\tan\beta_4 = \tan\varphi_c + \sqrt{\frac{(\tan^2\varphi_c + 1)(\tan\varphi_c - \tan\alpha)}{\tan\varphi_c - \tan\theta}} \quad (\text{F. 0. 5-8})$$

$$\tan\beta_2 = \tan\beta_3 = \frac{h'_2 + h'_3}{2B_z} \quad (\text{F. 0. 5-9})$$

Dans laquelle :

q_1, q_2, q_3, q_4 —pression verticale du côté gauche du local gauche, pression verticale du côté droit du local gauche, pression verticale du côté gauche du local droit et pression verticale du côté droit du local droit;

$\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3, \lambda_4$ —coefficient de poussée des terres du côté gauche du local gauche, coefficient de poussée des terres du côté droit du local gauche, coefficient de poussée des terres du côté gauche du local droit et coefficient de poussée des terres du côté droit du local droit;

$\beta_1, \beta_2, \beta_3, \beta_4$ —angle entre le plan de fracture du côté gauche du local gauche et le plan horizontal, angle entre le plan de fracture du côté droit du local gauche et le plan horizontal, angle entre le plan de fracture du côté gauche du local droit et le plan horizontal, angle entre le plan de fracture du côté droit du local droit et le plan horizontal;

θ —angle de frottement des deux côtés de colonne roche-sol($^\circ$), à défaut de dossiers, il est recommandé de prendre les valeurs de référence du tableau D.0.2;

α —inclinaison de la pente transversale sur sol.

Les significations des symboles sont indiquées dans la figure F.0.5.

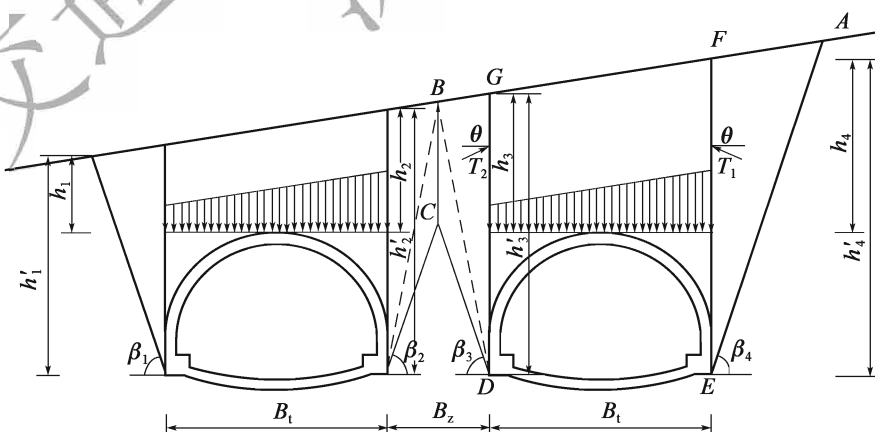


Figure F.0.5 Schéma de calcul de la charge du tunnel bitube avec pilier central soumis à une charge excentrée

2) Pression horizontale

$$e_i = \lambda_i \gamma h_i \quad (i = 1, 2, 3, 4) \quad (\text{F. 0. 5-10})$$

$$e'_i = \lambda_i \gamma h'_i \quad (i = 1, 2, 3, 4) \quad (\text{F. 0. 5-11})$$

Dans laquelle :

e_i —pression horizontale des terrains encaissants en haut du côté gauche du local gauche, celle du côté droit du local gauche, celle du côté gauche du local droit et celle du côté droit du local droit ;

e'_i —pression horizontale des terrains encaissants au fond du côté gauche du local gauche, celle du côté droit du local gauche, celle du côté gauche du local droit et celle du côté droit du local droit ;

h_i, h'_i —présentés dans la figure F. 0. 5 ;

λ_i —identique à ceux dans les formules (F. 0. 5-3), (F. 0. 5-4), (F. 0. 5-5), (F. 0. 5-6).

F. 0. 6 La pression du terrain encaissant du tunnel bitube avec pilier central est influencée par plusieurs facteurs, tels que la forme du profil du tunnel, la dimension du profil, la classe de terrain encaissant, la profondeur du tunnel, l'épaisseur de la cloison centrale rocheuse, la méthode de creusement, le type de soutènement et les paramètres utilisés, etc. Notamment, la méthode de creusement du tunnel, la mesure de renforcement et l'effet de renforcement de la cloison centrale rocheuse exercent un impact considérable sur la formation de l'effet de voûte et la pression du terrain encaissant.

Annexe G

Méthode de calcul des pressions du terrain encaissant du tunnel en double-arc

G.0.1 Pour les tunnels en double-arc dans les lieux à faible profondeur, il convient de faire le calcul, l'analyse des efforts internes et la vérification de la résistance selon la méthode de charge-structure; pour les tunnels en double-arc dans les lieux à grande profondeur, il est possible d'effectuer seulement le calcul, l'analyse des efforts internes et la vérification de la résistance du revêtement dans les conditions de terrains encaissants de classes III, IV, V ou VI. Il convient de faire le calcul selon la méthode de charge-structure. Il est recommandé d'effectuer l'analyse et la simulation du tunnel en double-arc selon la méthode de modélisation stratigraphique.

G.0.2 Le tunnel en double-arc à faible profondeur et celui à grande profondeur peuvent être déterminés en fonction de la hauteur équivalente de la charge et en tenant compte des conditions géologiques et des méthodes d'exécution, etc. Les formules (G.0.2-1) et (G.0.2-2) seront utilisées pour les déterminer:

$$H_p = (2 \sim 2.5)h_q \quad (\text{G.0.2-1})$$

$$h_q = \frac{q_0}{\gamma} \quad (\text{G.0.2-2})$$

Dans laquelle:

H_p —profondeur limite entre le tunnel en double-arc à grande profondeur et celui à faible profondeur (m); pour les terrains encaissants de classe IV, classe V et classe VI, $H_p = 2, 5h_q$; pour les terrains encaissants de classe I, classe II et classe III, $H_p = 2h_q$.

h_q —hauteur équivalente de la charge (m).

γ —poids volumique du terrain encaissant (kN/m^3)

$q_0 = q + q'$, les calculs sont effectués en utilisant les formules (G.0.3-3) et (G.0.3-4).

G.0.3 Il faut déterminer la pression du terrain encaissant du tunnel en double-arc à grande profondeur tout en respectant les descriptions ci-dessous:

- 1) Composition de la pression du terrain encaissant du tunnel en double-arc à grande profondeur (figure G.0.3-1) :

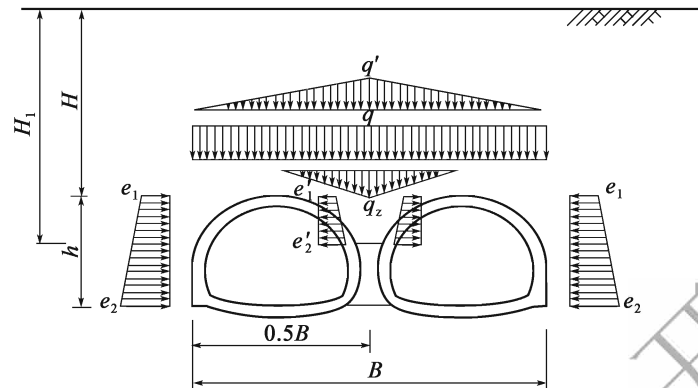


Figure G.0.3-1 Schéma de répartition des charges du tunnel en double-arc à grande profondeur

- 1) Pression verticale des terrains encaissants essentielle (q) : pression du terrain encaissant inférieurs de l'arc portant stable formé par un locale du tunnel, considérée comme une charge uniformément répartie.
- 2) Pression verticale des terrains encaissants additionnelle (q') : obtenue par la pression des massifs rocheux détachés inférieurs de l'arc portant limite formé par les deux locaux gauche et droit moins la pression essentielle des massifs rocheux détachés des terrains encaissants, et puis, multiplié par un facteur de correction. Ce facteur de correction est lié à la rapidité d'exécution et au compactage du remblayage du haut de la cloison centrale.
- 3) Pression verticale des terrains encaissants du haut de la cloison centrale (q_z) : charge répartie formée par les massifs rocheux détachés qui se trouvent entre les hauts de voûte des locaux gauche/droit et le haut de la cloison centrale.

2 Pression verticale du tunnel en double-arc à grande profondeur

Théoriquement, si le soutènement de la cloison centrale est réalisé avant la déformation des terrains encaissants du haut et la cloison centrale est en contact étroit avec les terrains encaissants, il faut utiliser la moitié de la largeur du tunnel en double-arc pour calculer la pression de déconfinement du tunnel ; mais dans l'exécution réelle, lors du soutènement, les terrains encaissants du haut de la cloison centrale sont déformés, de plus, il est impossible d'exécuter la cloison centrale complètement en contact étroit avec les terrains encaissants, donc, il faut choisir la valeur entre la largeur de demi-structure et la largeur de creusement entière pour calculer la pression de déconfinement du tunnel en double-arc. Les courbes de l'intrados de rupture dans différentes

situations sont indiquées dans la figure G.0.3-2.

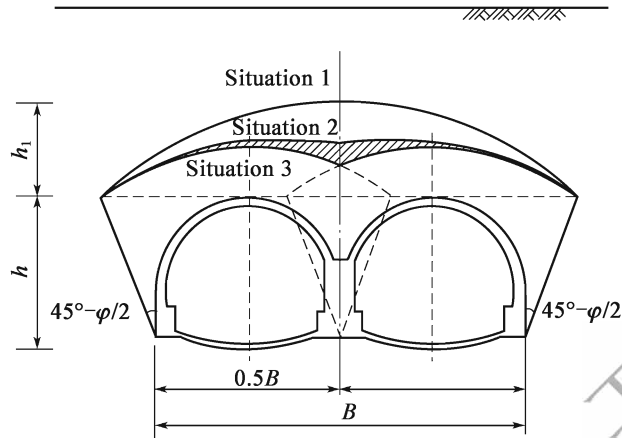


Figure G.0.3-2 Schéma de la courbe de l'intrados de rupture du tunnel en double-arc

Situation 1 ; sans tenir compte des effets de soutien de la cloison centrale, la largeur de creusement entier du tunnel en double-arc est prise comme la courbe de l'intrados de rupture de la portée du tunnel brut. On le considère comme le cas le plus défavorable, dans ce cas, la hauteur de l'intrados de rupture est :

$$h_1^w = 0.45 \times 2^{s-1} [1 + i_2 (B - 5)] \quad (G.0.3-1)$$

Situation 2 ; la courbe de l'intrados de rupture est calculée avec la structure de demi-portée du tunnel en double-arc. On le considère comme le cas le plus favorable. Dans ce cas, la hauteur de l'intrados de rupture est :

$$h_1^h = 0.45 \times 2^{s-1} [1 + i_1 (0.5B - 5)] \quad (G.0.3-2)$$

Situation 3 ; la courbe de l'arc de pression hypothétique, qui dépend de la rapidité et le compactage du remblayage du haut de la cloison centrale. La pression verticale du tunnel en double-arc à grande profondeur est :

$$q = \gamma h_1^h = 0.45 \times 2^{s-1} \gamma [1 + i_1 (0.5B - 5)] \quad (G.0.3-3)$$

$$q' = \xi \gamma (h_1^w - h_1^h) = \xi \gamma \times 0.45 \times 2^{s-1} \times [B(i_2 - 0.5i_1) - 5(i_2 - i_1)] \quad (G.0.3-4)$$

$$q_z = \gamma (H_1 - H) \quad (G.0.3-5)$$

Dans laquelle :

q —pression verticale uniformément répartie essentielle du tunnel, pression du terrain encaissant inférieurs de l'arc portant formé par le creusement d'un local du tunnel (kN/m^2) ;

q' —pression verticale des terrains encaissants additionnelle (kN/m^2) ;

q_z —charge du poids propre des massifs triangulaires qui se trouvent entre la cloison centrale et l'écoinçon (kN/m^2) ;

γ —poids volumique du terrain encaissant (kN/m^3) ;

h_1^h, h_1^w —hauteur de l'intrados de rupture calculée avec $0,5B$ et celle calculée avec B (m) ;

i_1, i_2 —taux de variation de la pression du terrain encaissant calculé avec $0,5B$ et celui calculé avec B . Ses valeurs peuvent être prises selon le tableau 6. 2. 3-1. Si la largeur est supérieure à 14m , la valeur prise est de $0,12$;

B —largeur totale du tunnel en double-arc (m) ;

ξ —coefficient de correction de la charge additionnelle, si le remblayage du haut de la cloison centrale est fait à temps et les terrains encaissants sont en contact étroit avec la cloison centrale, la valeur de ξ est de $0,2$ à $0,3$; sinon, la valeur de ξ est de $0,6$ à $0,7$. Normalement, la valeur prise est de $0,3$ à $0,6$.

3 Calcul de la pression latérale du tunnel en double-arc à grande profondeur

La charge de pression latérale exercée sur la voûte de côté extérieur du soutènement et celle exercée sur le piédroit de côté extérieur du soutènement e_1, e_2 sont :

$$\left. \begin{aligned} e_1 &= \gamma h_1^h \lambda \\ e_2 &= \gamma (h_1^h + h) \lambda \end{aligned} \right\} \quad (\text{G. 0. 3-6})$$

Les pressions du terrain encaissant horizontales exercées sur les soutènements de deux côtés de la cloison centrale sont :

$$\left. \begin{aligned} e'_1 &= \lambda (q + q') \\ e'_2 &= \lambda (q + q' + q_z) \end{aligned} \right\} \quad (\text{G. 0. 3-7})$$

Dans laquelle :

q, q' —comme présentés dans la figure G. 0. 3-1 ;

λ —coefficient de pression latérale horizontale.

G.0. 4 Il faut déterminer la pression du terrain encaissant du tunnel en double-arc à faible profondeur tout en respectant les descriptions ci-dessous :

1 Pression du terrain encaissant du tunnel en double-arc à très faible profondeur

Un tunnel en double-arc avec la profondeur $H \leq$ la hauteur équivalente de la charge h_q , est un tunnel en double-arc à très faible profondeur. Sa pression verticale est calculée en utilisant les formules ci-dessous :

$$q = \lambda H \quad (\text{G. 0. 4-1})$$

$$q_z = \gamma (H_1 - H) \quad (\text{G. 0. 4-2})$$

Dans laquelle :

q —pression verticale uniformément répartie du tunnel (kN/m^2) ;

q_z —charge maximale des massifs triangulaires qui se trouvent entre la cloison centrale et l'écouinçon (kN/m^2) ;

γ —poids volumique du terrain encaissant (kN/m^3) ;

H_1 —distance entre le haut de la cloison centrale et le sol (m) ;

H —profondeur du tunnel, soit la distance entre le haut du tunnel et le sol(m).

La pression latérale est calculée en utilisant les formules ci-dessous :

$$\left. \begin{aligned} e_1 &= \gamma H \lambda \\ e_2 &= \gamma(H + h) \lambda \end{aligned} \right\} \quad (\text{G. 0. 4-3})$$

Dans laquelle :

e_1, e_2 —pression latérale du haut de voûte du tunnel et celle du fond du tunnel;

γ —poids volumique du terrain encaissant(kN/m^3) ;

H —profondeur du tunnel, soit la distance entre le haut du tunnel et le sol(m).

h —hauteur de creusement du tunnel(m).

Les pressions du terrain encaissant horizontales exercées sur les soutènements de deux côtés de la cloison centrale sont :

$$\left. \begin{aligned} e'_1 &= q \lambda \\ e'_2 &= (q + q_x) \lambda \end{aligned} \right\} \quad (\text{G. 0. 4-4})$$

Dans laquelle :

e'_1, e'_2, q, q_x —comme présentés dans la figure G. 0. 4-1 ;

λ —coefficient de pression latérale horizontale, voir l'annexe D *Méthode de calcul des pressions du terrain encaissant du tunnel à faible profondeur.*

Les significations des symboles sont indiquées dans la figure G. 0. 4-1.

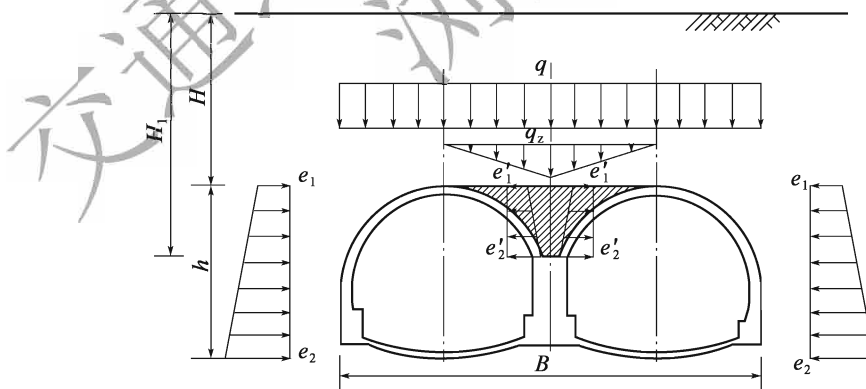


Figure G.0. 4-1 Schéma de répartition des charges du tunnel en double-arc à très faible profondeur

2 Pression du terrain encaissant du tunnel en double-arc à faible profondeur(figure G.0.4-2) :

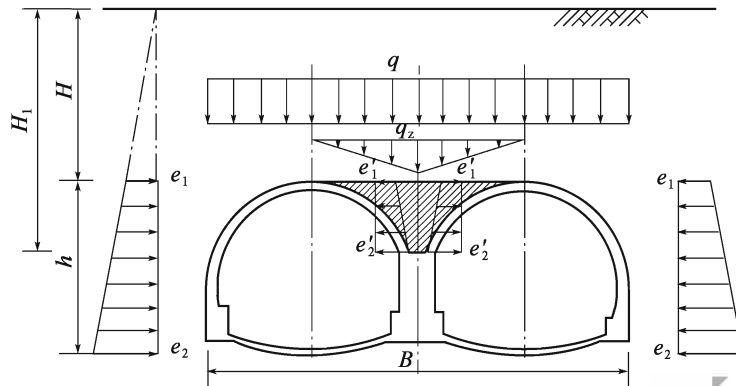


Figure G. 0. 4-2 Schéma de répartition des charges du tunnel en double-arc à faible profondeur générale

Un tunnel en double-arc avec $h_q < \text{la profondeur} \leq H_p$, est un tunnel en double-arc à faible profondeur générale.

$$q = \gamma H \left(1 - \frac{H}{B'} \lambda \tan \theta \right) \quad (\text{G. 0. 4-5})$$

Dans laquelle :

q —pression verticale du tunnel (kN/m^2) ;

γ —poids volumique du terrain encaissant sous-jacent du tunnel (kN/m^3) ;

H —profondeur du tunnel, soit la distance entre le haut du tunnel et le sol (m) .

B' —largeur efficace du tunnel en double-arc (m) ;

θ —angle de frottement du plan de glissement ($^\circ$) , déterminé selon le tableau D. 0. 2.

Lors du creusement de la galerie pilote médiane, le haut de voûte s' est enfoncé et le déplacement de convergence est faible, si le haut de la cloison centrale est remblayé à temps, les terrains encaissants en haut sont en contact étroit avec la cloison centrale et les creusements sont réalisés selon la méthode de galerie pilote, il est recommandé de prendre $B' = (0,6 \text{ à } 0,7) B$. Lors du creusement de la galerie pilote médiane, le haut de voûte s' est enfoncé et le déplacement de convergence est considérable, si le haut de la cloison centrale est remblayé à temps, les terrains encaissants en haut ne sont pas en contact étroit avec la cloison centrale et les creusements sont réalisés selon la méthode de creusement en demi-section ou à pleine section, il est recommandé de prendre $B' = (0,7 \text{ à } 1,0) B$.

Charge maximale des massifs triangulaires qui se trouvent entre la cloison centrale et l'écoinçon :

$$q_z = \gamma (H_1 - H) \quad (\text{G. 0. 4-6})$$

Pressions du terrain encaissant horizontales de deux côtés du tunnel :

$$\left. \begin{aligned} e_1 &= q\lambda \\ e_2 &= (q + \gamma h)\lambda \end{aligned} \right\} \quad (\text{G. 0. 4-7})$$

Dans laquelle :

h —hauteur de creusement du tunnel(m).

Les pressions du terrain encaissant horizontales de deux côtés de la cloison centrale exercées sur les soutènements sont :

$$\left. \begin{aligned} e'_1 &= \lambda q \\ e'_2 &= \lambda (q + q_z) \end{aligned} \right\} \quad (\text{G. 0. 4-8})$$

Dans laquelle :

λ —coefficient de la pression latérale, voir l'annexe D *Méthode de calcul des pressions du terrain encaissant du tunnel à faible profondeur.*

G.0.5 Il faut déterminer la pression du terrain encaissant du tunnel en double-arc soumis à une charge excentrée tout en respectant les descriptions ci-dessous :

1 Pression verticale :

Il est supposé que la répartition de la charge excentrée est identique à celle de la pente du sol, la pression verticale totale est :

$$Q = \frac{\gamma}{2} [(h + h')B' - (\lambda h^2 + \lambda' h'^2) \tan \theta] \quad (\text{G. 0. 5-1})$$

$$q_z = \gamma(H_1 - H) \quad (\text{G. 0. 5-2})$$

Dans laquelle :

h, h' —hauteur du haut de voûte au sol du côté intérieur et celle du côté extérieur(m) ;

q_z —charge maximale des massifs triangulaires qui se trouvent entre la cloison centrale et l'écoinçon(kN/m^2) ;

B' —largeur efficace du tunnel en double-arc(m) ;

γ —poids volumique du terrain encaissant sus-jacent du tunnel(kN/m^3) ;

θ —angle de frottement des deux côtés de colonne de sol de couverture($^\circ$), il est recommandé de prendre les valeurs de référence du tableau D.0.2 ;

λ, λ' —coefficient de la pression latérale du côté intérieur et celui du côté extérieur, identiques à ceux du tunnel monotube soumis à une charge excentrée.

2 Pression latérale horizontale du tunnel soumis à une charge excentrée

Côté intérieur :

$$e_i = \gamma h_i \lambda \quad (\text{G. 0. 5-3})$$

Côté extérieur :

$$e'_i = \gamma h'_i \lambda' \quad (\text{G. 0. 5-4})$$

Dans laquelle :

h_i, h'_i —distance du point arbitraire i au sol du côté intérieur et celle du côté extérieur(m) ;

e_i, e'_i —pression latérale horizontale du tunnel soumis à une charge excentrée du côté intérieur

et celle du côté extérieur(kN/m^2) ;
 γ —poids volumique du terrain encaissant(kN/m^3) ;

Les pressions du terrain encaissant horizontales de deux côtés de la cloison centrale exercées sur les soutènements sont :

$$\left. \begin{aligned} e'_1 &= \lambda\gamma H \\ e'_2 &= \lambda\gamma H_1 \end{aligned} \right\} \quad (\text{G. 0. 5-5})$$

$$\left. \begin{aligned} e'_3 &= \lambda'\gamma H \\ e'_4 &= \lambda'\gamma H_1 \end{aligned} \right\} \quad (\text{G. 0. 5-6})$$

Dans laquelle :

λ, λ' —coefficient de la pression latérale du côté intérieur et celui du côté extérieur, identiques à ceux du tunnel monotube soumis à une charge excentrée ;

H —distance entre le haut de voûte du centre de la cloison centrale du tunnel en double-arc et le sol, comme présentée dans la figure G.0.5 ;

H_1 —distance entre le haut de la cloison centrale du tunnel en double-arc et le sol, comme présentée dans la figure G.0.5 ;

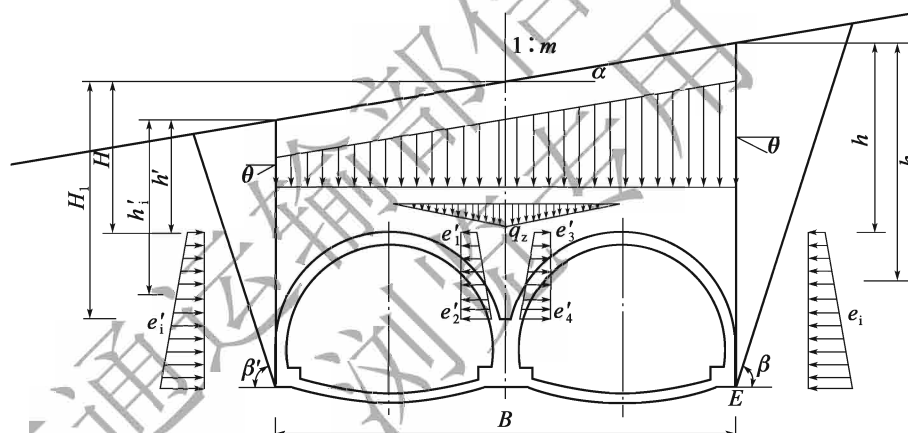


Figure G.0.5 Schéma des charges du tunnel en double-arc soumis à une charge excentrée

G.0.6 Pour calculer les charges de pression de terrains encaissants exercées sur le soutènement du tunnel en double-arc selon les formules précédentes, il faut obligatoirement utiliser la méthode de galerie pilote médiane de manière à assurer le remblayage compacté du haut de la cloison centrale et assurer la stabilité des massifs rocheux en haut de la cloison centrale.

Annexe H

Méthode de calcul de la charge de remblai du tunnel à ciel ouvert

H.0.1 La pression verticale des remblais en pierre et terre de la voûte est calculée en utilisant la formule (H.0.1) :

$$q_i = \gamma_1 h_i \quad (\text{H.0.1})$$

Dans laquelle :

q_i —valeur de la pression verticale des remblais du point arbitraire i sur le tunnel à ciel ouvert (kN/m^2) ;

γ_1 —poids volumique des remblais de l'extrados (kN/m^3) ;

h_i —hauteur de la colonne de sol du point arbitraire i sur le tunnel à ciel ouvert (m).

H.0.2 La pression latérale des remblais en pierre et terre de la voûte est calculée en utilisant la formule (H.0.2-1) :

$$e_i = \gamma_1 h_i \lambda \quad (\text{H.0.2-1})$$

Dans laquelle :

e_i —valeur de la pression latérale du point arbitraire i (kN/m^2) ;

γ_1, h_i —portent les mêmes significations que celles dans l'article précédent ;

λ —coefficient de la pression latérale.

Le coefficient de la pression latérale sera calculé en deux cas :

- 1) Le talus de remblai est incliné vers le haut (figure H.0.2-1), le calcul est fait avec le massif de sol infini :

$$\lambda = \cos\alpha \frac{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\varphi_1}}{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\varphi_1}} \quad (\text{H.0.2-2})$$

Dans laquelle :

α —angle de référence du talus de remblai($^{\circ}$) ;

φ_1 —angle de frottement de calcul des remblais en pierre et terre de voûte($^{\circ}$).

- 2) Le talus de remblai est incliné vers le bas (figure H. 0. 2-2) , le calcul est fait avec le massif de sol fini ;

$$\lambda = \frac{1 - \mu n}{(\mu + n) \cos \rho + (1 - \mu n) \sin \rho} \cdot \frac{mn}{(m - n)} \quad (\text{H. 0. 2-3})$$

Dans laquelle :

ρ —angle entre la direction d'action de pression latérale et l'horizontal($^{\circ}$) ;

n —rapport H/L du talus de déblai ;

m —rapport H/L du talus de remblai ;

μ —coefficient de frottement entre les remblais et le talus de déblai.

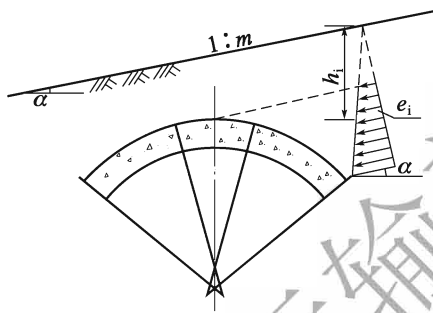


Figure H. 0. 2-1 Talus de remblai incliné vers le haut

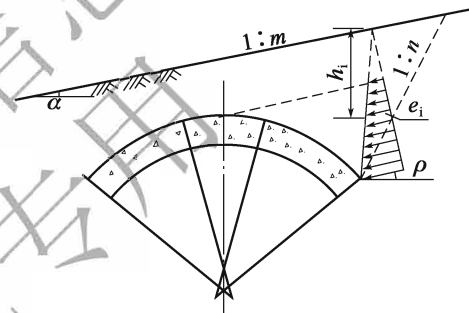


Figure H. 0. 2-2 Talus de remblai incliné vers le bas

H.0.3 La pression latérale des remblais en pierre et terre du piédroit est calculée en utilisant la formule(H.0.3-1) :

$$e_i = \gamma_2 h'_i \lambda \quad (\text{H. 0. 3-1})$$

Dans laquelle :

γ_1 —poids volumique des remblais du dos du mur(kN/m^3) ;

h'_i —hauteur convertie du point de calcul sur le piédroit(m) , $h'_i = h''_i + \frac{\gamma_1}{\gamma_2} h_1$;

h''_i —hauteur du haut du mur à la position de calcul(m) ;

h_1 —hauteur verticale du talus de remblai au haut du mur(m) ;

λ —coefficient de la pression latérale.

Le coefficient de la pression latérale sera calculé en trois cas :

1) Talus de remblai incliné vers le haut (figure H.0.3-1) :

$$\lambda = \frac{\cos^2 \varphi_2}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi_2 \sin(\varphi_2 - \alpha')}{\cos \alpha'}} \right]^2} \quad (\text{H. 0. 3-2})$$

2) Talus de remblai incliné vers le bas (figure H.0.3-2) :

$$\lambda = \frac{\tan \theta_0}{\tan(\theta_0 + \varphi_2) (1 + \tan \alpha' \tan \theta_0)} \quad (\text{H. 0. 3-3})$$

Dans laquelle :

φ_2 — angle de frottement de calcul des remblais du dos de mur (°) ;

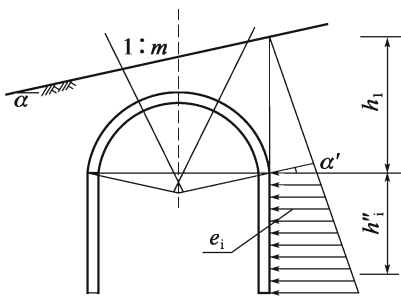


Figure H.0.3-1 Talus de remblai incliné vers le haut

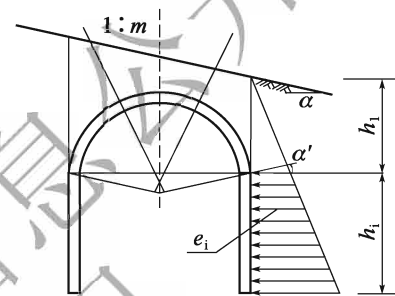


Figure H.0.3-2 Talus de remblai incliné vers le bas

$$\alpha' = \arctan\left(\frac{\gamma_1}{\gamma_2} \tan \alpha\right) \quad (\text{H. 0. 3-4})$$

$$\tan \theta_0 = \frac{-\tan \varphi_2 + \sqrt{(1 + \tan^2 \varphi_2)(1 + \tan \alpha' / \tan \varphi_2)}}{1 + (1 + \tan^2 \varphi_2) \tan \alpha' / \tan \varphi_2} \quad (\text{H. 0. 3-5})$$

3) Talus de remblai horizontal :

$$\lambda = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_2}{2}\right) \quad (\text{H. 0. 3-6})$$

Annexe J

Méthode de calcul de la poussée des terres du mur de portail de tunnel

J.0.1 Les poussées des terres du mur d'approche, du mur en aile et du mur du portail de tunnel sont calculées en utilisant les formules ci-dessous :

1 Angle entre le plan de fracture le plus dangereux et le plan vertical :

$$\tan \omega = \frac{\tan^2 \varphi_c + \tan \alpha \tan \varepsilon \sqrt{(1 + \tan^2 \varphi_c)(\tan \varphi_c - \tan \varepsilon)(\tan \varphi_c + \tan \alpha)(1 - \tan \alpha \tan \varepsilon)}}{\tan \varepsilon (1 + \tan^2 \varphi_c) - \tan \varphi_c (1 - \tan \alpha \tan \varepsilon)} \quad (\text{J.0.1-1})$$

Dans laquelle :

φ_c — angle de frottement de calcul du terrain encaissant ($^\circ$) ;

ε, α — angle du talus et angle d'inclinaison du mur ($^\circ$), comme présentés dans la figure J.0.1.

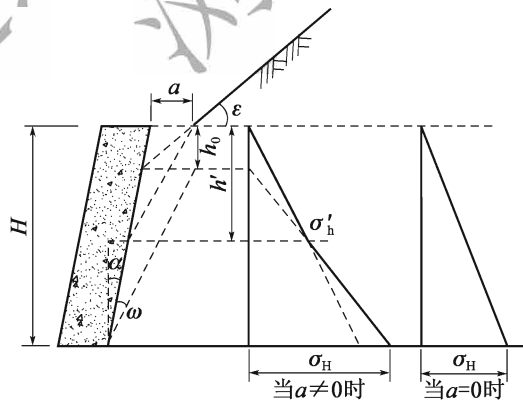


Figure J.0.1 Schéma de l'angle de pente du sol et de l'angle d'inclinaison du mur

2 Poussée des terres :

$$E = \frac{1}{2} \gamma \lambda \cdot [H^2 + h_0(h' - h_0)] \cdot b \cdot \xi \quad (\text{J.0.1-2})$$

$$\lambda = \frac{(\tan\omega - \tan\alpha)(1 - \tan\alpha \cdot \tan\varepsilon)}{\tan(\omega + \varphi_c)(1 - \tan\omega \cdot \tan\varepsilon)} \quad (\text{J. 0. 1-3})$$

$$h' = \frac{\alpha}{\tan\omega - \tan\alpha} \quad (\text{J. 0. 1-4})$$

Dans laquelle :

E —poussée des terres(kN) ;

γ —poids volumique de la strate(kN/m³) ;

λ —coefficient de la pression latérale ;

ω —angle de fracture du massif en sol du dos du mur(°) ;

b —largeur de bande de calcul du mur de portail(m) ;

ξ —coefficient d'incertitude des modes de calcul de la poussée des terres, valeur proposée $\xi = 0,6$.

交通运输部信息公开
浏览专用

Annexe K

Méthode de calcul des charges sismiques

K.0.1 En cas de calcul selon la méthode statique, les charges sismiques supportées par la structure sont composées de trois parties, qui sont respectivement la force d'inertie sismique du poids propre du revêtement, la force d'inertie sismique de la colonne de sol sus-jacente et l'incrément dynamique de poussée active. Le schéma de calcul (Figure K.0.1) peut être utilisé pour calculer l'action sismique à la direction transversale du tunnel.

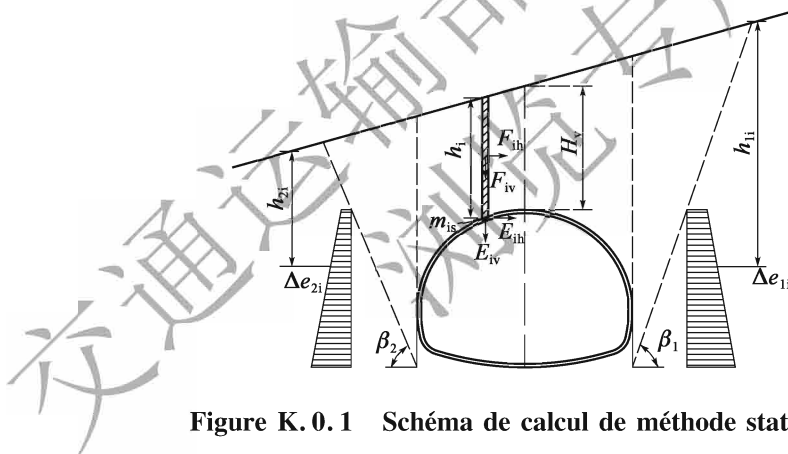


Figure K.0.1 Schéma de calcul de méthode statique

K.0.2 La force d'inertie sismique du poids propre du revêtement est la force d'inertie de la structure provoquée par l'accélération sismique. Ses actions sismiques horizontale et verticale sont respectivement calculées en utilisant les formules (K.0.2-1) et (K.0.2-2) :

$$E_{ih} = A_h m_{is} = C_i C_s A m_{is} \quad (\text{K.0.2-1})$$

$$E_{iv} = K_v A_h m_{is} = K_v C_i C_s A m_{is} \quad (\text{K.0.2-2})$$

Dans laquelle :

C_i —coefficient d'importance parasismique, la valeur est prise selon le tableau 16.2.3 ;

C_s —coefficient de modification du site, la valeur est prise selon le tableau 5.2.2 de *Norme de conception parasismique des travaux routiers* (JTG B02—2013). Lorsque les paramètres

du mouvement sismique adoptés s'appliquent au site de tunnel, la valeur prise est de 1,0;
 A —accélération maximale horizontale du sol, la valeur est prise selon le tableau 16. 2. 2 de
présente norme de conception;

m_{is} —masse du point de calcul du soutènement de tunnel(kg);

K_v —ratio de l'accélération maximale verticale du sol à l'accélération maximale horizontale du
sol. La valeur est prise selon le tableau 3. 3. 2 de *Norme de conception parasismique des
travaux routiers*(JTG B02—2013).

K. 0. 3 Dans le calcul, on suppose que la force d'inertie sismique de la colonne de sol sus-jacente
exerce sur la centroïde de la colonne de sol(figure K. 0. 1). Les valeurs de cette force d'inertie sont
calculées en utilisant les formules(K. 0. 3-1) et(K. 0. 3-2). Lors du calcul de l'effort interne de la
structure, selon le principe de translation des forces, on convertit l'effort sismique en forces de
nœud exercées sur la partie supérieure du revêtement et en moments fléchissants de nœud.

Action sismique horizontale de la colonne de sol sus-jacente :

$$F_{ih} = A_h Q_i / g \quad (\text{K. 0. 3-1})$$

Action sismique verticale de la colonne de sol sus-jacente:

$$F_{iv} = K_v A_h Q_i / g \quad (\text{K. 0. 3-2})$$

Poussée verticale de la colonne de sol sus-jacente:

$$Q_i = \frac{\gamma}{2} [2h_i B_i - (\lambda_1 h_i^2 + \lambda_2 h_i^2) \tan \theta_0] \quad (\text{K. 0. 3-3})$$

Dans laquelle:

A_h —accélération maximale horizontale du sol de conception, la valeur est prise en fonction de
la formule(K. 0. 2-1);

g —accélération gravitationnelle;

γ —poids volumique du terrain encaissant(kN/m^3);

h_i —hauteur de la colonne sus-jacente, si la hauteur de la colonne sus-jacente est supérieure à
la hauteur de calcul maximale de la colonne sus-jacente H_v (voir le tableau K. 0. 5 dans l'
annexe), la valeur de H_v (m) est prise;

B_i —largeur de la colonne de sol sus-jacente(m);

θ_0 —angle de frottement de deux côtés de la colonne de sol($^\circ$);

λ_1, λ_2 —coefficient de la pression latérale intérieur et extérieur lors des séismes, ils sont calculés en
utilisant les formules ci-dessous:

$$\lambda_1 = \frac{(\tan \beta_1 - \tan \varphi_1)(1 - \tan \theta_1 \tan \theta)}{(\tan \beta_1 - \tan \alpha)[1 + \tan \beta_1(\tan \varphi_1 - \tan \theta_1) + \tan \varphi_1 \tan \theta_1]} \quad (\text{K. 0. 3-4})$$

$$\lambda_2 = \frac{(\tan \beta_2 - \tan \varphi_2)(1 - \tan \theta_2 \tan \theta)}{(\tan \beta_2 + \tan \alpha)[1 + \tan \beta_2(\tan \varphi_2 - \tan \theta_2) + \tan \varphi_2 \tan \theta_2]} \quad (\text{K. 0. 3-5})$$

$$\tan\beta_1 = \tan\varphi_1 + \sqrt{\frac{(\tan^2\varphi_1 + 1)(\tan\varphi_1 - \tan\alpha)}{(\tan\varphi_1 - \tan\theta_1)}} \quad (\text{K. 0. 3-6})$$

$$\tan\beta_2 = \tan\varphi_2 + \sqrt{\frac{(\tan^2\varphi_2 + 1)(\tan\varphi_2 + \tan\alpha)}{(\tan\varphi_2 - \tan\theta_2)}} \quad (\text{K. 0. 3-7})$$

$$\varphi_1 = \varphi_g - \theta \quad (\text{K. 0. 3-8})$$

$$\varphi_2 = \varphi_g + \theta \quad (\text{K. 0. 3-9})$$

$$\theta_1 = \theta_0 - \theta \quad (\text{K. 0. 3-10})$$

$$\theta_2 = \theta_0 + \theta \quad (\text{K. 0. 3-11})$$

Dans laquelle :

φ_g —angle de frottement de calcul du terrain encaissant($^\circ$) ;

θ —angle sismique, la valeur est prise selon le tableau K. 0. 3. Non dans le cas de séisme, $\theta = 0$;

α —angle de pente du sol($^\circ$) , si le sol est à niveau, $\alpha = 0$;

β_1, β_2 —angle de fracture sous poussée maximale du côté intérieur et celui du côté extérieur($^\circ$).

Les autres symboles portent les mêmes significations que celles dans l'article précédent.

Tableau K. 0. 3 Correspondance entre l'accélération maximale horizontale du sol et l'angle sismique

Intensité parasismique(intensité)	7		8		9
Accélération horizontale maximale du sol A (g)	0,10	0,15	0,2	0,3	0,4
Angle sismique θ	1°30'		3°	4°30'	6°

K. 0. 4 Il faut calculer l'incrément dynamique de poussée active tout en respectant les descriptions ci-dessous :

1 l'incrément dynamique de poussée active du côté intérieur :

$$\Delta e_{1i} = C_i C_s \gamma h_{1i} (\lambda_1 - \lambda) \quad (\text{K. 0. 4-1})$$

2 l'incrément dynamique de poussée active du côté extérieur :

$$\Delta e_{2i} = C_i C_s \gamma h_{2i} (\lambda_2 - \lambda') \quad (\text{K. 0. 4-2})$$

Dans laquelle :

λ, λ' —coefficient de la pression latérale ordinaire du côté intérieur et celui du côté extérieur ;

h_{1i}, h_{2i} :—distance du point arbitraire i au sol du côté intérieur du revêtement et celle du côté extérieur du revêtement(m) ;

Les autres symboles portent les mêmes significations que celles dans l'article précédent.

K.0.5 Selon les recherches, si le calcul parasismique est effectué par la méthode statique, l'effort interne du revêtement dépend des conditions de terrains encaissants, de la portée du tunnel, de l'accélération maximale du sol, or, la hauteur de calcul maximale de la colonne de sol sus-jacente dépend seulement des conditions de terrains encaissants et de la portée du tunnel. Les conditions de terrains encaissants sont déterminées en fonction de la classification des terrains encaissants de la présente norme; en fonction du nombre de voies, la portée du tunnel est distribuée dans le tunnel à deux voies et tunnel à trois voies. Selon la classe de terrain encaissant et la portée du tunnel, on peut prendre la hauteur de calcul maximale de la colonne de sol sus-jacente H_v en consultant le tableau K.0.5. Si la hauteur de la colonne de sol sus-jacente est inférieure à la valeur correspondante du tableau K.0.5, la hauteur réelle est prise pour le calcul. Si la hauteur de la colonne de sol sus-jacente est supérieure à la valeur correspondante du tableau, la valeur du tableau K.0.5 est prise pour le calcul.

Tableau K.0.5 Valeur de la hauteur de calcul maximale de la colonne de sol sus-jacente (H_v) au sommet de la voûte lors du calcul selon la méthode statique

Régime Portée	Profondeur de calcul parasismique	
	Tunnel à deux voies	Tunnel à trois voies
Terrains encaissants de classe I et de classe II	0,5B	0,5B
Terrains encaissants de classe III	1,5B	1,0B
Terrains encaissants de classe IV	2,5B	2,0B
Terrains encaissants de classe V	3,0B	2,5B

K.0.6 L'action sismique du tunnel à ciel ouvert et celle du semi-tunnel sont calculées conformément aux descriptions ci-dessous, le schéma de calcul est présenté dans la figure K.0.6.

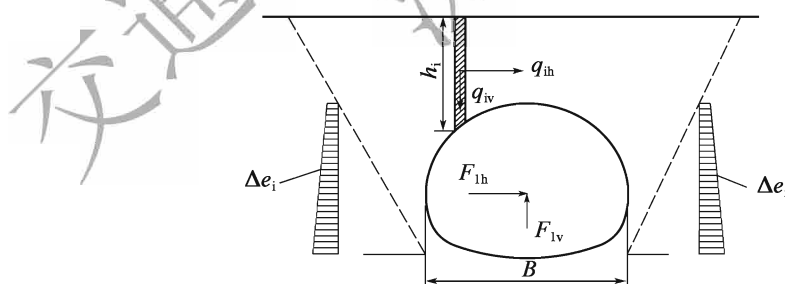


Figure K.0.6 Schéma de calcul de l'action sismique du tunnel à ciel ouvert et du semi-tunnel

- 1 L'effort sismique produit par le poids propre de la structure est calculé selon l'article K.0.2 de la présente norme;
- 2 Charge dynamique de poussée horizontale du remblai en haut du tunnel:

$$q_{ih} = A_h h_i \gamma / g \quad (\text{K.0.6-1})$$

Dans laquelle :

h_i —hauteur du remblai du point de calcul (m)

γ —poids volumique du remblai (kN/m^3) ;

Les autres symboles portent les mêmes significations que celles dans l'article précédent.

3 Charge dynamique de poussée verticale du remblai en haut de la voûte :

$$q_{iv} = k_v A_h h_i \gamma / g \quad (\text{K. 0. 6-2})$$

4 Les incréments dynamiques de poussée active sont calculés en utilisant les formules (K. 0. 4-1) et (K. 0. 4-2).

K. 0. 7 Les charges sismiques horizontales additionnelles produites par les poids propres du mur de portail et du mur de soutènement en approches sont calculées en utilisant les formules (K. 0. 7-1) et (K. 0. 7-2) :

$$E_{ihw} = C_i A \Psi_{iw} m_{iw} \quad (\text{K. 0. 7-1})$$

$$E_{ivw} = C_i K_a A \Psi_{iw} m_{iw} \quad (\text{K. 0. 7-2})$$

Dans laquelle :

E_{ihw} —charge sismique horizontale du centre de gravité de mur au-dessus de la section i (kN) ;

E_{ivw} —charge sismique verticale du centre de gravité de mur au-dessus de la section i (kN) ;

m_{iw} —masse du mur au-dessus de la section i (kg) ;

ψ_{iw} —coefficient de répartition de la charge sismique horizontale sur la hauteur du mur, la valeur est prise selon les descriptions de formule (7. 2. 3-2) de *Norme de conception parasismique des travaux routiers* (JTG B02—2013).

Les autres symboles portent les mêmes significations que celles dans l'article précédent.

K. 0. 8 La poussée active sismique du remblai argileux est calculée en utilisant la formule (K. 0. 8-1) :

$$E_{ea} = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 + qH \frac{\cos \alpha}{\cos(\alpha - \beta)} \right) K_a - 2cHK_{ca} \quad (\text{K. 0. 8-1})$$

Dans laquelle :

γ —poids volumique du sol argileux (kN/m^3) ;

H —hauteur du mur de portail ou hauteur du mur de soutènement en approches (m) ;

q —charge uniformément répartie sur le coin de glissement (kN/m) ;

α —angle du dos du mur de portail ou du dos du de soutènement en approches sur la direction verticale ($^\circ$) ;

β —angle que le talus fait avec l'horizontale ($^\circ$).

c —coefficient de cohésion du remblai argileux ;

K_a —coefficient de poussée active sismique ;

K_{ca} —coefficient, calculé en utilisant la formule (K. 0. 8-3).

Les angles sont présentés dans la figure K. 0. 8.

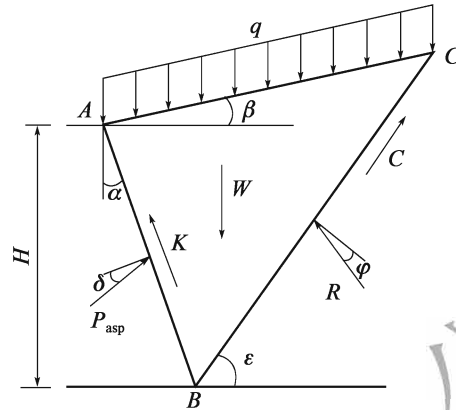


Figure K. 0. 8 Schéma de calcul de la poussée sismique

K_a dans la formule (K. 0. 8-1) est calculé en utilisant la formule (K. 0. 8-2) :

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha - \theta)}{\cos\theta \cos^2\alpha \cos(\alpha + \delta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\alpha - \beta) \cos(\alpha + \delta + \theta)}} \right]^2} \quad (\text{K. 0. 8-2})$$

Dans laquelle :

φ —angle de frottement interne du sol (°) ;

δ —angle de frottement entre le remblai et le dos de mur de portail ou le dos de mur de soutènement en approches (°).

$$K_{ca} = \frac{1 - \sin\varphi}{\cos\varphi} \quad (\text{K. 0. 8-3})$$

La valeur de l'angle sismique θ est prise selon le tableau K. 0. 8.

Tableau K. 0. 8 Valeur de l'angle sismique

Intensité parasismique		7	8	9
Angle sismique θ (°)	Sur le plan d'eau	1,5	3,0	6,0
	Sous le plan d'eau	2,5	5,0	10,0

K. 0. 9 La butée du sol argileux est calculée en utilisant les formules (K. 0. 9-1) et (K. 0. 9-2) :

$$E_{ep} = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 + qH \frac{\cos\alpha}{\cos(\alpha - \beta)} \right) K_{psp} + 2cHK_{cp} \quad (\text{K. 0. 9-1})$$

$$K_{cp} = \frac{\sin(\varphi - \theta) + \cos\theta}{\cos\theta \cos\varphi} \quad (\text{K. 0. 9-2})$$

Dans laquelle :

K_{psp} —coefficient de butée du sol;

K_{cp} —coefficient.

Les autres symboles dans la formule portent les mêmes significations que celles dans l'article précédent.

K. 0. 10 Lorsque $q = 0$, l'action de la poussée sismique est exercée sur la position $H/3$ au fond du mur; lorsque $q \neq 0$, il faut prendre H plus la hauteur du remblai converti de q .

K. 0. 11 Si le remblai derrière le mur de portail ou le mur de soutènement en approches ne porte pas de cohésion, la poussée active sismique exercée sur le dos de mur peut être calculée en utilisant les formules simplifiées ci-dessous :

$$E_{ea} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_A \left(1 + \frac{3C_i A}{g} \tan \varphi \right) \quad (\text{K. 0. 11-1})$$

$$K_A = \frac{\cos^2 \varphi}{(1 + \sin \varphi)^2} \quad (\text{K. 0. 11-2})$$

Dans laquelle :

E_{ea} —poussée active sismique exercée sur le dos de mur par mètre linéaire (kN/m), le point d'action est de $0,4H$ au fond du mur;

γ —poids volumique du sol (kN/m³);

H —hauteur du mur (m);

K_A —coefficient de poussée active exercée sur le dos de mur dans les conditions non-sismiques;

φ —Angle de frottement interne du sol du dos de mur (°);

C_i —coefficient d'importance parasismique.

S'il existe la couche de sol liquéfié ou la couche de sol meuble au-dessous du mur, la poussée active exercée sur le dos de mur est calculée en utilisant la formule (K. 0. 11-3) :

$$E_{ea} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (K_A + 2C_i A/g) \quad (\text{K. 0. 11-3})$$

Les symboles dans la formule portent les mêmes significations que celles dans l'article précédent.

Annexe L

Méthode de simulation de charges

L.0.1 Principe de conception :

La méthode de simulation de charges est conçue en considérant qu'après le creusement du tunnel, l'action principale des strates consiste à charger le revêtement, qui doit être capable de supporter de manière sécuritaire et fiable l'action des charges telles que la pression des strates etc. Lors du calcul, la pression des strates est d'abord déterminée selon la méthode de classification stratigraphique ou selon la formule pratique, puis l'effort interne du revêtement est calculée selon la méthode de calcul pour l'ouvrage sur la fondation élastique, et la conception de la section structurale est réalisée.

L.0.2 Principe de calcul :

1 Inconnue et équation de base

Le déplacement nodal du revêtement est pris comme inconnue de base. L'équation d'équilibre pour la solution globale du système peut être obtenue selon le Principe 'énergie potentielle minimale ou le Principe variationnel :

$$[K] \{\delta\} = \{P\} \quad (\text{L.0.2-1})$$

Dans laquelle :

$\{\delta\}$ —vecteur colonne composé de déplacements nodaux du revêtement, soit: $\{\delta\} = [\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_m]^T$;

$\{P\}$ —vecteur colonne composé de charges nodales du revêtement, soit: $\{P\} = [P_1, P_2, \dots, P_m]^T$;

$[K]$ —matrice de rigidité globale du revêtement, soit d'ordre $m \times m$, m représente le nombre total des degrés de liberté des nœuds du système.

Les matrices $\{P\}$, $[K]$ et $\{\delta\}$ peuvent être assemblées par la matrice de charge élémentaire $\{P\}^e$, celle de rigidité élémentaire $[k]^e$, ainsi que celle de vecteur de déplacement $\{\delta\}^e$. Par conséquent, lors que la Méthode des éléments finis (MEF) est utilisée pour l'analyse, il faut diviser d'abord des éléments et établir la matrice de rigidité élémentaire $[k]^e$ et la matrice de charge élémentaire $\{P\}^e$.

Si l'axe de la structure portante du tunnel est en arc, il faut simuler la courbe en utilisant l'élément de ligne brisée. Lors de la division d'éléments, il faut seulement déterminer la longueur de l'élément de barre. L'épaisseur des éléments de barre est exactement celle de la structure, qui est prise à 1 (m). Alors la surface de section transversale de la barre correspondante est $A = d \times 1 \text{ (m}^2\text{)}$, le moment d'inertie à la flexion est $I = \frac{1}{12} \times 1 \times d^3 \text{ (m}^4\text{)}$, le module d'élasticité du béton est pris comme $E \text{ (kN/m}^2\text{)}$.

2 Calcul de la matrice de rigidité élémentaire

En supposant que le déplacement nodal de l'élément de poutre dans le système de coordonnées locales est $\{\bar{\delta}\} = [\bar{u}_i, \bar{v}_i, \bar{\theta}_i, \bar{u}_j, \bar{v}_j, \bar{\theta}_j]^T$, la force nodale correspondante est $\{\bar{f}\} = [\bar{X}_i, \bar{Y}_i, \bar{M}_i, \bar{X}_j, \bar{Y}_j, \bar{M}_j]^T$, alors :

$$\{\bar{f}\} = [k]^e \{\bar{\delta}\} \quad (\text{L. 0. 2-2})$$

Dans laquelle, $[k]^e$ représente la matrice de rigidité de l'élément de poutre dans le système de coordonnées locales, et :

$$[k]^e = \begin{bmatrix} \frac{EA}{l} & 0 & 0 & -\frac{EA}{l} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{l^3} & \frac{6EI}{l^2} & 0 & -\frac{12EI}{l^3} & \frac{6EI}{l^2} \\ 0 & \frac{6EI}{l^2} & \frac{4EI}{l} & 0 & -\frac{6EI}{l^2} & \frac{2EI}{l} \\ -\frac{EA}{l} & 0 & 0 & \frac{EA}{l} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{l^3} & -\frac{6EI}{l^2} & 0 & \frac{12EI}{l^3} & -\frac{6EI}{l^2} \\ 0 & \frac{6EI}{l^2} & \frac{2EI}{l} & 0 & -\frac{6EI}{l^2} & \frac{4EI}{l} \end{bmatrix} \quad (\text{L. 0. 2-3})$$

Dans laquelle :

- l —longueur de l'élément de poutre ;
- A —surface de section de la poutre ;
- I —moment d'inertie de la poutre ;
- E —module d'élasticité de la poutre.

Pour l'ensemble de la structure, le système de coordonnées locales adopté par chaque élément se diffère, par conséquent, lors de l'établissement de la matrice générale, il faut transformer la matrice de rigidité élémentaire $[\bar{k}]^e$ qui est établie selon le système de coordonnées locales en celle dans le système de coordonnées générales de la structure $[k]^e$ tout en utilisant la formule (L. 0. 2-4).

$$[k]^e = [T]^T [\bar{k}]^e [T] \quad (\text{L. 0. 2-4})$$

Dans laquelle :

$[T]$ —matrice transposée, dont la formule est :

$$[T] = \begin{bmatrix} \cos\beta & \sin\beta & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\sin\beta & \cos\beta & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos\beta & \sin\beta & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\sin\beta & \cos\beta & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (\text{L. 0. 2-5})$$

Dans laquelle :

β —angle entre le système de coordonnées locales et le système de coordonnées générales($^\circ$).

3 Mode de force contraire des strates

La résistance élastique des strates est donnée par les formules suivantes :

$$F_n = K_n \cdot U_n \quad (\text{L. 0. 2-6})$$

$$F_s = K_s \cdot U_s \quad (\text{L. 0. 2-7})$$

Dont,

$$K_n = \begin{cases} K_n^+ & U_n \geq 0 \\ K_n^- & U_n < 0 \end{cases} \quad (\text{L. 0. 2-8})$$

$$K_s = \begin{cases} K_s^+ & U_s \geq 0 \\ K_s^- & U_s < 0 \end{cases} \quad (\text{L. 0. 2-9})$$

Dans lesquelles :

F_n, F_s —résistances élastiques normale et tangentielle.

K_n et K_s représentent respectivement le coefficient de résistance élastique du terrain encaissant correspondant, K^+ et K^- représentent respectivement le coefficient de résistance de la zone de compression et celui de la zone de traction, on définit généralement $K_n^- = K_s^- = 0$.

Une fois l'élément de barre déterminé, il est possible de déterminer l'élément de ressort stratigraphique, qui sera disposé seulement aux nœuds de l'élément de barre. La disposition peut être réalisée le long de toute la section, ou sur une partie de nœuds. En premier cas (disposition sur toute la section), lors du calcul, il faut utiliser la méthode itérative pour analyser la déformation, et enfin déterminer la position exacte de la zone de résistance.

交通运输部信息公开
浏览专用

Annexe M

Méthode de modélisation stratigraphique

M.0.1 Principe de conception :

Conçue en considérant le revêtement et les strates comme un système qui est soumis à des efforts dans son ensemble, et sous réserve de répondre aux conditions de compatibilité des déformations, la méthode de modélisation stratigraphique consiste à calculer respectivement les efforts internes du revêtement et des strates, pour vérifier la stabilité des strates et réaliser la conception de la section structurale.

Actuellement, la Méthode des éléments finis, qui est prise comme la méthode principale pour le calcul, est convenable pour le revêtement qui est prévu dans la roche tendre ou la strate relativement stable.

M.0.2 Calcul de la contrainte crustale initiale :

1 Contrainte géostatique initiale

Généralement, la contrainte géostatique initiale est calculée en utilisant la méthode des éléments finis ou celle de coefficient de pression latérale horizontale défini.

1) Méthode des éléments finis

C'est-à-dire que la contrainte géostatique initiale est calculée par la méthode des éléments finis et transformée en charge nodale équivalente.

2) Méthode de coefficient de pression latérale horizontale défini

C'est-à-dire qu'après avoir défini la valeur du coefficient de pression latérale horizontale K_0 , la contrainte géostatique crustale initiale est calculée par la formule suivante :

$$\sigma_z^g = \sum \gamma_i H_i \quad (\text{M. 0. 2-1})$$

$$\sigma_x^g = K_0 \cdot (\sigma_z - P_w) + P_w \quad (\text{M. 0. 2-2})$$

Dans lesquelles :

σ_z^g, σ_x^g — contrainte géostatique crustale initiale dans la direction verticale et celle dans la direction horizontale ;

γ_i — poids volumique de roche de la couche i au-dessus du point de calcul ;

H_i — épaisseur de roche de la couche i au-dessus du point de calcul ;

P_w — pression interstitielle au point de calcul. Sans tenir compte du changement de niveau piézométrique, P_w est déterminé par la pression hydrostatique au point de calcul, soit $P_w = \gamma_w \cdot H_w$ (γ_w représente le poids volumique des eaux souterraines, H_w représente la différence du niveau d'eau souterraine).

2 Contrainte tectonique

La contrainte tectonique crustale peut être supposée en distribution uniforme ou linéaire. Sous l'hypothèse que la direction d'action de la contrainte principale reste fixe, la formule générale de déformation en plan à deux dimensions est :

$$\begin{cases} \sigma_x^s = a_1 + a_4 z \\ \sigma_z^s = a_2 + a_5 z \\ \tau_{xz}^s = a_3 \end{cases} \quad (\text{M. 0. 2-3})$$

Dans laquelle :

$a_1 \sim a_5$ — coefficients constants ;

z — coordonnée verticale.

3 Contrainte crustale initiale

La contrainte crustale initiale peut être obtenue en superposant la contrainte géostatique à la contrainte tectonique.

M.0.3 Modèle constitutif :

1 Élément de roche

1) Modèle élastique

En ce qui concerne la déformation en plan, l'incrément de contrainte de l'élastomère isotrope transversal peut être exprimé comme suit :

$$\{\Delta\sigma\} = \begin{Bmatrix} \Delta\sigma_x \\ \Delta\sigma_z \\ \Delta\tau_{zx} \end{Bmatrix} = [D] \{\Delta\varepsilon\} = \begin{bmatrix} \frac{E_0 E_v - \mu_{vh}^2 E_h^2}{E_0} & \frac{E_h E_v \mu_{vh} (1 + \mu_{hh})}{E_0} & 0 \\ \frac{E_h E_v \mu_{vh} (1 + \mu_{hh})}{E_0} & \frac{E_v^2 (1 - \mu_{hh}^2)}{E_0} & 0 \\ 0 & 0 & G_{hv} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_x \\ \Delta\varepsilon_z \\ \Delta\gamma_{zx} \end{Bmatrix} \quad (\text{M. 0. 3-1})$$

Dans laquelle :

E_v —module d'élasticité dans la direction verticale(z) ;

E_h —module d'élasticité dans la direction horizontale(x, y) ;

μ_{vh} —coefficient de Poisson de la déformation dans la direction horizontale due à la déformation dans la direction verticale(coefficient de Poisson dans le plan vertical) ;

μ_{hh} —coefficient de Poisson dans le plan horizontal ;

G_{hv} —module de cisaillement dans le plan vertical.

L'incrément de contrainte de l'élastomère isotrope peut être exprimé comme suit :

$$\{\Delta\sigma\} = \begin{Bmatrix} \Delta\sigma_x \\ \Delta\sigma_z \\ \Delta\tau_{zx} \end{Bmatrix} = [D] \{\Delta\varepsilon\} = \frac{E(1-\mu)}{(1+\mu)(1-2\mu)} \begin{bmatrix} 1 & \frac{\mu}{1-\mu} & 0 \\ \frac{\mu}{1-\mu} & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\mu}{2(1-\mu)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_x \\ \Delta\varepsilon_z \\ \Delta\gamma_{zx} \end{Bmatrix} \quad (\text{M. 0. 3-2})$$

2) Modèle élastique non-linéaire

En adoptant l'hypothèse du modèle Duncan-Chang, et en considérant que la relation contrainte-déformation peut être décrite approximativement par la relation d'hyperbole, alors lorsque la contrainte principale σ_3 reste constante, la formule est :

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_1}{a + b\varepsilon_1} \quad (\text{M. 0. 3-3})$$

En supposant qu'il existe une relation d'hyperbole entre la déformation axiale ε_1 et la déformation latérale ε_3 , alors :

$$\varepsilon_1 = \frac{\varepsilon_3}{f + d\varepsilon_3} \quad (\text{M. 0. 3-4})$$

Dans laquelle :

a, b, f, d —paramètres définis par des essais.

La formule du module d'élasticité sous les différents états de contrainte est :

$$E_i = \left[1 - \frac{R_f(1 - \sin\varphi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2c\cos\varphi + 2\sigma_3\sin\varphi} \right]^2 K \cdot P_0 \cdot \left(\frac{\sigma_3}{P_0} \right)^n \quad (\text{M. 0. 3-5})$$

Dans laquelle :

R_f —ratio de destruction, dont la valeur est inférieure à 1 (généralement entre 0,75 à 1,0) ;

c, φ —cohésion et angle de frottement interne du sol ;

P_0 —pression atmosphérique, prise généralement comme 100 kPa ;

K, n —paramètres définis par des essais.

La formule du coefficient de Poisson sous les différents états de contrainte est :

$$\mu_i = \frac{G - F \lg \left(\frac{\sigma_3}{P_0} \right)}{(1 - A)^2} \quad (\text{M. 0. 3-6})$$

$$A = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)d}{K P_0 \left(\frac{\sigma_3}{P_0} \right)^n \left[1 - \frac{R_f(1 - \sin\varphi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2c\cos\varphi + 2\sigma_3\sin\varphi} \right]} \quad (\text{M. 0. 3-7})$$

Dans laquelle :

G, F, d —paramètres définis par des essais. Selon E_i et μ_i , la matrice d'élasticité $[D]$ sous cet état de contrainte peut être déterminée.

3) Modèle élastoplastique

① Critère de limite d'élasticité

Pour juger si les matériaux entrent dans l'état plastique, il convient d'utiliser les critères de limite d'élasticité *Drucker-Prager* ou *Mohr—Coulomb*. La formule de *Drucker-Prager* est :

$$f = \alpha \cdot I_1 + \sqrt{J_2} - k = 0 \quad (\text{M. 0. 3-8})$$

Dans laquelle :

I_1 —premier invariant du tenseur de contrainte ;

J_2 —deuxième invariant de la déviation de contrainte ;

$$\alpha = \frac{\sin\phi}{\sqrt{3}\sqrt{3 + \sin^2\phi}}, k = \frac{\sqrt{3} C \cos\phi}{\sqrt{3 + \sin^2\phi}} \quad (\text{M. 0. 3-9})$$

La formule du critère de limite d'élasticité *Mohr—Coulomb* est :

$$f = \frac{1}{3} I_1 \sin\phi - \left(\cos\theta + \frac{1}{\sqrt{3}} \sin\theta \sin\phi \right) \sqrt{J_2} + C \cos\phi = 0 \quad (\text{M. 0. 3-10})$$

Dans laquelle :

$$\theta = \frac{1}{3} \sin^{-1} \left(\frac{-3\sqrt{3}}{2} \frac{J_3}{(J_2)^{\frac{3}{2}}} \right), -\frac{\pi}{6} \leq \theta \leq \frac{\pi}{6} ;$$

J_3 —troisième invariant de la déviation de contrainte.

② Matrice élastoplastique

Dès l'entrée des matériaux dans l'état plastique, la formule d'incrément de sa relation contrainte-déformation élastoplastique est:

$$\{d\sigma\} = \left(\begin{array}{c} [D] \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\} \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T [D] \\ [D] - \frac{[D] \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\} \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T [D]}{A + \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T [D] \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\}} \end{array} \right) \{d\varepsilon\} = ([D] - [D_p]) \{d\varepsilon\} = [D_{ep}] \{d\varepsilon\} \quad (\text{M. 0. 3-11})$$

Dans laquelle:

$[D]$, $[D_p]$, $[D_{ep}]$ —représentent respectivement la matrice plastique, la matrice élastique et la matrice élastoplastique du matériau;

A —paramètre relatif au durcissement du matériau, en cas d'élastoplasticité idéale, $A = 0$;

f —fonction de la surface de limite conventionnelle d'élasticité;

g —fonction de la surface de potentiel plastique, en cas d'utilisation de la règle d'écoulement associé, $g = f$.

③ Processus de calcul de l'analyse élastoplastique

Au cours du chargement incrémental, une fois que certains massifs roche-sol entrent dans l'état plastique, la déformation plastique excessive causée par la limite d'élasticité du matériau sera transférée sous forme de déformation initiale et sera portée conjointement par tous les éléments dans l'ensemble du système. À chaque pas de temps, la déformation initiale correspondant à la déformation plastique excessive de chaque élément agit sous la forme de force nodale équivalente, et est traitée comme la charge supplémentaire nodale au cours d'un deuxième calcul, selon laquelle l'opération itérative est effectuée jusqu'au temps de calcul définitif du pas de temps et jusqu'à ce qu'elle soit conforme aux exigences de précision définies.

4) Modèle viscoélastique

Le modèle Kelvin généralisé à 3 éléments, se compose d'éléments élastiques et de modèle Kelvin en série, comme présenté dans la figure M. 0. 3.

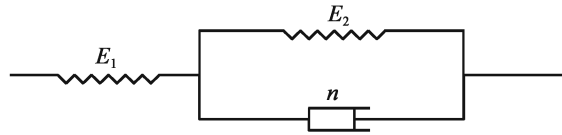


Figure M. 0.3 Modèle Kelvin généralisé

La formule de la relation contrainte-déformation est :

$$\frac{\eta}{E_1 + E_2} \dot{\sigma} + \sigma = \frac{\eta E_1}{E_1 + E_2} \dot{\varepsilon} + \frac{E_1 E_2}{E_1 + E_2} \varepsilon \quad (\text{M. 0. 3-12})$$

L'équation de fluage après l'exécution du revêtement est :

$$\varepsilon(t) = \left[\frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2} (1 - e^{-\frac{t}{\eta}}) \right] \sigma_0 = \sigma_0 J(t) \quad (\text{M. 0. 3-13})$$

Dans laquelle :

- $J(t)$ —complaisance de fluage ;
- σ_0 —contrainte constante.

2 Élément de poutre

Identique au « calcul de la matrice de rigidité élémentaire » dans l'annexe I.

3 Élément de barre

En supposant que le déplacement nodal de l'élément de barre dans le système de coordonnées locales est $\{\bar{\delta}\} = [\bar{u}_i, \bar{v}_i, \bar{u}_j, \bar{v}_j]^T$, la force nodale correspondante est $\{\bar{f}\} = [\bar{X}_i, \bar{Y}_i, \bar{X}_j, \bar{Y}_j]^T$, alors :

$$\{\bar{f}\} = [\bar{k}] \{\bar{\delta}\} \quad (\text{M. 0. 3-14})$$

Dans laquelle, $[\bar{k}]$ représente la matrice de rigidité de l'élément de barre dans le système de coordonnées locales, et :

$$[\bar{k}] = \begin{bmatrix} \frac{EA}{l} & 0 & -\frac{EA}{l} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{EA}{l} & 0 & \frac{EA}{l} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (\text{M. 0. 3-15})$$

Dans laquelle,

- l —longueur de la barre ;
- A —surface de section de la barre ;
- E —module d'élasticité de la barre.

4 Élément de surface de contact

L'élément de joint sans épaisseur est utilisé pour simuler la surface de contact. Sans prise en compte des actions de couplage normale et tangentielle, la formule d'incrément est :

$$\begin{Bmatrix} \Delta \tau_s \\ \Delta \sigma_n \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_s & 0 \\ 0 & K_n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta u_s \\ \Delta u_n \end{Bmatrix} = [K^e] \begin{Bmatrix} \Delta u_s \\ \Delta u_n \end{Bmatrix} \quad (\text{M. 0. 3-16})$$

Dans laquelle :

K_s —rigidité tangentielle de la surface de contact ;

K_n —rigidité normale de la surface de contact.

Le matériau de la surface de contact, dont la relation contrainte-déformation est généralement non linéaire, est souvent en état sous effort plastique. Lorsqu'on utilise le critère de Mohr-Coulomb, et sous l'hypothèse que le matériau de joint soit le matériau élastoplastique idéal et que la règle d'écoulement associée soit adoptée, en ce qui concerne le problème de la déformation en plan, il est possible de déduire la matrice plastique du glissement sous cisaillement de l'élément de surface de contact :

$$[D_p] = \frac{1}{S_0} \begin{bmatrix} K_s^2 & K_s S_1 \\ K_s S_1 & S_1^2 \end{bmatrix} \quad (\text{M. 0. 3-17})$$

Dans laquelle :

$S_0 = K_s + K_n \tan^2 \varphi$, $S_1 = K_n \tan \varphi$;

φ —angle de frottement interne de la surface de contact ($^\circ$).

Pour les éléments de surface de contact qui sont en état non linéaire, la formule de la relation entre la contrainte et le déplacement est :

$$\tau_s = K_s \cdot \Delta u_s \quad \sigma_n = K_n v_m \frac{\Delta u_n}{v_m - \Delta u_n} \quad (\Delta u_n < v_m) \quad (\text{M. 0. 3-18})$$

Dans laquelle :

v_m —volume encastré normal admissible de l'élément de surface de contact.

M. 0. 4 Mode d'élément

1 Élément unidimensionnel

En ce qui concerne l'élément linéaire unidimensionnel à deux nœuds, sous l'hypothèse que le déplacement nodal soit $\{\delta\} = \{u_i, v_i, u_j, v_j\}$, le déplacement du nœud quelconque de l'élément est :

$$u = \sum N_i u_i \quad (\text{M. 0. 4-1})$$

Dans laquelle :

N représente la fonction d'interpolation, et :

$$N_1 = \frac{1 - \xi}{2}, N_2 = \frac{1 + \xi}{2} \quad (\text{M. 0. 4-2})$$

2 Élément triangulaire

En ce qui concerne l'élément triangulaire à trois nœuds, sous l'hypothèse que les coordonnées des nœuds soient $\{x_i, y_i, x_j, y_j, x_m, y_m\}$, le déplacement nodal $\{\delta\} = \{u_i, v_i, u_j, v_j, u_m, v_m\}$, la force nodale correspondante $\{F\} = \{X_i, Y_i, X_j, Y_j, X_m, Y_m\}$, alors le déplacement du nœud quelconque de l'élément sous le mode de déplacement linéaire est :

$$\begin{pmatrix} u \\ v \end{pmatrix} = [N] \{\delta\} \quad (\text{M. 0. 4-3})$$

Dans laquelle : $[N]$ représente la matrice de fonction de forme, soit

$$[N] = \begin{bmatrix} N_i & 0 & N_j & 0 & N_m & 0 \\ 0 & N_i & 0 & N_j & 0 & N_m \end{bmatrix} \quad (\text{M. 0. 4-4})$$

Dans laquelle : $N_i = \frac{1}{2\Delta}(a_i + b_i x + c_i y)$;

Δ —surface élémentaire ;

$$\begin{cases} a_i = x_j y_m - x_m y_j \\ b_i = y_j - y_m \\ c_i = x_m - x_j \end{cases}$$

3 Élément quadrangulaire

Lorsqu'on utilise l'élément isoparamétrique à quatre nœuds, et sous l'hypothèse que le déplacement nodal soit $\{\delta\} = [u_1, v_1, u_2, v_2, u_3, v_3, u_4, v_4]^T$, le mode de déplacement peut être déduit par la fonction d'interpolation bilinéaire, sous la forme :

$$\begin{aligned} u &= N_1 u_1 + N_2 u_2 + N_3 u_3 + N_4 u_4 \\ v &= N_1 v_1 + N_2 v_2 + N_3 v_3 + N_4 v_4 \end{aligned} \quad (\text{M. 0. 4-5})$$

Dans laquelle : N représente la fonction d'interpolation, soit :

$$\begin{cases} N_1 = \frac{1}{4}(1 - \xi)(1 - \eta) \\ N_2 = \frac{1}{4}(1 + \xi)(1 - \eta) \\ N_3 = \frac{1}{4}(1 + \xi)(1 + \eta) \\ N_4 = \frac{1}{4}(1 - \xi)(1 + \eta) \end{cases} \quad (\text{M. 0. 4-6})$$

M.0.5 Simulation du processus d'exécution

1 Formule générale

La simulation du processus de creusement est généralement réalisée en appliquant une charge libérée sur la limite de creusement. Une phase d'exécution relativement complète est appelée un pas d'exécution, et sous l'hypothèse que chaque pas d'exécution comprend plusieurs pas incrémentaux, alors la charge libérée du creusement correspondant au pas d'exécution peut être libérée progressivement pendant les pas incrémentaux qu'il comprend, pour simuler authentiquement le processus d'exécution. Lors du calcul concret, la quantité de libération de charge de chaque pas incrémental peut être contrôlée selon le coefficient de libération.

En ce qui concerne l'état des différentes phases d'exécution, la formule de l'analyse MEF est :

$$[K]_i \{\Delta\delta\}_i = \{\Delta F_r\}_i + \{\Delta F_g\}_i + \{\Delta F_p\}_i \quad (i = 1, L) \quad (M. 0. 5-1)$$

$$[K]_i = [K]_0 + \sum_{\lambda=1}^i [\Delta K]_{\lambda} \quad (i \geq 1) \quad (M. 0. 5-2)$$

Dans laquelle: L —nombre total de pas d'exécution ;

$[K]_i$ —matrice de rigidité totale du massif roche-sol et de la structure lors du pas d'exécution i ;

$[K]_0$ —matrice de rigidité totale initiale du massif roche-sol et de la structure (existant avant le début d'exécution) ;

$[\Delta K]_{\lambda}$ —incrément ou décrement de la rigidité du massif roche-sol et de la structure lors du pas d'exécution λ au cours de l'exécution, pour démontrer le creusement et le remblayage de l'élément de massif roche-sol, ainsi que l'exécution ou le démantèlement de l'élément structural ;

$\{\Delta F_r\}_i$ —force nodale équivalente de la charge libérée sur la limite de creusement pendant le pas d'exécution i ;

$\{\Delta F_g\}_i$ —force nodale équivalente du poids propre ajouté lors du pas d'exécution i ;

$\{\Delta F_p\}_i$ —force nodale équivalente de la charge incrémentale lors du pas d'exécution i ;

$\{\Delta\delta\}_i$ —incrément du déplacement nodal lors du pas d'exécution i .

En ce qui concerne chaque pas d'exécution, la formule de l'analyse MEF au cours du chargement incrémental est :

$$[K]_{ij} \{\Delta\delta\}_{ij} = \{\Delta F_r\}_i \cdot \alpha_{ij} + \{\Delta F_g\}_{ij} + \{\Delta F_p\}_{ij} \quad (i = 1, L; j = 1, M) \quad (M. 0. 5-3)$$

$$[K]_{ij} = [K]_{i-1} + \sum_{\xi=1}^j [\Delta K]_{i\xi} \quad (M. 0. 5-4)$$

Dans laquelle :

M —nombre de chargement incrémental pour chaque pas d'exécution ;

$[K]_{ij}$ —matrice de rigidité en cas d'application du pas incrémental de charge j lors du pas d'exécution i ;

α_{ij} —coefficient de charge libérée sur la limite de creusement correspondant au pas d'exécution i et au pas incrémental de charge j , lorsque la charge sur la limite de creusement est complètement libérée, $\sum_{j=1}^M \alpha_{ij} = 1$;

$\{\Delta F_g\}_{ij}$ —force nodale équivalente du poids propre du nouvel élément lors du pas incrémental j du pas d'exécution i ;

$\{\Delta\delta\}_{ij}$ —incrément du déplacement nodal lors du pas incrémental j du pas d'exécution i ;

$\{\Delta F_p\}_{ij}$ —force nodale équivalente de la charge incrémental lors du pas incrémental j du pas d'exécution i .

2 Simulation de la procédure de creusement

En ce qui concerne l'effet du creusement, il convient de disposer la charge libérée sur la limite de creusement et de la transformer en force nodale équivalente pour réaliser la simulation. La formule est :

$$[K - \Delta K] \{\Delta\delta\} = \{\Delta P\} \quad (\text{M. 0. 5-5})$$

Dans laquelle :

$[K]$ —matrice de rigidité du système avant le creusement ;

$[\Delta K]$ —rigidité de la partie creusée pendant la procédure de creusement ;

$\{\Delta P\}$ —force nodale équivalente de la charge libérée du creusement.

La charge libérée du creusement peut être calculée en utilisant la méthode de contrainte élémentaire ou la méthode Mana, qui sont détaillées dans l'annexe D.

3 Simulation de la procédure de remblayage

L'effet de remblayage consiste en deux parties, soient le changement de la rigidité générale et l'augmentation de la charge du poids propre du nouvel élément, dont la formule de calcul est :

$$[K + \Delta K] \{\Delta\delta\} = \{\Delta F_g\} \quad (\text{M. 0. 5-6})$$

Dans laquelle :

K —matrice de rigidité du système avant le remblayage ;

ΔK —rigidité du nouvel élément matériel ;

$\{\Delta F_g\}$ —charge nodale équivalente du poids propre du nouvel élément matériel.

4 Exécution et démantèlement de la structure

L'effet de l'exécution de la structure s'incarne par l'augmentation de la rigidité générale et l'influence causée par le poids propre de la nouvelle structure sur le système, la formule de calcul est :

$$[K + \Delta K] \{\Delta\delta\} = \{\Delta F_g^s\} \quad (\text{M. 0. 5-7})$$

Dans laquelle :

K —matrice de rigidité du système avant l'exécution de la structure ;

ΔK —rigidité de la nouvelle structure ;

$\{\Delta F_g^s\}$ —charge nodale équivalente du poids propre de la structure exécutée.

L'effet du démantèlement de la structure comprend la réduction de la rigidité générale et l'influence causée par la libération d'effort interne du support, qui peut être réalisée en appliquant une force inverse, la formule de calcul est :

$$[K - \Delta K] \{\Delta\delta\} = -\{\Delta F\} \quad (\text{M. 0. 5-8})$$

Dans laquelle :

K —matrice de rigidité du système avant l'exécution de la structure ;

ΔK —rigidité de la structure démantelée ;

$\{\Delta F\}$ —force nodale équivalente de l'effort interne de la structure démantelée.

5 Application de la charge incrémentale

La charge supplémentaire appliquée au cours de l'exécution peut être exprimée par la charge incrémentale appliquée dans les pas incrémentaux correspondants, la formule de calcul est :

$$[K] \{\Delta\delta\} = \{\Delta F\} \quad (\text{M. 0. 5-9})$$

Dans laquelle :

K —matrice de rigidité du système avant l'application de la charge incrémentale ;

$\{\Delta F\}$ —force nodale équivalente de la charge incrémentale appliquée.

Annexe N

Méthode de calcul de la quantité de ferrailage des éléments en béton armé en flexion et en compression

N. 0. 1 La résistance de la section des éléments à la flexion en béton armé doit être calculée par la formule suivante (figure N. 0. 1) :

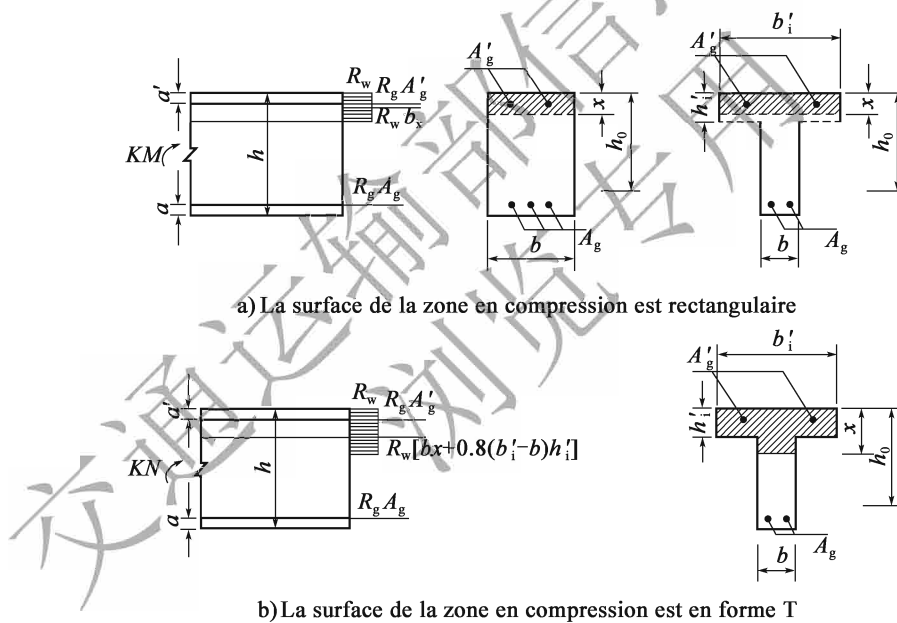


Figure N. 0. 1 Calcul de la résistance de la section des éléments en flexion en béton armé

1 Lorsque la surface de la zone en compression est rectangulaire :

$$KM \leq R_w b x (h_0 - x/2) + R_g A'_g (h_0 - a') \quad (\text{N. 0. 1-1})$$

La position de l'axe neutre est déterminée par la formule suivante :

$$R_g (A_g - A'_g) = R_w b x \quad (\text{N. 0. 1-2})$$

2 Lorsque la surface de la zone en compression est en forme T

$$KM \leq R_w [bx(h_0 - x/2) + 0.8(b'_i - b)h'_i(h_0 - h'_i/2)] + R_g A'_g (h_0 - a') \quad (\text{N. 0. 1-3})$$

La position de l'axe neutre est déterminée par la formule suivante :

$$R_g (A_g - A'_g) = R_w [bx + 0.8(b'_i - b)h'_i] \quad (\text{N. 0. 1-4})$$

Lors du calcul des éléments en flexion par les formules ci-dessus, la hauteur de la zone en compression du béton doit être conforme aux exigences des formules (N. 0. 1-5) et (N. 0. 1-6), la résistance de la section doit être conforme aux exigences de la formule (N. 0. 1-7). Mais dans la structure, s'il n'y a pas d'aciers en compression ou ils ne sont pas pris en compte, alors il faut seulement satisfaire les exigences de la formule (N. 0. 1-5).

$$x \leq 0.55h_0 \quad (\text{N. 0. 1-5})$$

$$x \geq 2a' \quad (\text{N. 0. 1-6})$$

$$KM \leq 0.5R_w b h_0^2 \quad (\text{N. 0. 1-7})$$

Dans laquelle :

K —coefficient de sécurité, pris généralement conformément au tableau 9. 2. 4-2 de la présente norme ;

M —moment fléchissant (MN · m) ;

R_w —résistance limite à la flexion-compression du béton, $R_w = 1,25R_a$, prise conformément au tableau 5. 2. 4 de la présente norme ;

R_g —valeur caractéristique de la résistance à la traction ou à la compression de l'acier, prise conformément au tableau 5. 2. 11 de la présente norme ;

A_g, A'_g —surface de section des aciers de la zone en traction et en compression (m²) ;

a, a' —distances entre le centre de gravité A_g ou A'_g des aciers au bord le plus proche de la section (m) ;

h —hauteur de la section (m) ;

h_0 —hauteur effective de la section (m), $h_0 = h - a$;

x —hauteur de la zone en compression du béton (m) ;

b —largeur de la section rectangulaire ou largeur de nervure de la section en forme T (m) ;

b'_i —largeur de calcul de semelle de la zone en compression de la section en forme T (m), pris en compte des valeurs minimales dans le tableau N. 0. 1 ;

h'_i —hauteur de semelle de la zone en compression de la section en forme T (m).

Tableau N. 0. 1 Largeur de membrure de la zone en compression de la section en forme T

N°	Situation considérée	Poutre nervurée	Poutre indépendante
1	En fonction de la travée K	$l/3$	$l/3$
2	En fonction de l'écartement net entre des nervures de poutre	$b + s$	—
3	En fonction de la hauteur de semelle h'_i ($h'_i/h_0 \geq 0.1$)	—	$B + 12 h'_i$

N.0.2 Pour les éléments en flexion de section rectangulaire et de section en forme T, sa section doit satisfaire les exigences de la formule (N.0.2) :

$$KQ \leq 0.3R_a b h_0 \quad (\text{N.0.2})$$

Dans laquelle :

K —coefficient de sécurité, pris généralement conformément au tableau 9.2.4-2 ;

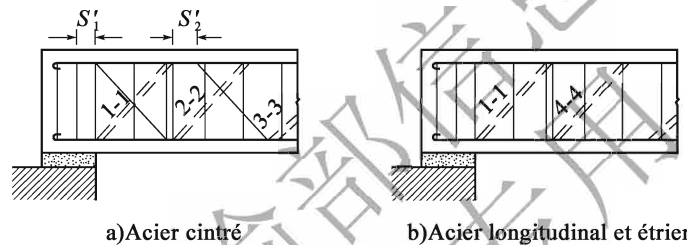
Q —Cisaillement (MN) ;

b —largeur de la section rectangulaire ou largeur de nervure de la section en forme T (m).

Les autres symboles portent les mêmes significations que celles précédentes.

N.0.3 Lors du calcul de la résistance au cisaillement de la section oblique, il faut utiliser les positions de calcul selon les dispositions suivantes :

- 1 Section au bord de l'appui (section 1-1 dans la figure N.0.3) ;



- 1-1—section oblique au bord de l'appui ;
 2-2 et 3-3—section oblique au point de cintrage de l'acier cintré de la zone en traction ;
 4-4—section oblique à la position où la quantité d'étrier et l'écartement changent

Figure N.0.3 Schéma de position de calcul de la résistance au cisaillement de la section oblique

- 2 Section au point de cintrage de l'acier cintré de la zone en traction (sections 2-2 et 3-3 dans la figure N.0.3) ;
- 3 Section à la position où la quantité d'étrier de la zone en traction et l'écartement changent (sections 4-4 dans la figure N.0.3).

N.0.4 Pour les éléments en flexion de section rectangulaire et de section en forme T, lorsqu'ils s'équipent seulement d'étrier, la résistance au cisaillement de sa section oblique doit être calculée par les formules suivantes :

$$KQ \leq Q_{kh} \quad (\text{N.0.4-1})$$

$$Q_{kh} = 0.07R_a b h_0 + \alpha_{kh} R_g \frac{A_k}{S} h_0 \quad (\text{N.0.4-2})$$

$$A_k = n a_k \quad (\text{N.0.4-3})$$

Dans laquelle :

Q —Cisaillement maximal de la section oblique (MN) ;

Q_{kh} —résistance au cisaillement du béton et de l' étrier de la zone en compression sur la section oblique (MPa) ;

α_{kh} —coefficient d' influence de la résistance au cisaillement, qui doit être pris selon les dispositions suivantes :

En cas de $KQ/(bh_0) \leq 0,2R_a$, $\alpha_{kh} = 2,0$;

En cas de $KQ/(bh_0) \leq 0,3R_a$, $\alpha_{kh} = 1,5$;

Lorsque $KQ/(bh_0)$ équivaut à une valeur moyenne, la valeur α_{kh} sera prise selon la méthode d' interpolation linéaire ;

A_k —surface de toutes les sections des divers membres d' étrier qui sont disposés sur une même section (m^2) ;

n —nombre de membres d' étrier sur une même section ;

a_k —surface de section de l' étrier à membre unique (m^2) ;

S —écartement entre des étriers le long de la direction de longueur de l' élément (m) ;

R_g —valeur caractéristique de la résistance à la traction de l' étrier, prise conformément au tableau 5.2.12 de la présente norme.

N.0.5 Pour les éléments en flexion de section rectangulaire et de section en forme T, lorsqu' ils s' équipent d' étrier et d' acier cintré, la résistance au cisaillement de sa section oblique doit être calculée par la formule (N.0.5) :

$$KQ \leq Q_{kh} + 0,8R_g A_w \sin\theta \quad (\text{N.0.5})$$

Dans laquelle :

Q —Cisaillement à la position où l' acier cintré est disposé (MN) , dont la valeur est prise conformément aux dispositions de l' article N.0.6 ;

A_w —surface de section des aciers cintrés qui sont disposés dans un même plan courbé (m^2) ;

θ —angle entre l' acier cintré et l' axe longitudinal de l' élément ($^\circ$).

N.0.6 Lors du calcul de l' acier cintré (section dans la figure N.0.3a) , la valeur du cisaillement Q peut être prise conformément aux dispositions suivantes :

1 Lors du calcul du premier rang d' aciers cintrés (par rapport à l' appui) , il faut prendre la valeur du cisaillement au bord du support ;

2 Lors du calcul de chaque rang d' aciers cintrés suivant, il faut prendre la valeur du cisaillement au point de début de l' acier cintré du rang précédent (par rapport à l' appui) .

N.0.7 Si les éléments en flexion de section rectangulaire et de la section en forme T sont conformes aux exigences de la formule (N.0.7) , il faut équiper des étriers en fonction des

exigences structurales, sans besoin de calculer la résistance au cisaillement de la section oblique.

$$KQ \leq 0.07R_s b h_0 \quad (\text{N. 0. 7})$$

N. 0. 8 Pour les éléments en compression avec une grande excentricité de section rectangulaire en béton armé ($x \leq 0,55h_0$), sa résistance de la section doit être calculée par la formule suivante (figure N. 0. 8) :

$$KN \leq R_w b x + R_g (A'_g - A_g) \quad (\text{N. 0. 8-1})$$

Ou

$$KNe \leq R_w b x (h_0 - x/2) + R_g A'_g (h_0 - a') \quad (\text{N. 0. 8-2})$$

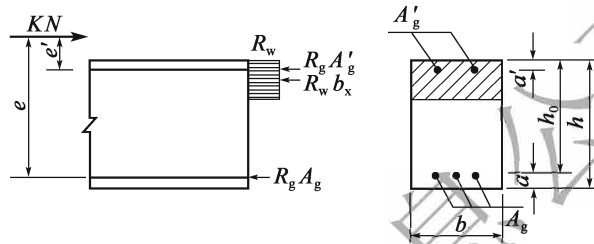


Figure N. 0. 8 Calcul de la résistance de la section des éléments en compression avec une grande excentricité du béton armé

A ce moment, la position de la fibre neutre est déterminée par la formule suivante :

$$R_g (A_g e \mp A'_g e') = R_w b x (e - h_0 + x/2) \quad (\text{N. 0. 8-3})$$

Lorsque l'effort axial N agit entre les centres de gravité des aciers A_g et A'_g , le deuxième terme à gauche de la formule (N. 0. 8-3) est pris comme positif; lorsque N agit en dehors des deux centres de gravité A_g et A'_g , le deuxième terme à gauche de la formule (N. 0. 8-3) est pris comme négatif.

Si les aciers en compression sont pris en compte pendant le calcul, alors la hauteur de la zone en compression du béton doit être conforme aux exigences de la formule (N. 0. 1-6) de la présente norme, si non conforme, le calcul sera réalisé par la formule (N. 0. 8-4) :

$$KNe' \leq R_g A_g (h_0 - a') \quad (\text{N. 0. 8-4})$$

Dans laquelle :

N —effort axial (MN) ;

e, e' —distance entre les centres de gravité des aciers A_g et A'_g et le point d'action de l'effort axial (m) ;

Les autres symboles portent les mêmes significations que celles dans l'article précédent.

Si la résistance de la section de l'élément obtenue par la formule (N. 0. 8-4) est inférieure à

celle qui est obtenu sans considérer les aciers en compression, alors il ne faut pas les prendre en compte lors du calcul.

N.0.9 Pour les éléments en compression avec une petite excentricité de section rectangulaire en béton armé ($x > 0,55h_0$), sa résistance de la section doit être calculée par la formule suivante (figure N.0.9) :

$$KNe \leq 0.5R_wbh_0^2 + R_gA'_g(h_0 - a') \quad (\text{N.0.9-1})$$

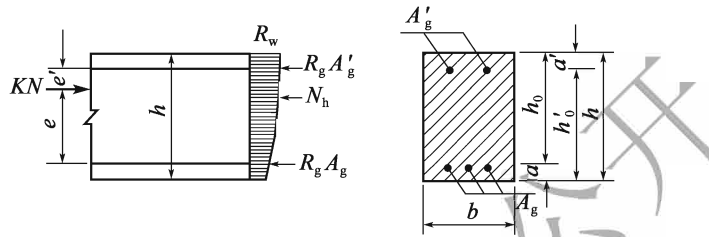


Figure N.0.9 Calcul de la résistance de la section des éléments en compression avec une petite excentricité du béton armé

Lorsque l'effort axial N agit entre les centres de gravité des aciers A_g et A'_g , il faut également satisfaire aux exigences suivantes :

$$KNe' \leq 0.5R_wbh_0^2 + R_gA_g(h'_0 - a) \quad (\text{N.0.9-2})$$

Les symboles dans la formule portent les mêmes significations que celles précédentes.

N.0.10 Lors du calcul des éléments en compression excentrée de section rectangulaire en béton armé, il faut considérer l'effet de l'augmentation de l'excentricité d'effort axial causée par la flèche de l'élément dans le plan d'action du moment fléchissant. A ce moment, il faut multiplier l'excentricité de l'effort axial e_0 par le coefficient d'augmentation d'excentricité η , dont la valeur est calculée par la formule suivante :

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{KN}{10\alpha E_c I_0} H^2} \quad (\text{N.0.10-1})$$

Dans laquelle :

K —coefficient de sécurité, pris généralement conformément au tableau 9.2.4-2 de la présente norme ;

E_c —module d'élasticité en compression du béton, conformément aux dispositions de l'article 5.2.5 de la présente norme ;

I_0 —moment d'inertie de la section convertie par la section complète du béton (y compris des aciers) (m^4) ;

H —hauteur de l'élément (m) ;

α —coefficient relatif à l'excentricité, calculé par la formule suivante :

$$\alpha = \frac{0.12}{0.3 + \frac{e_0}{h}} + 0.17 \quad (\text{N. 0. 10-2})$$

En cas de $e_0/h \geq 1$, on prend $\alpha = 0,26$.

Pour le revêtement du tunnel, la voûte du tunnel à ciel ouvert et ses piédroits dont le dos est remblayé de manière compacte, et lorsque le ratio de la hauteur de l'élément et la longueur d'un bord de la section dans le plan d'action du moment fléchissant $H/h \leq 8$, il est admissible de prendre $\eta = 1$.

En ce qui concerne l'élément en compression excentrée, en plus de calcul de la résistance du plan d'action du moment fléchissant, il faut également la vérifier en considérant l'élément en compression axiale. A ce moment, l'effet du moment fléchissant n'est pas pris en compte, mais le coefficient de flexion longitudinale doit être considéré conformément au tableau N. 0. 10.

Tableau N. 0. 10 Coefficient de flexion longitudinale des éléments en béton armé

H/b	≤ 8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30
Coefficient de flexion longitudinale φ	1,00	0,98	0,95	0,92	0,87	0,81	0,75	0,70	0,65	0,60	0,56	0,52

Nota: 1. H représente la longueur de calcul de l'élément, en cas de deux extrémités en fixation rigide, $H = 0,5l$; en cas de fixation rigide pour une extrémité et joint fixe pour l'autre extrémité, $H = 0,7l$; en cas de deux extrémités en joint fixe, $H = l$; en cas d'une extrémité en fixation rigide et l'autre libre, $H = 2l$.

2. l représente la longueur totale de l'élément, b représente celle du bord court de l'élément de section rectangulaire.

N. 0. 11 Pour les éléments en traction, en flexion et en compression excentrée en béton armé, l'ouverture de fissure maximale w_{max} peut être calculée par la formule (N. 0. 11), en cas de $e_0 \leq 0,55h_0$, la vérification de cette dernière n'est pas requise.

$$w_{max} = \alpha \psi \gamma (2.7 C_s + 0.1 d / \rho_{te}) \sigma_s / E_s \quad (\text{N. 0. 11})$$

Dans laquelle:

α —coefficient caractéristique sous efforts de l'élément, $\alpha = 2,7$ pour l'élément en traction axiale; $\alpha = 2,1$ pour l'élément en flexion et celui en compression excentrée; $\alpha = 2,4$ pour l'élément en traction excentrée;

ψ —coefficient de non-uniformité de déformation des aciers en traction longitudinale entre des fissures, $\psi = 1.1 - 0.65 f_{ctk} / (\rho_{te} \sigma_s)$, dans laquelle, ρ_{te} représente le ratio d'armature des aciers en traction longitudinale calculé en fonction de la surface du béton en traction effective; $\rho_{te} = A_s / A_{ce}$; en cas de $\rho_{te} < 0,01$, on prend $\rho_{te} = 0,01$;

A_s —surface des aciers longitudinaux de la zone en traction;

- A_{ce} —surface de la section du béton en traction effective (figure N.0.11) : pour l'élément en traction, la surface de la section d'élément est prise comme A_{ce} ; pour les éléments en flexion, en compression excentrée et en traction excentrée, $A_{ce} = 0,5bh + (b_f - b)h_1$; pour la section rectangulaire, $A_{ce} = 0,5bh$ (b et h représentent respectivement la largeur et la hauteur de la section du béton) ; en cas de $\psi < 0,4$, il convient de prendre $\psi = 0,4$; et en cas de $\psi > 1,0$, il convient de prendre $\psi = 1,0$; pour les éléments qui supportent directement des charges répétitives, il convient de prendre $\psi = 1,0$;
- γ —coefficient caractéristique de la surface des aciers en traction longitudinale, 0,7 est pris pour l'acier à haute adhérence, 1,0 pour l'acier lisse ;
- C_s —distance entre le bord extérieur des aciers en traction longitudinale de la couche la plus extérieure et le bord de fond de la zone en traction (mm), en cas de $C_s < 20$, il convient de prendre $C_s = 20$;
- d —diamètre de l'acier (mm), lorsque les aciers utilisés ont de différents diamètres, $d = 4A_s/u$, dans laquelle u représente la somme de périmètre de la section des aciers en traction longitudinale ;
- σ_s —contrainte de l'acier en traction longitudinale (MPa), calculée selon l'article N.0.12 de la présente norme ;
- E_s —module d'élasticité de l'acier (MPa), pris conformément à l'article 5.2.10 de la présente norme.

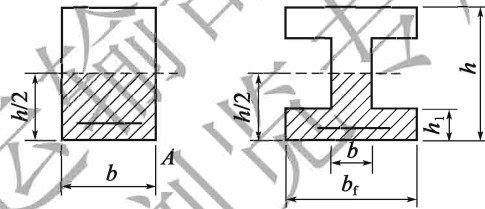


Figure N.0.11 Surface de la section du béton en traction effective

N.0.12 Lors de la vérification de l'ouverture de fissure, la contrainte des aciers en traction longitudinale de l'élément peut être calculée par les formules suivantes :

1 Élément en flexion :

$$\sigma_s = M_s / (0,87h_0A_s) \quad (\text{N.0.12-1})$$

2 Élément en compression excentrée :

$$\sigma_s = N_s(e - z) / (A_s z) \quad (\text{N.0.12-2})$$

3 Élément en traction axiale :

$$\sigma_s = N_s / A_s \quad (\text{N.0.12-3})$$

4 Élément en traction excentrée :

$$\sigma_s = N_s e' / [A_s (h_0 - a'_s)] \quad (\text{N. 0. 12-4})$$

Dans laquelle :

M_s, N_s —valeur de moment fléchissant (MN · m) et celle d'effort axial (MN) qui sont calculées en fonction de la combinaison de charges ;

A_s —surface de section de l'acier longitudinal de la zone en traction (m^2) ;

e' —distance entre le point d'action de la compression axiale et le point de résultante des aciers en traction longitudinale (m), dont la formule de calcul est $e = \eta e_i + y_{sp}$; dans laquelle, e_i représente l'excentricité initiale (m) ; η représente le coefficient d'augmentation d'excentricité en tenant compte de l'effet de la flèche, la valeur doit être prise conformément aux dispositions du tableau N. 0. 10 ; y_{sp} représente la distance entre le centre de gravité de la section et le point de résultante A_s .

z —distance entre le point de résultante des aciers en traction longitudinale et le point de résultante de la zone en compression (m), $z = [0.87 - 0.12 (h_0/e)^2] h_0$, et $z < 0.87 h_0$;

a'_s —distance entre le point de résultante des aciers en compression non précontraints longitudinaux et le bord proche de la section (m) ;

e —distance entre le point d'action de l'effort axial et le point de résultante des aciers en traction longitudinale (m) ;

h_0 —hauteur effective de la section (m).

Annexe P

Tableau de paramètres de soutènement de tunnel

P.0.1 Les valeurs des paramètres de conception pour le revêtement composite du tunnel à deux voies peuvent être prises conformément au tableau P.0.1.

Tableau P.0.1 Paramètres de conception pour le revêtement composite du tunnel à deux voies

Classe du terrain encaissant	Soutènement primaire								Épaisseur du revêtement secondaire (cm)	
	Épaisseur du béton projeté (cm)		Position	Boulon (m)		Écartement du treillis soudé (cm)	Cintre		Béton de la voûte et du mur	Béton de la contre-voûte
	Voûte, mur	Contre-voûte		Longueur	Écartement		Écartement (m)	Hauteur de la section (cm)		
I	5	—	Localité	2,0 à 3,0	—	—	—	—	30 à 35	—
II	5 à 8	—	Localité	2,0 à 3,0	—	—	—	—	30 à 35	—
III	8 à 12	—	Voûte, mur	2,0 à 3,0	1,0 à 1,2	Localité @ 25 × 25	—	—	30 à 35	—
IV	12 à 20	—	Voûte, mur	2,5 à 3,0	0,8 à 1,2	Voûte, mur @ 25 × 25	0,8 à 1,2 pour la voûte et le mur	0 ou de 14 à 16	35 à 40	0 ou de 35 à 40
V	18 à 28	—	Voûte, mur	3,0 à 3,5	0,6 à 1,0	Voûte, mur @ 20 × 20	0,6 à 1,0 pour la voûte, le mur et la contre-voûte	14 à 22	35 à 50 de béton armé	0 ou de 35 à 50 de béton armé
VI	À déterminer par des essais ou calculs									

Nota :

1. Les grandes valeurs sont disponibles lorsqu'il y a des eaux souterraines, et les petites valeurs sont disponibles lorsqu'il n'y en a pas ;
2. Si le cintre est utilisé, il convient de choisir le cintre réticulé ;
3. Le cintre n'est pas nécessaire lorsque l'épaisseur du béton projeté est inférieure à 18cm ;
4. « 0 ou... » indique que la disposition n'est pas nécessaire, si nécessaire, il faut satisfaire les exigences de l'épaisseur minimale.

P.0.2 Les valeurs des paramètres de conception pour le revêtement composite du tunnel à trois voies peuvent être prises conformément au tableau P.0.2.

Tableau P.0.2 Paramètres de conception pour le revêtement composite du tunnel à trois voies

Classe du terrain encaissant	Soutènement primaire								Épaisseur du revêtement secondaire (cm)	
	Épaisseur du béton projeté (cm)		Boulon (m)			Écartement du treillis soudé (cm)	Cintre		Béton de la voûte et du mur	Béton de la contre-voûte
	Voûte, mur	Contre-voûte	Position	Longueur	Écartement		Ecartement (m)	Hauteur de la section (cm)		
I	5 à 8	—	Localité	2,0 à 3,5	—	—	—	—	35 à 40	—
II	8 à 12	—	Localité	2,0 à 3,5	—	—	—	—	35 à 40	—
III	12 à 20	—	Voûte, mur	2,5 à 3,5	1,0 à 1,2	Voûte, mur @ 25 × 25	1,0 à 1,2 pour la voûte et le mur	0 ou de 14 à 16	35 à 45	—
IV	16 à 24	—	Voûte, mur	3,0 à 3,5	0,8 à 1,2	Voûte, mur @ 20 × 20	0,8 à 1,2 pour la voûte et le mur	16 à 20	40 à 50 ■	0 ou de 40 à 50
V	20 à 30	—	Voûte, mur	3,5 à 4,0	0,5 à 1,0	Voûte, mur @ 20 × 20	0,5 à 1,0 pour la voûte, le mur et la contre-voûte	18 à 22	35 à 50 de béton armé	0 ou de 50 à 60 de béton armé
VI	À déterminer par des essais ou calculs									

Nota :

1. Les grandes valeurs sont disponibles lorsqu'il y a des eaux souterraines, et les petites valeurs sont disponibles lorsqu'il n'y en a pas ;
2. Si le cintre est utilisé, il convient de choisir le cintre réticulé ;
3. Le cintre n'est pas nécessaire lorsque l'épaisseur du béton projeté est inférieure à 18cm ;
4. « 0 ou. . . » représente que la disposition n'est pas nécessaire, si nécessaire, il faut satisfaire les exigences de l'épaisseur minimale.
5. Le béton armé est disponible pour « ■ ».

P.0.3 En cas de soutènement permanent en béton projeté et boulonné, les valeurs des paramètres peuvent être prises conformément au tableau P.0.3.

Tableau P.0.3 Tableau de paramètres de conception pour le soutènement permanent en béton projeté et boulonné

Classe du terrain encaissant	I	II	III
By-pass piétons	Béton projeté de 5cm	Béton projeté de 5cm	① Béton projeté de 6 à 8cm ② Boulon $\Phi 22$, long de 1,0 à 2,0m
By-pass véhicules	Béton projeté de 5cm	① Béton projeté de 5cm ② Boulon $\Phi 22$, long de 1,5 à 2,0m ③ Écartement de 1,0 x 1,0m	① Béton projeté de 8 à 10cm ② Boulon $\Phi 22$, long de 2,0 à 2,5m ③ Écartement des boulons @ 1,0 x 1,0m
Tunnel à deux voies	Béton projeté de 5cm	① Béton projeté de 5 à 8cm ② Boulon $\Phi 22$, long de 2,0 à 2,5m ③ Écartement des boulons @ 1,2 x 1,2m	① Béton projeté de 8 à 15cm ② Boulon $\Phi 22$, long de 2,0 à 3,5m ③ Écartement des boulons @ 1,0 x 1,0m ④ Treillis soudé $\Phi 6,5$, @ 25 x 25cm

Nota: pour le terrain encaissant de classes entre IV et VI, les roches sont faibles et brisées, accompagnées souvent d'eau souterraine, il convient d'adopter le revêtement composite.

P.0.4 Les valeurs des paramètres de conception pour le revêtement composite du tunnel bitube avec pilier central à quatre voies peuvent être prises conformément au tableau P.0.4.

Tableau P.0.4 Tableau de proposition sur les principes de renforcement des mesures de soutènement du tunnel bitube avec pilier central à quatre voies

Influence des deux tubes		Influence sérieuse		Influence modérée		Influence faible	
Classe du terrain encaissant	Classe III	Ecartement net entre tubes	$\leq 0,375B$	$(0,375 \text{ à } 0,75)B$		$(0,75 \text{ à } 2,0)B$	
	Classe IV		$\leq 0,5B$	$(0,5 \text{ à } 1,0)B$		$(1,0 \text{ à } 2,5)B$	
	Classe V		$\leq 0,75B$	$(0,75 \text{ à } 1,5)B$		$(1,5 \text{ à } 3,5)B$	
Principes de renforcement sur les mesures de soutènement	Soutènement primaire	Béton projeté	Classe III	Augmentation d'épaisseur entre 3 et 8cm	Classe III	Augmentation d'épaisseur entre 2 et 5cm	Augmentation d'épaisseur entre 2 et 5cm
			Classe IV		Classe IV	Augmentation d'épaisseur entre 3 et 8cm	
			Classe V		Classe V	Augmentation d'épaisseur entre 3 et 8cm	

Influence des deux tubes			Influence sérieuse		Influence modérée		Influence faible	
Principes de renforcement sur les mesures de soutènement	Soutènement primaire	Boulon systématique	Classe III	Allongement de 50cm Densification entre 10 et 20cm	Classe III	Sans renforcement	Classe III	Sans renforcement
			Classe IV		Classe IV		Classe IV	
			Classe V		Classe V		Classe V	
		Cintre	Classe III	Ajout de cintre réticulé	Classe III	Ajout partiel de cintre réticulé dans les endroits de roche tendre	Sans renforcement	
			Classe IV	Densification entre 10 et 20cm	Classe IV	Densification entre 10 et 20cm		
			Classe V		Classe V			
	Revêtement secondaire	Classe III	Augmentation d'épaisseur entre 0 et 5cm	Classe III	Sans renforcement	Sans renforcement		
		Classe IV	Augmentation d'épaisseur entre 0 et 5cm en béton armé	Classe IV	Augmentation d'épaisseur entre 0 et 5cm en béton armé			
		Classe V	Augmentation d'épaisseur entre 5 et 10cm en béton armé	Classe V	Augmentation d'épaisseur entre 5 et 10cm en béton armé			
	Renforcement du pilier rocheux	Classe III	Tirant (précontraint)	Classe III	Au-dessous de 6m, tirant précontraint; au-dessus de 6m, allongement de boulon systématique	Sans renforcement		
Classe IV		Renforcement en injection par le tube d'injection pour aider le tirant précontraint	Classe IV	Allongement deboulon systématique précontraint				

Influence des deux tubes		Influence sérieuse		Influence modérée		Influence faible
Principes de renforcement sur les mesures de soutènement	Renforcement du pilier rocheux	Classe V	Renforcement en injection par le tube d'injection pour aider à allonger le boulon systématique précontraint	Classe V	Allongement deboulon systématique précontraint	Sans renforcement
			(tirant précontraint)			

Nota :

1. Ce tableau présente les valeurs d'augmentation des paramètres de soutènement du tunnel à deux voies ordinaires ;
2. Pour les terrains encaissants de classes I et II, des mesures de renforcement de soutènement peuvent être proposées en se référant à ce tableau ;
3. Pour les terrains encaissants de classe VI et le tunnel bitube avec pilier central à trois voies, et comme il y a peu de dossiers, les mesures de renforcement doivent être déterminées par des calculs et analyses selon la situation réelle ;
4. *B* représente la largeur de creusement du tunnel.

P.0.5 Les valeurs des paramètres de conception pour le revêtement composite du tunnel en double-arc à cloison centrale composite à deux voies peuvent être prises conformément au tableau P.0.5.

Tableau P.0.5 Paramètres de conception pour le revêtement composite du tunnel en double-arc à cloison centrale composite à deux voies

Classe du terrain encaissant	Soutènement primaire						Revêtement secondaire		
	Épaisseur du béton projeté (cm)		Boulon (m)		Écartement des cintres (m)		Cloison centrale en béton armé (m)	Voûte, mur (cm)	Contre-voûte (cm)
	Voûte, mur	Contre-voûte	Longueur	Écartement longitudinal	Écartement	Hauteur de la section			
I	5 à 8	—	2,0 à 3,0	Localité	—	—	1,4 à 2,5	35 de béton armé	—
II	8 à 12	—	2,5 à 3,0	Localité	—	—	1,4 à 2,5	35 de béton armé	—
III	10 à 18	—	2,5 à 3,5	1,0 à 1,2	—	—	1,4 à 2,5	40 de béton armé	—
IV	16 à 22	0 ou de 16 à 22	3,0 à 3,5	0,8 à 1,0	0,8 à 1,2	0 ou de 16 à 18	1,4 à 2,5	40 à 50 de béton armé	0 ou de 40 à 50 de béton armé
V	20 à 28	20 à 28	3,0 à 4,0	0,5 à 0,8	0,5 à 1,0	16 à 22	1,4 à 2,5	45 à 60 de béton armé	45 à 60 de béton armé

Nota :

1. La limite supérieure des paramètres de soutènement pour le revêtement est prise en compte pour le tunnel en double-arc avec cloison centrale monolithique.
2. Le treillis soudé peut être identique à celui utilisé pour le revêtement composite du tunnel à deux voies ;
3. « 0 ou. . . » indique que la disposition n'est pas nécessaire, si nécessaire, il faut satisfaire les exigences de l'épaisseur minimale.

P.0.6 Les valeurs des paramètres de conception pour le revêtement composite du tunnel en double-arc à cloison centrale composite à trois voies peuvent être prises conformément au tableau P.0.6.

Tableau P.0.6 Paramètres de conception pour le revêtement composite du tunnel en double-arc à cloison centrale composite à trois voies

Classe du terrain encaissant	Soutènement primaire						Revêtement secondaire		
	Épaisseur du béton projeté (cm)		Boulon (m)		Cintre		Cloison centrale en béton armé (m)	Voûte, mur (cm)	Contre-voûte (cm)
	Voûte, mur	Contre-voûte	Longueur	Écartement longitudinal	Écartement (m)	Hauteur de la section (cm)			
I	8 à 10	—	2,5 à 3,0	Localité	—	—	2,0 à 3,5	40 de béton armé	—
II	10 à 12	—	2,5 à 3,5	Localité	—	—	2,0 à 3,5	40 de béton armé	—
III	12 à 22	—	3,0 à 3,5	1,0 à 1,2	1,0 à 1,2	0 ou de 16 à 18	2,0 à 3,5	40 à 45 de béton armé	0 ou de 40 à 45
IV	20 à 26	0 ou de 15 à 20	3,0 à 4,0	0,8 à 1,0	0,8 à 1,0	16 à 20	2,0 à 3,5	45 à 60 de béton armé	0 ou de 45 à 60 de béton armé
V	24 à 30	24 à 30	3,5 à 4,5	0,5 à 1,0	0,5 à 1,0	20 à 26	2,0 à 3,5	50 à 70 de béton armé	50 à 70 de béton armé

Nota :

1. La limite supérieure des paramètres de soutènement pour le revêtement est prise en compte pour le tunnel en double-arc avec cloison centrale monolithique.
2. Le treillis soudé peut être identique à celui utilisé pour le revêtement composite du tunnel à trois voies.
3. « 0 ou. . . » indique que la disposition n'est pas nécessaire ; si nécessaire, il faut satisfaire les exigences de l'épaisseur minimale.

P.0.7 Les valeurs des paramètres de conception pour le revêtement et le soutènement du puits vertical peuvent être prises conformément au tableau P.0.7.

Tableau P.0.7 Paramètres de soutènement pour le revêtement du puits vertical

Classe du terrain encaissant	Revêtement en béton projeté et boulonné		Revêtement monolithique	Revêtement composite		
	D < 5m	5m ≤ D ≤ 7m		Soutènement primaire		Revêtement secondaire
				D < 5m	5m ≤ D ≤ 7m	
I	Béton projeté épais de 10cm	Béton projeté épais de 10 à 15cm, avec boulons disposés partiellement si nécessaire	Béton coffré ou béton armé épais de 30cm ou maçonnerie épais de 40cm	—	—	—
II	Béton projeté épais de 10 à 15cm, boulon long de 1,5 à 2m, écartement de 1 à 1,5m	Béton projeté épais de 15 à 20cm, boulon long de 2 à 2,5m, écartement de 1m, avec treillis soudé, et chaînage en acier disposé si nécessaire	Béton coffré ou béton armé épais de 30cm ou maçonnerie épais de 50cm	—	—	—
III	Béton projeté épais de 15 à 20cm, boulon long de 2 à 2,5m, écartement de 1m, avec treillis soudé, et chaînage en acier disposé si nécessaire	Béton projeté épais de 20cm, boulon long de 2,5 à 3m, écartement de 1m, avec treillis soudé, et chaînage en acier disposé si nécessaire	Béton ou béton armé épais de 40cm ou maçonnerie épaisse de 60cm	Béton projeté épais de 5 à 10cm, boulon long de 1,5 à 2m, écartement de 1m, avec treillis soudé disposé si nécessaire	Béton projeté épais de 10 à 15cm, boulon long de 2 à 2,5m, écartement de 1m, avec treillis soudé disposé si nécessaire	30cm
IV			Béton ou béton armé épais de 50cm ou maçonnerie épaisse de 70cm	Béton projeté épais de 10 à 15cm, boulon long de 2 à 2,5m, écartement de 1m, avec treillis soudé disposé si nécessaire	Béton projeté épais de 15 à 20cm, boulon long de 2,5 à 3m, écartement de 0,75 à 1m, avec treillis soudé disposé si nécessaire	40cm
V			Béton ou béton armé épais de 60cm ou maçonnerie épaisse de 80cm	Béton projeté épais de 15 à 20cm, boulon long de 2,5 à 3m, écartement de 0,75 à 1m, avec treillis soudé, et chaînage en acier disposé si nécessaire	Béton projeté épais de 20 à 25cm, boulon long de 3 à 3,5m, écartement de 0,5 à 0,7m, avec treillis soudé, et chaînage en acier disposé si nécessaire	50cm

Nota :

1. Il faut prendre des mesures de soutènement particulières dans les parties du terrain encaissant de classe VI.
2. D représente le diamètre du puits vertical, la conception spécifique est nécessaire pour un puits vertical dont le diamètre est supérieur à 7m.

P. 0. 8 Les valeurs des paramètres de conception pour le revêtement du puits incliné, de la galerie pilote parallèle, de la galerie transversale et de la galerie de ventilation peuvent être prises conformément au tableau P. 0. 8.

Tableau P. 0. 8 Paramètres du revêtement pour le puits incliné, la galerie pilote parallèle, la galerie transversale et la galerie de ventilation

Classe du terrain encaissant	Revêtement en béton projeté et boulonné	Revêtement en béton coffré	Revêtement composite	
			Soutènement primaire	Revêtement secondaire
I	5cm	20cm	Sans soutènement, avec béton projeté partiellement ou revêtement en coulis de ciment	20cm
II	5cm	20cm	Béton projeté partiellement, épais de 5cm	20cm
III	10cm, boulons partiels longs de 2 à 2,5m	25 à 30cm	Béton projeté épais de 5 à 8cm, avec boulons disposés partiellement, long de 2m	20cm
IV	—	35 à 40cm	Béton projeté épais de 8 à 10cm, boulon disposé au niveau de la voûte, long de 2 à 2,5m, avec un écartement de 1 à 1, 2m, avec treillis soudé disposé si nécessaire	25 à 30cm
V	—	45 à 50cm, avec contre-voûte disposée si nécessaire	Béton projeté épais de 10 à 15cm, boulon systématique long de 2,5 à 3m, avec un écartement de 1m, avec treillis soudé disposé	35 à 40cm, avec contre-voûte disposée si nécessaire

Nota :

1. La conception spéciale est requise pour les parties du terrain de classe VI.
2. Le revêtement en béton projeté et boulonné n'est convenable que pour les parties du terrain encaissant de classes I ~ III où les eaux souterraines ne se développent pas, sont non érosives et capables d'assurer un effet de dynamitage lisse ;
3. Les paramètres sont convenables pour les galeries dont la largeur ne dépasse pas 5m, si supérieure à 5m, il faut concevoir séparément.

Explication sur les mots utilisés dans la présente norme

Le degré de rigueur pour l'application des présentes règles est exprimé par les expressions suivantes :

- 1) Pour exprimer ce qui est très strict et auquel on ne peut pas déroger, les expressions « il faut obligatoirement », « il est nécessaire de » sont employées dans les tournures positives, ainsi que les expressions « interdire », « il est interdit de » dans les tournures négatives ;
- 2) Pour exprimer ce qui est strict, où l'on doit tout faire ainsi dans le cas normal, les expressions comme « il faut » et inversement « il ne faut pas », « il ne doit pas » sont employées ;
- 3) Pour exprimer ce qui est strict où il faut tout d'abord faire ainsi, mais avec un peu de latitude de choix lorsque la situation le permet, les expressions « il convient de » et inversement « il ne convient pas de » sont employées ;
- 4) Pour exprimer ce qui est laissé au choix dans une situation donnée, les expressions « il peut », « il est possible de » sont employées.

Explication sur les articles

交通运输部信息公开
浏览专用

1 Généralités

1.0.1 La Chine est un pays montagneux, dont 70% du territoire consiste en terrains montagneux ou en collines montagneuses. Pendant la construction routière dans les régions montagneuses, il faut prêter assez d'attention au tracé en plan du tunnel, pour optimiser le trajet, réduire l'impact sur l'environnement et économiser l'emprise de construction. Au cours des 40 ans de la réforme et de l'ouverture, la construction du tunnel routier se développe rapidement, notamment dans la décennie après 2000, la croissance annuelle moyenne de la construction de tunnel routier est d'environ 1 000km. La longueur en moyenne des tunnels est développée à partir de 3 km au début des années 1990 à plus de 10 km à présent. Sur le plan de la section fonctionnelle du tunnel le plus courant, elle se développe du tunnel monotube à deux voies au tunnel actuel à trois voies, et même à quatre voies ; en ce qui concerne la section structurale, il existe le tunnel en double-arc, bitube avec pilier central et ouvrage d'entonnement souterrain, ainsi que les structures telles que la « structure d'échangeur souterrain », la « structure mixte de pont-tunnel », et l'« entrée dans le tunnel par la bretelle » etc. La réalisation de ces tunnels a réduit la distance parcourue et a ainsi augmenté l'efficacité du transport routier. En jouant un rôle important dans les aspects tels que la baisse du taux d'accidents de la route et la protection de l'environnement, elle génère de bénéfices sociaux et économiques considérables. Pendant ces dernières années, la Chine a mené une série d'études scientifiques sur les défis actuels de tunnel et d'ouvrages souterrains, visant à améliorer le niveau de croissance théorique et de la pratique technique. Capitalisant l'expérience et le retour d'expérience techniques sur la construction du tunnel, ces études ont ainsi jeté la base pour la révision de la *Norme de conception du Tunnel routier* (JTG D70—2004).

1.0.2 Les méthodes de construction de tunnels routiers dans les montagnes et les sols rocheux impliquent principalement la méthode à l'explosif et la méthode de creusement à pleine section par le tunnelier (TBM). La présente norme est plus précisément applicable à la nouvelle construction, à la réhabilitation et à l'élargissement ou le prolongement du tunnel routier qui est creusé principalement à l'explosif.

1.0.3 L'objectif de base de la construction du tunnel routier est de réduire la distance parcourue de la route et de faciliter le trafic. Sous condition de répondre aux exigences fonctionnelles de la

route, la conception du tunnel devrait également garantir la sécurité des structures, la sécurité d'exploitation, l'économie de l'énergie et la protection de l'environnement pendant la construction et la phase d'exploitation de l'ouvrage, tout en économisant le coût de construction des travaux.

1.0.4 La classification en fonction de la longueur du tunnel donnant au public un concept macroscopique est appelée la classification du tunnel. L'Association internationale des tunnels classe les tunnels en tunnels très long, long, moyen et court, selon la longueur. La classification en fonction de la longueur et du volume de trafic du tunnel est appelée la hiérarchisation du tunnel. Les pays tels que l'Angleterre, la Norvège, le Japon, la France et la Suède utilisent ces deux indices pour la hiérarchisation. Les autres pays comme la Suisse classe seulement selon la distribution de la longueur du tunnel, mais il n'y pas de distinction entre le tunnel long et le tunnel court. L'Allemagne et l'Australie posent seulement des exigences sur les installations de sécurité nécessaires en fonction de la longueur.

En Chine, les tunnels routiers et les tunnels ferroviaires sont tous classés en fonction de la longueur. Les tunnels routiers sont classés en quatre catégories, qui sont convenables du point de vue de l'exploitation pendant ces dernières années. La position de départ de la longueur du tunnel est présentée dans la figure 1-1.

1.0.5 Ici la structure majeure comprend les travaux de génie civil tels que la structure de revêtement et de soutènement, la structure de chaussée, la contre-voûte ainsi que le remplissage, les installations d'étanchement et de drainage etc. au niveau du portail de tunnel, du tunnel principal et des ouvrages auxiliaires (galeries de ventilation, puits inclinés, puits verticaux, local de ventilateur souterrain, locaux de distribution électrique, rameaux et niches de refuge etc.). L'exigence de la durabilité est conforme à celle des bâtiments permanents suivant la philosophie d'un « grand projet centenaire », la durée de vie devrait être ainsi conforme aux exigences de la *Norme technique des Travaux routiers* (JTG B01). En tant que garantie importante pour répondre aux exigences de l'exploitation à long terme, la facilité d'entretiens et de réparations pendant la phase d'exploitation doivent être pris en compte lors de la conception.

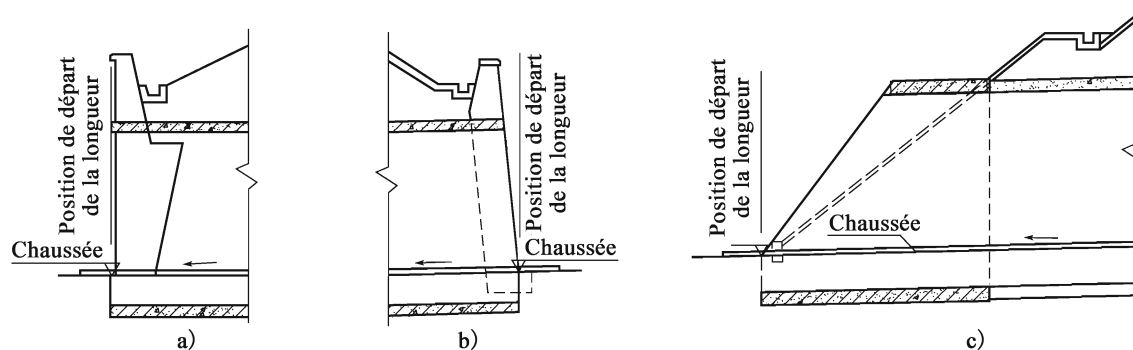


Figure 1-1 Schéma de position de départ de la longueur du tunnel

1.0.6 La conception du tunnel routier est un ensemble de plusieurs parties, comprenant la structure de revêtement et de soutènement, l'imperméabilisation et le drainage, la chaussée ainsi que les installations d'exploitation telles que la ventilation, l'éclairage, l'alimentation et la distribution électriques, la prévention des risques d'incendie ou autres catastrophes ainsi que la surveillance du trafic etc. Par conséquent, il faut analyser holistiquement pour concevoir les diverses parties de manière intégrée, afin de rendre les aspects économiques et techniques de la conception optimaux.

1.0.7 Le tunnel se diffère des ouvrages ordinaires. Les caractéristiques physiques et mécaniques du terrain encaissant du tunnel sont très complexes, les conditions topographiques, géologiques et la méthode d'exécution ont un impact considérable sur la conception du tunnel. Le terrain encaissant est non seulement une charge agissant sur la structure de soutènement du tunnel, mais aussi une partie de la structure du tunnel. Donc la bonne connaissance des conditions géologiques est indispensable pour une bonne conception. Néanmoins, compte tenu du niveau technique et des conditions actuelles, il est difficile d'obtenir des informations géologiques d'une haute précision avant le creusement. C'est pourquoi, d'une part, pendant la phase de conception, il est exigé d'employer autant que possible les technologies avancées, en plus de l'expérience acquise pour interpréter au mieux les conditions géologiques ; et d'autre part, pendant la phase de creusement, il est exigé de réaliser des observations et mesures sur site en continu, afin de maîtriser l'état de reprise des efforts du terrain encaissant et de la structure de soutènement, de modifier à temps les paramètres de soutènement et la méthode d'exécution, de réaliser une conception itérative (la méthode observationnelle) grâce à l'exécution informatisée, visant l'ajustement de la conception aux conditions réelles rencontrées à l'avancement du creusement.

1.0.8 Parce que la Chine possède une grande population mais peu de terres cultivées, la protection de l'écologie est un sujet clé pour la conception. Les tunnels traversant la montagne pourraient modifier les conditions de stockage des eaux souterraines, causant une perte d'eau souterraine et d'eau superficielle au-dessus du tunnel. Lors de la construction du tunnel routier, il faut profiter des terres non cultivées autant que possible et éviter d'occuper les terres fertiles. Il faut également veiller à la protection des installations hydrauliques, protéger la végétation initiale et réduire la perte d'eau souterraine. Les déblais issus de la construction du tunnel doivent être transportés aux installations appropriées des stockage de déchet et les eaux usées doivent être évacuées après la sédimentation et l'épuration.

2 Terminologie et symboles

2.1 Terminologie

2.1.1 Dans le tunnel routier sont disposés généralement des installations convenables pour la ventilation, l'éclairage, le trafic et la protection contre l'incendie etc.

2.1.2 Comme son nom indique, le tunnel sous montagne est un tunnel qui traverse une montagne, y compris le tunnel qui traverse le massif rocheux et celui qui traverse le massif de sol.

2.1.9 Selon la forme, le rameau se classe en types suivants : rameau reliant deux tunnels parallèles, celui reliant le tunnel avec le local de ventilateur et les autres ouvrages annexes, celui reliant le tunnel avec la surface de sol. Selon la fonction, il se classe en types suivants : by-pass véhicules, by-pass piétons, rameau de ventilation et celui d'exécution etc. Le rameau est généralement quasi-horizontale, avec une pente longitudinale pas grande.

2.1.10 Le puits vertical est une structure verticale dans le massif rocheux, utilisé généralement pour la ventilation pendant l'exploitation du tunnel. Il est rare de l'utiliser seulement pour l'exécution du tunnel.

2.1.11 Le puits incliné est une structure inclinée dans le massif rocheux, utilisée principalement pour la ventilation pendant l'exploitation du tunnel. Il existe également des galeries provisoires utilisées pour l'exécution du tunnel. La pente du puits incliné est généralement supérieure à 12%. Si inférieure à 12%, il est souvent considéré comme une galerie.

2.1.19 En raison du déconfinement du terrain encaissant au-dessus du tunnel, la descente et le glissement des roches dus à l'action de gravité ainsi que le poids propre des roches agissent directement sur le revêtement du tunnel, cette charge est appelée pression de déconfinement.

2. 1. 22 La charge excentrée est appelée également « uneven pressure » en anglais. Elle s'agit d'une charge dissymétrique formée dans les situations telles que la couverture de sol au-dessus du tunnel est mince et oblique, ou les strates sont obliques par rapport au profil du tunnel, ou la lithologie n'est pas uniforme, ou bien la strate gonflante génère une compression unilatérale relativement forte etc.

2. 1. 31 La galerie pilote à l'avancement est appelée « drift » en anglais, signifiant la galerie de petite section à creuser en avant du front de taille d'un tunnel dans son profil de creusement, pour cause de grande section de creusement grand du tunnel ou des conditions défavorables du terrain encaissant etc. En fonction de la position de creusement, elle se classe en : galerie de faîte, galerie centrale, galerie de fond et galerie de naissance etc.

交通运输部信息公开
浏览专用

3 Investigations et classification du terrain encaissant

3.1 Dispositions générales

3.1.1 Les dossiers d'investigation sont la base pour l'ensemble de la conception telle que la conception du tracé de tunnel, la disposition d'ouvrages, la conception de structure, la méthode d'exécution, le délai de réalisation estimé ainsi que le coût d'investissement pour le projet etc., par conséquent, il faut assurer l'intégrité et l'exactitude.

3.1.2 L'investigation doit être réalisée en phases. La phase avant l'exécution comprend trois sous-phases : Reconnaissance de terrain de faisabilité du projet, reconnaissance préliminaire et reconnaissance détaillée. L'investigation pendant l'exécution doit couvrir l'intégrité du processus du creusement, y compris le levé géologique et la reconnaissance à l'avancement (reconnaissance géophysique par exemple) etc.

3.1.4 Conformément aux dispositions de la *Norme de classification du massif rocheux d'ingénierie* (GB / T50218-2014), la présente norme adopte la méthode de classification synthétique combinant les indices d'analyse qualitative et ceux de calcul quantitatif du terrain encaissant, qui est utilisée actuellement dans la plupart des travaux nationaux et internationaux. Les indices qualitatifs et les indices quantitatifs peuvent être vérifiés et corrigés l'un par l'autre, permettant d'améliorer la fiabilité de classification.

3.3 Investigations topographique et géologique

3.3.1 Les différentes phases de l'investigation du tunnel ont des objectifs différents. Le contenu des investigations de chaque phase est presque identique. En phase d'étude de faisabilité, le champ d'investigation est relativement grand, la profondeur d'investigation est obtenue principalement à

travers la reconnaissance de terrain ; en phase de reconnaissance détaillée, le champ d'investigation couvre les zones périphériques qui ont un impact sur le tunnel, la profondeur d'investigation est obtenue en utilisant les moyens de reconnaissance et de prospection, ainsi que les essais laboratoire de roche et de sol nécessaires, afin de satisfaire les exigences de conception, d'exécution, du coût estimatif en phase faisabilité et avant projet.

3.3.2 Les plans des différentes phases doivent être fournis selon les exigences de précision spécifiées dans la Norme des reconnaissances géologiques des travaux routiers (JTG C20—2011) et la Norme des reconnaissances de la route (JTG C10—2007) ainsi que la conception du tunnel. Par exemple, dans la phase d'étude de faisabilité, il faut collecter et réaliser les cartes topographiques et les profils topographiques à l'échelle 1:5 000 ~ 1:10 000, et rédiger les cartes géologiques ou vues en plan géologiques de travaux à l'échelle 1:50 000 ~ 1:20 000 en fonction des dossiers d'investigation, cartes topographiques de région et dossiers géologiques collectés. Pendant les phases de reconnaissance préliminaire et de reconnaissance détaillée, il faut réaliser : les vues en plan géologiques de travaux à l'échelle 1:500 ~ 1:2 000 en fonction des dossiers d'investigation et de prospection ; coupes longitudinales géologiques du tunnel à l'échelle 1:500 ~ 1:2 000 (celle horizontale est identique à celle verticale) ; profils longitudinaux et transversaux des approches à l'échelle 1:500 ~ 1:2 000 (celle horizontale est identique à celle verticale) etc.

3.3.3 En raison de la différence de complexité, d'envergure, de nature et des conditions géographiques naturelles des divers problèmes géologiques, il est très difficile de distinguer le contenu de base du travail de la reconnaissance préliminaire et de celle détaillée, qui se superposent souvent les uns des autres. L'article ne mentionne que le contenu de l'investigation, il faut prendre en compte la situation réelle pour définir les points importants de l'investigation et de l'analyse.

3.3.4 S'agissant d'une exigence particulière pour le contenu clé de l'investigation, il est exigé de mener des investigations spécifiques sur certains problèmes environnementaux géologiques particuliers et proposer d'éventuelles mesures compensatoires.

3.3.5 Cet article définit le contenu de l'investigation géologique pendant l'exécution.

- 1 En ce qui concerne l'investigation géologique pendant l'exécution, dans les situations générales, les moyens tels que l'observation directe, le levé géologique, la photographie et la mesure etc. au niveau de la plate-forme de creusement sont utilisés pour vérifier les conditions du terrain encaissant révélé.
- 2 En adoptant l'investigation complémentaire au sol, l'analyse des dossiers de reconnaissance et l'investigation géologique du terrain encaissant révélé, il est possible

d'analyser les caractéristiques géologiques du terrain encaissant possible devant le front de taille. Pour les tunnels où les conditions géologiques sont complexes, il convient d'utiliser les moyens de prospection géophysique tels que la prospection sismique par réflexion, la réflexion acoustique et le radar géologique etc., ou le sondage à l'avancement, la galerie pilote parallèle, la galerie d'essai etc. pour réaliser la reconnaissance à l'avancement, afin d'anticiper les éventuelles conditions géologiques défavorables.

En ce qui concerne la prévision géologique détaillée, il faut utiliser une méthode combinant l'investigation et l'interprétation géologiques et la prospection géophysique, et en même temps mettre l'accent sur les croisements des prévisions à moyenne / longue distance et des prévisions à courte distance, et sur la combinaison des prospections géophysiques et des forages géologiques.

3.4 Investigation météorologique

3.4.1 Les valeurs extrêmes désignent les valeurs maximales et minimales de la température, de la vitesse du vent, des précipitations et des chutes de neige. Lors de la conception du tracé du tunnel, il faut éviter autant que possible les zones de mauvaises conditions météorologiques défavorables.

3.4.2 Dans les régions montagneuses en rase campagne, par manque de dossiers météorologiques de la zone traversé du tunnel, il faut établir une station d'observation météorologique en approche du tunnel et du puits incliné ou vertical du tunnel très long, afin de collecter continuellement les dossiers météorologiques locaux et d'observer les conditions météorologiques de la zone, de fournir les dossiers de base pour l'exploitation du vent naturel pendant la phase d'exploitation, et d'éviter les dommages éventuellement causés par les temps extrêmes.

3.6 Classification du terrain encaissant

3.6.1 Les classes et méthodes spécifiées dans la *Norme de classification du massif rocheux d'ingénierie* (GB/T 50218—2014) sont utilisées pour la classification quantitative des roches encaissantes dans la présente norme. La *Norme de classification du massif rocheux d'ingénierie* (GB/T 50218—2014) s'agit une version modifiée de la *Norme de classification du massif rocheux d'ingénierie* (GB 50218-94).

3.6.2 Il existe des centaines de méthodes pour la classification quantitative de la qualité du massif rocheux en fonction des indices quantitatifs des facteurs de classification, qui peuvent être classées en trois catégories :

(1) Méthode à paramètre simple, comme la Désignation de la qualité de la roche ;

(2) Méthode multi-paramètres. Comme la méthode de l'Université du Nord-Est, qui réalise la classification dynamique à travers les programmes de calcul en basant sur les quatre paramètres : R_c , vitesse de l'onde longitudinale élastique du massif rocheux (v_{pm}), intervalle entre les joints moyen (d_p), temps de stabilisation du déplacement du terrain encaissant ;

(3) Méthode d'indices synthétiques composés de multi-paramètres. Par exemple, dans la classification du terrain encaissant des travaux de la galerie du Quatrième institut d'étude et de recherche des ingénieurs d'état-major général, les indices de classification sont composés de quatre paramètres, soient R_c , K_v , état des eaux souterraines et occurrence des couches de roche.

Dans la présente norme, la méthode multi-paramètres, qui prend deux indices quantitatifs des facteurs de classification R_c et K_v comme paramètres pour calculer et obtenir l'indice de qualité fondamental du massif rocheux BQ , comme la base quantitative de la classification, est utilisée.

La méthode pour déterminer la valeur des indices quantitatifs R_c et K_v est présentée dans A.0.1 et A.0.2 de l'annexe A.

3.6.3 En tant qu'attributs de base du massif rocheux, et communs pour les divers types de travaux rocheux, la dureté et l'intégrité reflètent les caractéristiques de base de la qualité, mais elles ne constituent pas l'ensemble des facteurs qui influent sur la stabilité du massif rocheux. Si l'eau souterraine existe, la contrainte initiale est élevée et le plan structural de faiblesse est défavorable au niveau du terrain encaissant du tunnel, son niveau de stabilité serait plus bas. Ils peuvent être considérés comme des facteurs de correction de la classification du terrain encaissant.

La formule (3.6.3) est la formule de calcul pour l'indice de qualité modifié du massif rocheux, dans laquelle les trois facteurs de correction K_1 , K_2 , K_3 doivent être déterminés selon l'annexe A.0.3. Aux cas non indiqués dans les tableaux, la valeur 0 est prise pour les facteurs de correction.

3.6.4 La méthode et l'idée de la *Norme de classification du massif rocheux d'ingénierie* (GB/T50218-2014) sont utilisées pour la classification de la roche encaissante, en basant sur les considérations suivantes :

(1) Cette norme est élaborée conjointement par les départements chinois hydrauliques et hydroélectriques, et les unités de chemin de fer, la métallurgie, de construction urbaine et rurale et d'autres unités pertinentes. Il s'agit de l'une des normes de base nationales.

(2) Cette norme est une norme de classification qui est applicable à toutes les industries nationales

et est favorable à l'unification des méthodes et normes de classification du massif rocheux d'ingénierie (ou du terrain encaissant) en Chine.

(3) Cette norme utilise la méthode combinant l'analyse qualitative et l'analyse quantitative pour la classification du massif rocheux et prenant les deux facteurs de base (dureté et intégrité du massif rocheux) ainsi que l'eau souterraine, l'occurrence du plan structural de faiblesse et l'état de la contrainte initiale comme facteurs de correction. Ces méthodes et dispositions sont mentionnées en résumant la plupart des méthodes de classification du terrain encaissant en Chine, et sont déjà approuvées par la plupart des confrères.

(4) Il est possible de réduire l'erreur induite par la classification qualitative.

Le tableau 3.6.4 est proposé après plusieurs révisions du tableau 4.1.1 de la *Norme de classification du massif rocheux d'ingénierie* (GB/T50218—2014). L'état de structure et les caractéristiques du massif de sol sont ajoutés dans la colonne « caractéristiques qualificatives principales du terrain encaissant ou du massif de sol ».

La classification du massif rocheux d'ouvrages souterrains dans la *Norme de classification du massif rocheux d'ingénierie* (GB/T50218—2014) est destinée au tunnel rocheux et aux autres ouvrages souterrains, à l'exclusion de la classification du sol encaissant. Afin de s'adapter à la situation et aux besoins réels du tunnel routier, la classification du sol encaissant est introduite dans le tableau 3.6.4. Comme il n'y a pas de norme unifiée pour la classification du sol encaissant, dans le tableau 3.6.4 de la présente norme, on cite le contenu concerné du tableau 3.2.7 dans la *Norme de conception du tunnel ferroviaire* (TB10003—2005). Afin d'améliorer les pratiques futures, il faut réaliser respectivement des recherches spécifiques sur le sol encaissant, et proposer la méthode de classification du sol encaissant en combinant l'analyse qualitative et l'analyse quantitative.

Le terrain encaissant est classifié en six classes au total, du bon au mauvais, soient classes I, II, III, IV, V, VI.

Au cours de l'utilisation de la norme initiale, il est constaté que la classe de la roche encaissante déterminée selon l'indice qualificatif et celle déterminée selon l'indice quantitatif [BQ] ne sont pas concordantes, l'évaluation de ce dernier est généralement (« demi-classe ») plus élevée que celle de l'indice qualificatif. C'est parce que la formule de calcul de l'indice de qualité fondamental du massif rocheux BQ , qui est déterminée en se basant sur l'ensemble des travaux réalisés des échantillons existants, ne peut pas couvrir totalement tous les types de terrain encaissant du tunnel routier. Ainsi l'erreur existe, particulièrement pour les terrains encaissants de classes IV et V. Avec l'accumulation d'expériences et de données au cours de la pratique, il faut probablement adapter les valeurs des facteurs de la formule, mais la formule mathématique et la classification

peuvent rester le même.

L' écart entre la classification qualitative et la classification quantitative est normal, si nécessaire, il faut procéder à une deuxième révision des indices qualificatifs et quantitatifs, selon lesquels l' analyse holistique sera réalisée pour déterminer à nouveau la classe du massif rocheux.

Selon la situation actuelle en Chine, à l' égard des projets des tunnels moyens ou courts ou inférieurs à la classe III, pendant la phase d' étude de faisabilité et celle de reconnaissance préliminaire (avant-projet), comme les essais physiques et mécaniques de la roche ainsi que la détection à onde élastique (onde acoustique) sont limités, ainsi les paramètres pour évaluer l' indice de qualité fondamental du terrain encaissant BQ sont insuffisants. Donc le présent article stipule que, si les cas ci-dessus ont lieu, la détermination des classes du terrain encaissant peut être basée principalement sur la classification qualitative ou l' analogie des projets.

La méthode de classification qualitative de la dureté et de l' intégrité du massif rocheux est présentée dans les articles A.0.5 et A.0.6 de la présente norme.

交通运输部
信息公告
浏览专用

4 Conception générale

4.1 Dispositions générales

4.1.1 En suivant les principes de conception générale de la route respective, la conception du tunnel devrait répondre aux exigences de fonctions générales de la route, d'optimiser la dimension du tunnel, de limiter les impacts fonciers, et de protéger l'environnement écologique.

4.1.3

- 1 Dans cette révision, la proposition « En cas de mauvaises conditions géologiques, le tracé de la route est déterminé par positionnement du tunnel très long » a été supprimée. Les normes techniques des travaux routiers actuelles mettent l'accent sur la conception synthétique des routes, ponts, tunnels, etc., au lieu de l'obéissance l'un à l'autre. Les projets récents des autoroutes et des routes de première classe sont en général conformes aux exigences globales de la route tout en basant sur la conception synthétique.
- 2 Lors de la recherche de tracé, en cas de conditions complexes dans les aspects topographique, géologique, météorologique, humain, environnemental, et de situation variable de développement social et économique et du trafic complexe, le plan recommandé sera présenté après avoir réalisé une comparaison globale de plusieurs plans tout en basant sur les dossiers de reconnaissance et d'investigation.
- 3 En plus de satisfaire les exigences de dégagement net pour la circulation et l'espace nécessaire pour les diverses installations dans le tunnel, le dégagement net à l'intrados du tunnel doit également assurer un bon état de reprise des efforts de la structure ;
- 5 Le mode de ventilation, et la dimension de disposition des installations d'éclairage, de surveillance du trafic, de prévention des catastrophes, de secours etc. doivent être pris en

compte au cours de la conception générale. Si nécessaire, il faut réaliser une conception spécifique de la prévention des catastrophes pour le tunnel très long.

- 6 Le creusement du tunnel pourrait changer les conditions de stockage et l'écoulement des eaux souterraines. Des mesures convenables sont nécessaires pour prévenir et réduire l'impact et la pollution sur l'environnement liés à l'évacuation de déblais et à la vidange d'eaux usées du tunnel pourraient polluer l'environnement. Par conséquent, il est exigé de considérer pleinement les problèmes ci-dessus dans la conception générale.
- 8 La conception d'économie d'énergie a pour but de réduire la consommation d'énergie et l'émission de CO₂. Il faut également prendre en compte la facilité des opérations de l'entretien et de la réparation du tunnel, qui sont fréquents et à long terme pour l'opération du tunnel.

4.2 Choix de position du tunnel

4.2.1 Les conditions géologiques influencent directement le coût et le délai d'exécution de travaux. En cas de bonnes conditions géologiques, le projet serait économique, avec une vitesse rapide d'exécution ; contrairement, si les conditions géologiques sont mauvaises, le projet demanderait un grand investissement, l'exécution serait lente, influençant la construction de toute la route. Par conséquent, basé sur l'idée de conception de sélectionner le tracé en fonction des conditions géologiques, il convient de passer le tunnel dans les strates stables, afin de contourner ou de réduire les zones de mauvaises conditions géologiques.

Généralement, il est recommandé de choisir les parties relativement épaisses où la condition géologique est favorable pour traverser la montagne, au lieu de traverser la montagne au niveau du col où la condition géologique est souvent défavorable et la remontée des eaux souterraines est importante, même si le tunnel est court. En Chine, de nombreux exemples sont souvenus : les tunnels traversent la montagne au niveau du col, comme les conditions géologiques sont mauvaises et les eaux souterraines sont importantes, l'effondrement se produit lors de l'exécution, conduisant ainsi à l'augmentation de l'investissement et au retard du délai d'exécution de travaux, et à l'augmentation de risque de fuite d'eau de grande quantité après le percement du tunnel. En résumé, il faut éviter autant que possible de traverser au niveau du col. Quelquefois, il est envisageable de contourner ou augmenter la longueur du tunnel si ces mesures permettent d'obtenir de meilleures conditions géologiques, tout en répondant les exigences générales de la route. Lorsqu'il est impossible de contourner le col, les mesures techniques fiables sont requises pour l'achèvement sécuritaire du tunnel.

4.2.2 En ce qui concerne les tunnels franchissant la ligne de faîte, les montagnes s'élèvent et s'abaissent, les conditions topographiques et géologiques sont complexes en général. La hauteur, l'épaisseur et la déclivité de la montagne, la terrasse des deux côtés de la montagne, ainsi que la distribution des ravins principaux et dérivés ont un impact considérable sur la définition du plan de tunnel franchissant la ligne de faîte, de la longueur du tunnel et des conditions de développement du tracé etc. Par conséquent, l'article stipule que : « le cheminement de la route et le tracé en plan doivent être déterminés en basant sur les levés et reconnaissances géologiques synthétiques d'une grande envergure ».

4.2.3 Au niveau des vallées, les cours d'eau sont souvent en lacets, les vallées se développent et les fossés dérivés sont répartis étroitement. Aux deux rives des vallées, il existe souvent des plates-formes symétrique ou asymétrique et des pentes raides, accompagnées souvent des phénomènes géologiques mauvaises tels que l'effondrement, la chute de débris, l'éboulis, le glissement, l'éboulement du terrain et l'affouillement des rives etc. Lorsque le tunnel passe par les zones riveraines et montagneuses, il faut éviter le cas où la paroi du tunnel côté libre serait trop mince, et éviter des phénomènes tels que la charge excentrée, la profondeur faible, le haut talus au niveau des approches, l'endommagement de l'affouillement du cours d'eau ainsi que le passage par les zones de conditions géologiques mauvaises ; il est exigé également d'éviter les tunnels courts et nombreux, ou l'enchaînement d'ouvrages pont-tunnel, ainsi que les situations telles que l'augmentation de la longueur, de la hauteur et des ouvrages de soutènement. Dans les zones riveraines et montagneuses, le site de construction est étroit, ce qui cause une grande difficulté ; pour les groupes de tunnels courts, comme le nombre des pistes d'exécution augmente, il est possible de causer un endommagement plus grand sur l'environnement des vallées.

4.2.4 Une sélection de position d'approche inappropriée entraînera des difficultés pour y entrer, un haut talus et l'effondrement, ce qui peut même menacer la sécurité d'exécution, empêcher le déroulement, et nuire à la sécurité d'exploitation à long terme. Par conséquent, il convient d'éviter les zones ou positions où les conditions topographiques et géologiques sont mauvaises lors de la sélection de position des approches.

4.2.5 Pour les tunnels qui sont tout près du réservoir, de la rivière ou du ruisseau, il faut considérer l'influence de la variation du niveau d'eau. Pendant la période de crues, les phénomènes tels que l'entrée de crues dans le tunnel et l'inondation de la chaussée etc. ne sont pas autorisés. Si l'affouillement par les crues et l'immersion de l'eau causent l'effondrement et le glissement de terrain de la montagne, qui nuisent la sécurité de structure du tunnel, les mesures fiables sont requises pour assurer la sécurité de structure et d'exploitation du tunnel.

4.2.6 Les périodes de retour indiquées dans la présente norme se réfère aux dispositions relatives à la *Norme générale de la conception de l'ouvrage d'art routier* (JTG D60). Les crues observées

doivent inclure l'investigation des crues historiques fiables qui réapparaîtraient.

4.3 Alignements du tunnel

4.3.1 L'article ne spécifie pas l'alignement horizontal du tunnel, qui peut être en ligne droite ou en courbe. Conformément à la disposition de la *Norme de conception du tracé de la route* (JTG D20—2017) : « Lorsque le rayon de la courbe circulaire est inférieur ou égal à 250m, il faut disposer une surlargeur », qui n'est pas convenable pour le tunnel routier. Par conséquent, il est stipulé dans cet article : « En cas de vitesse de projet de 20km/h, le rayon de la courbe circulaire ne doit pas être inférieur à 250m ». Un même profil d'intrados est adopté dans le tunnel pour faciliter l'exécution.

4.3.2 Le tunnel bitube se caractérise par la conception de structure simple, brouillage d'exécution faible entre les deux tubes, la vitesse d'exécution rapide et le coût bas.

- 1 En ce qui concerne la structure du tunnel bitube avec pilier central, il faut la renforcer, et en plus, l'exécution des deux côtés doit être étalée. Comme le délai d'exécution est relativement long et le coût est élevé, ce type de tunnel est rarement utilisé.
- 2 La structure du tunnel en double-arc est complexe, avec multiples étapes d'exécution, un délai long et un coût élevé. Actuellement, certains problèmes ne sont pas bien résolus. Il existe nombreux désastres après l'achèvement, de plus l'aménagement n'est pas facile. Donc il faut l'utiliser avec discrétion, seulement pour les situations inévitables, par exemple, dans les zones particulières où le terrain est étroit, le tracé est difficile ou l'entrée et la sortie sont restreintes par les grands ouvrages ou constructions.
- 3 Le tunnel long ou très long, qui se raccorde au pont, et présente une étroitesse en approches et impose des exigences particulières, peut être conçue comme un tunnel bitube avec pilier central ou tunnel en double-arc au niveau de l'approche. Mais pour réduire les nuisances entre tubes, la section de tronc doit être disposée comme un tunnel bitube. Dans ce cas, l'ouvrage d'entonnement est prévu pour la section de transition en approche, passant progressivement du tunnel en double-arc ou du tunnel bitube avec pilier central jusqu'au tunnel bitube.

4.3.3 L'écartement net du tunnel bitube signifie l'épaisseur du massif rocheux non creusé entre les deux tubes. Si l'écartement est trop grand, il y aura une augmentation d'emprise de la route à l'extérieur ; dans les zones étroites à l'extérieur du tunnel, une grande quantité de talus artificiels sera produite ; et pour les tunnels avec rameau, la longueur du rameau sera aussi allongée. Tout ceci causera une croissance de l'investissement et une difficulté de la gestion. Le tunnel bitube avec

pilier central sera formé en cas d'un écartement trop petit, qui causera une certaine influence sur la structure et l'exécution entre les deux tubes, un ralentissement du déroulement d'exécution et également une croissance de l'investissement.

Dans cette révision, le tableau « Ecartement minimum entre les deux tubes indépendants du tunnel bitube » (tableau 4-1) dans la *Norme de conception du Tunnel routier* (JTG D70—2004) a été supprimé, en basant sur les considérations suivantes :

Tableau 4-1 Ecartement minimum entre les deux tubes indépendants du tunnel bitube

Classe du terrain encaissant	I	II	III	IV	V	VI
Ecartement net (m)	$1,0 \times B$	$1,5 \times B$	$2,0 \times B$	$2,5 \times B$	$3,5 \times B$	$4,0 \times B$

Nota : B —Largeur du profil creusé du tunnel

Etant une structure linéaire, le tunnel traverse souvent les terrains encaissants de différentes classes. Si le choix de l'écartement entre les deux tubes s'appuie seulement sur le tableau 4-1, sans tenir compte des influences entre tubes, ils arrivent souvent des problèmes sur la disposition de la position itinéraire en causant des gaspillages considérables. En fait, depuis le début du 21^{ème} siècle, les deux tubes parallèles des autoroutes chinoises se rapprochent de plus en plus, souvent entre 8m et 20m. Les zones sous effet des contraintes du terrain encaissant qui sont souvent de classe IV et V entre les deux tubes se croisent et interagissent, mais cet impact est limité et possible à contrôler. Il faut appliquer des limites convenables sur l'ordre du creusement et du soutènement. Même si l'écartement net entre les deux tubes est inférieur aux valeurs indiquées dans le tableau 4-1, il faut réellement le prendre comme un tunnel bitube.

4.3.4 En Chine, en ce qui concerne la pente longitudinale du tunnel, il n'existe pas de dispositions strictes, le profil en long à déclivité unique et le profil en long convexe existent tous les deux. Du point de vue du confort de conduite et de l'efficacité de la ventilation d'exploitation, le profil en long à déclivité unique est préférable, mais le drainage à contre-pente peut apparaître pendant l'exécution. Selon les recherches menées par l'unité d'exécution entreprise de construction, les performances de la pompe et les techniques de pompage et de drainage ont été considérablement améliorées pendant ces dernières années, par conséquent, le drainage à contre-pente ne constitue pas un grand problème technique. En ce qui concerne des tunnels long et très long exposés aux eaux souterraines, il est possible de réduire les difficultés de drainage pendant l'exploitation en utilisant le profil en long convexe, qui permet de drainer les eaux souterraines vers les approches du tunnel, afin de le rendre plus facile. En cas du profil en long convexe, il est recommandé d'appliquer de grand rayon de la courbe verticale pour améliorer la sécurité et le confort de conduite et assurer les conditions de visibilité.

Toutefois, il faut obligatoirement noter que la pente de drainage au niveau de la section de

changement de pente sera inférieure à 0,3% , qui défavorise le drainage, donc au moment de définir la position du point de changement de pente, les zones où les eaux souterraines sont abondantes doivent être évitées autant que possible.

4.3.5 La valeur minimum de la pente longitudinale dans le tunnel, qui doit favoriser l'écoulement naturel des eaux dans le tunnel (y compris les fuites et infiltrations d'eau, la forte venue d'eau, l'eau de lavage du tunnel et l'eau incendie etc.), est de 0,3% ; pour les tunnels longs et très longs, comme la distance de vidange est relativement longue et le volume est grand, la valeur minimum de 0,5% est convenable. La sécurité, le confort de conduite des véhicules et la ventilation d'exploitation du tunnel doivent être pris en compte pour définir la valeur maximale de la pente longitudinale du tunnel.

Lors de la construction des routes montagneuses pendant ces dernières années, en raison des restrictions du relief, si la pente longitudinale du tunnel est exigée strictement à ne pas dépasser 3% , le développement du tracé sera très difficile à tenir et la longueur sera également allongée. Conformément à cette situation réelle, lorsque la disposition des alignements est très difficile au niveau du tunnel moyen, court des autoroutes et des routes de première classe, ou du tunnel à ciel ouvert indépendant (y compris le semi-tunnel), les conditions peuvent être assouplies d'une manière appropriée, mais l'augmentation des mesures de sécurité d'exploitation est exigée.

Les mesures de sécurité d'exploitation comprennent la signalisation d'avertissement, les panneaux de limitation de vitesse, le ralentisseur, ainsi que l'amélioration des conditions antidérapantes de la chaussée, et l'augmentation du nombre de voies pour les tunnels en rampe, etc.

4.3.6 En raison du changement impétueux de la lumière au niveau des approches du tunnel et de la largeur de circulation et de l'environnement, l'entrée et la sortie du tunnel sont les plus fréquentes pour l'apparition d'accidents, il est donc nécessaire de maintenir une coordination entre les alignements horizontaux et verticaux à l'intérieur et à l'extérieur du tunnel. Conformément à la *Norme technique des Travaux routiers* (JTG B01—2014), les dispositions sur les alignements à l'intérieur et à l'extérieur du tunnel ont été modifiées.

La vitesse de référence et la longueur du parcours sont présentées dans le tableau 4-2.

Tableau 4-2 Longueur parcourue à la vitesse de référence (m)

Vitesse de référence(km/h)	120	100	80	60	40	30	20
Longueur parcourue	3s	100	83	67	50	33	17
	4s	133	111	89	67	44	22
	5s	167	139	111	83	55	28

4.3.7 Dans la construction des routes montagneuses, en ce qui concerne une succession de tunnels distancés de moins de 100m entre les approches, il convient de les considérer comme un tunnel continu et tenir compte des exigences techniques sur ses alignements horizontaux et verticaux dans un ensemble.

4.4 Profil en travers

4.4.1 Le dégagement de construction du tunnel routier doit non seulement fournir l'espace de circulation pour les véhicules, mais aussi assurer la sécurité, la rapidité, le confort pour la circulation et la prévention des catastrophes, donc il est exigé d'étudier pleinement la relation d'espace entre les voies et les installations routières lors de la conception. Aucune intrusion du composant de génie civil n'est permise dans le dégagement de construction. Le cas où le dégagement de construction se trouve à l'intrados du tunnel est présenté dans la figure 4-1.

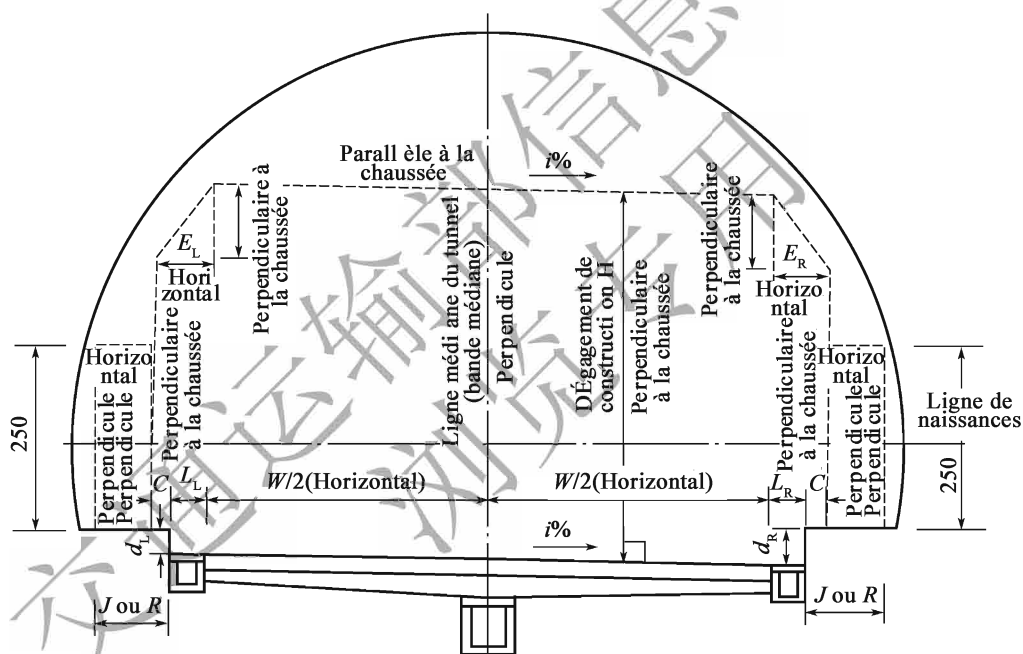


Figure 4-1 Situation de base du dégagement de construction du tunnel (unité : cm)

Le dégagement de construction du tunnel est composé de largeur circulaire W , de largeur latérale L (L_L ou L_R), de largeur supplémentaire C , de piste d'entretien J ou trottoir R , la définition a été modifiée dans cette révision tout en basant sur la *Norme technique des Travaux routiers* (JTG B01—2014) et la *Norme de conception du tracé de la Route* (JTG D20—2017).

La largeur du pan incliné côté gauche du dégagement de construction E_L doit comprendre la largeur supplémentaire C , et la ligne oblique du pan incliné est prise du côté gauche de C vers le milieu.

La largeur du pan incliné côté droit du dégagement de construction E_R doit comprendre la largeur

supplémentaire C, et la ligne oblique du pan incliné est prise du côté droit de C vers le milieu.

Pour les tunnels des autoroutes et des routes de première classe à une vitesse de référence de 100km/h, la largeur latérale de l'accotement gauche L_L est modifiée de 0,5m à 0,75m.

4.4.2 La piste d'entretien permettra au personnel d'entretien de passer dans ces zones pour réaliser la ronde et l'entretien général dans la condition d'exploitation normale du tunnel.

Lorsque le côté gauche du sens de circulation du tunnel en double-arc et le tunnel routier de quatrième classe ne sont munis ni de piste d'entretien ni de trottoir, une largeur supplémentaire au moins de 0,25m est requise pour éliminer ou réduire la crainte psychologique du conducteur causée par les piédroits du tunnel (effet des piédroits), tout en assurant une circulation sécuritaire.

La piste d'entretien ou le trottoir est au-dessus de la chaussée d'une certaine hauteur, qui est considérée comme la limite de sécurité pour le personnel d'entretien et les piétons, tout en empêchant les véhicules d'y monter ; les bordures relativement remarquables, qui sont plus attirants que la limite de la voie de circulation pour les conducteurs, peuvent être considérées comme la ligne de guidage de circulation ; l'espace sous la piste d'entretien et le trottoir est disponible pour la pose des divers pipelines, tuyauteries et câbles.

Le dégagement vertical de la piste d'entretien et du trottoir est déterminée selon la longueur du tunnel, la densité de passagers de la zone, ainsi que l'espace nécessaire pour la pose des divers pipelines, tuyauteries et câbles etc. Selon les résultats de l'investigation, dans cette révision, le dégagement vertical de la piste d'entretien est modifié de « la valeur peut être prise entre 20cm et 80cm » à « la valeur peut être prise entre 250mm et 800mm ».

4.4.3 En tant que garantie de base pour mettre en œuvre les fonctions du tunnel, la dimension de l'intrados du profil en travers doit être appropriée à la classe de la route. En plus de l'espace nécessaire pour le dégagement de construction du tunnel, il faut également assurer l'espace exigé par le drainage, la ventilation, l'éclairage, la protection contre l'incendie, la surveillance, l'installation intérieure, les dispositifs de trafic et les installations auxiliaires etc. ; Une marge doit être aussi prise en compte, soit une distance entre l'intrados et le dégagement de construction supérieur ou égal à 50mm, comme présenté dans la figure 4-2.

Après les retours d'expérience et d'analyse des efforts internes, à l'égard de l'intrados du tunnel, il convient d'adopter un profil bien portant dont la voûte est en plein cintre ou en anse de panier à 3 cœurs, et les piédroits sont en arcs à grand rayon. Les schémas de référence du dégagement de construction et de l'intrados des diverses classes de route sont présentés dans l'annexe B de la présente norme.

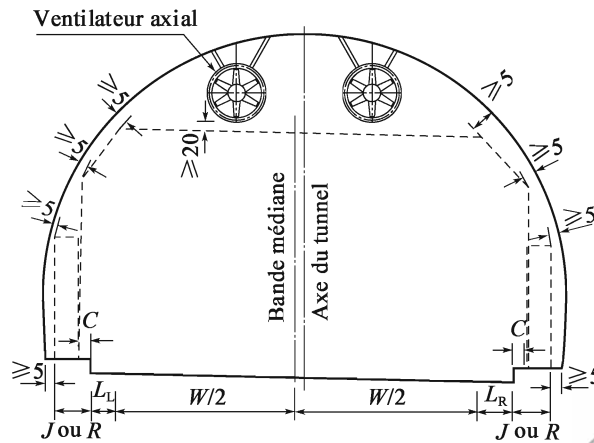


Figure 4-2 Marge nécessaire pour l'intrados du tunnel (unité : cm)

4.4.4 Les caniveaux latéraux doivent être disposés aux deux côtés de la chaussée du tunnel, afin de faciliter le réseau séparatif de l'eau propre et des eaux usées, ainsi que l'introduction des fuites éventuelles au niveau du revêtement vers le caniveau, de manière à ne pas les faire passer vers la chaussée.

4.4.5 La bande d'arrêt d'urgence se consacre principalement à garer les véhicules en panne et les véhicules chargés de travaux d'entretien etc. En cas d'urgence, les véhicules et personnels de secours empruntent cette bande pour réaliser les activités de secours d'urgence. Pour le tunnel à deux voies, cette bande est nécessaire ; pour le tunnel à trois voies, il est convenable de la disposer, mais la détermination sera faite tout en analysant la longueur, le volume et la composition du trafic, et les conditions du terrain encaissant etc. ; pour le tunnel à quatre voies, comme le profil du tube unique est grand, l'exécution est difficile et le coût est élevé, et en plus les conditions de circulation sont bonnes, il est possible de ne pas disposer la bande d'arrêt d'urgence.

4.4.6 La largeur, la longueur et l'écartement de disposition de la bande d'arrêt d'urgence sont tous spécifiés selon la situation de trafic réelle chinoise.

- 1 La distance L_R , qui est réservée entre la zone de garage et la chaussée, est destinée à assurer la sécurité de circulation ; les caniveaux latéraux qui sont disposés le long de la piste d'entretien consiste à empêcher les véhicules de rouler sur ces caniveaux. Dans la présente révision, la disposition de la bande d'arrêt d'urgence a été modifiée, le profil en travers est présenté dans la figure suivante 4-3.
- 2 En se référant aux valeurs recommandées par le Comité des Tunnels routiers (C5) de l'Association internationale permanente des Congrès de la Route (AIPCR) et les valeurs caractéristiques des pays tels que le Japon, la longueur recommandée de la bande d'arrêt

d'urgence dans la *Norme de conception du Tunnel routier* (JTGB01—2004) est de 40m. Mais pendant ces dernières années, le nombre des véhicules longs en Chine est de plus en plus grand, une augmentation de la longueur est exigée pour répondre aux besoins de garage des véhicules longs. Donc dans cette révision, conformément aux dispositions de la *Norme technique des Travaux routiers* (JTGB01—2014), la longueur de cette bande est modifiée à 50m, la longueur effective à 40m.

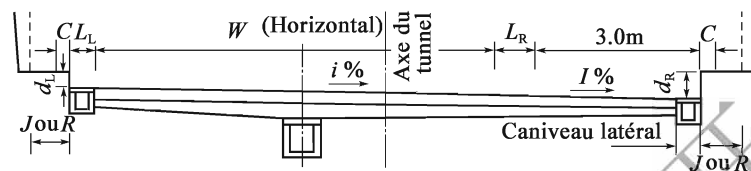


Figure 4-3 Profil en travers de la bande d'arrêt d'urgence

4.4.7 La bande d'arrêt d'urgence dans le tunnel sert également aux passagers de s'abriter des véhicules. Dans les tunnels qui sont munis de cette bande, son effet d'échappement aux véhicules doit être pris en compte pour définir l'écartement des niches de sécurité.

4.4.8 Le présent article est ajouté conformément à la cinquième disposition de l'article 8.0.3 dans la *Norme technique des Travaux routiers* (JTGB01—2014). Le tunnel à ciel ouvert et le semi-tunnel qui sont disposés séparément, désignent le tunnel à ciel ouvert et le semi-tunnel dont les deux approches sont relativement éloignées.

4.4.9 Le présent article est conforme aux dispositions de la *Norme technique des Travaux routiers* (JTGB01—2014). Généralement, le dégagement de construction du tunnel et celui de plate-forme de la voie connectée à l'extérieur du tunnel sont différents, la variation du profil constitue une restriction, ayant de l'impact sur la capacité de trafic et le niveau de service. Par conséquent, des mesures de génie civil sont exigées pour résoudre le problème de transition convenable de la largeur de la plate-forme et celle de la chaussée dans le tunnel. Par exemple, lorsque le dégagement horizontal de construction du tunnel est supérieur à celui de la route où le tunnel se situe, il convient d'élargir la plate-forme de la section de transition avec la largeur du tunnel ; en cas inférieur au dégagement horizontal de construction de la route, la largeur de la plate-forme de la section de transition sera conçue conformément aux normes de la route, pour s'adapter à la transition du profil en travers. Et avec la mise en place des panneaux de signalisation, des lignes de guidage, des panneaux d'avertissement, des dispositifs de retenue etc., les conducteurs peuvent s'adapter progressivement au changement de l'environnement.

4.5 By-pass et galerie parallèle

4.5.1 Entre les deux tubes à sens unique, le by-pass piétons permet aux conducteurs et passagers

d'échapper à un danger de mort en cas d'urgence, aux personnels de secours d'arriver rapidement au lieu d'accident, et également au personnel d'entretien de réaliser l'entretien et la réparation du tunnel. L'écartement entre deux rameaux est modifié de « ne doit pas dépasser 500 » dans la *Norme de conception du Tunnel routier* (JTG D70—2004) à « ne doit pas dépasser 350m », pour réduire la distance d'échappement, et de favoriser l'échappement à un danger. Le by-pass véhicules est disposée pour que les véhicules de secours puissent arriver en faisant un détour sur le lieu d'accident lorsqu'un tunnel est embouteillé. Son écartement réel sera déterminé en fonction de la longueur du tunnel, des conditions du terrain encaissant, du volume de trafic, des installations intérieurs du tunnel etc., et restera à rajuster en fonction des circonstances.

Dans cette révision, un article est ajouté : « Il convient d'assurer une cohérence entre le dégagement vertical de bordure du by-pass véhicules et le dégagement vertical de la piste d'entretien de gauche par rapport au sens de circulation dans le tunnel ».

4.5.2 En ce qui concerne le tunnel monotube très long à double sens, il faut disposer les installations de refuge provisoires en cas d'urgence pour les conducteurs et passagers, par exemple, disposer la galerie parallèle et la connecter avec le tunnel principal à travers le rameau. Actuellement, les mesures nationales et internationales de disposer les installations de refuge comprennent principalement : galerie parallèle, niche de refuge temporaire mise en place respectant un certain écartement, galerie de détour, rameau qui s'oriente directement vers le sol en cas de conditions topographiques favorables, ainsi que certains signes de guidage, dispositifs de sécurité etc. Cet article se réfère au retour d'expériences des tunnels monotube très longs à double sens et à deux voies qui sont déjà construits en Chine et présente les dispositions « il est convenable de disposer ». Mais d'autre part, la mise en place la galerie parallèle dans les tunnels très longs nécessite un cout de construction élevé, des difficultés d'entretien et d'exploitation, et un coût d'exploitation élevé, dans les régions à faible densité de population, il faut prendre la décision selon la situation réelle pour les tunnels dont le volume de trafic de conception est faible, l'échappement aux dangers et le secours sont relativement simples. Manque d'expériences et de données pour référence, les problèmes tels que la dimension et l'écartement des installations de refuge (niche de refuge temporaire, galerie de détour etc.) exigent des recherches approfondies. Le type d'installations de refuge doit être déterminé selon les circonstances telles que la position du tunnel, les conditions topographiques et géologiques, le volume de trafic, le volume de flux humain ainsi que les conditions d'entretien et de gestion etc.

Lors de la disposition de galerie parallèle, il faut respecter les exigences suivantes :

(1) La galerie parallèle et le tunnel principal doivent être proches autant que possible, afin de réduire la longueur du rameau de liaison.

(2) La galerie parallèle doit être disposée sur le côté du parement amont du tunnel principal, et sa cote du fond de drainage doit être inférieure à celle du tunnel, afin de faciliter le drainage des eaux souterraines du tunnel principal à travers la galerie parallèle.

4.5.3 Le rameau qui se dirige vers le sol permet de réduire la distance d'échappement aux dangers de mort, et d'élever l'efficacité de ventilation en tant que galerie de ventilation en temps ordinaire.

4.5.4 La disposition d'un raccordement à l'extérieur de l'approche pour les tunnels bitube longs et très longs est basée sur les considérations de faciliter le passage des véhicules en cas d'entretien, de réparation du tunnel et en cas d'urgence.

4.6 Auscultation et prévision géologique détaillée

4.6.1 Comme le tunnel est enterré sous le sol, les conditions géologiques de travaux et hydrogéologiques sont complexes et variables, il est très difficile de révéler précisément les conditions géologiques des strates que le tunnel passe, ce qui cause probablement certains écarts à l'égard de la conception du soutènement de tunnel. Par conséquent, l'auscultation est nécessaire pendant l'exécution, afin de rendre la conception du soutènement plus conforme à la situation réelle, et d'empêcher les blessés et morts, et pertes économiques causés par les catastrophes géologiques. En plus, quant au tunnel où les conditions géologiques sont complexes, il est exigé encore de réaliser la reconnaissance géotechnique à l'avancement lors de l'exécution.

4.6.2 L'objet, le contenu et les exigences de l'auscultation constituent les besoins essentiels de l'auscultation et de la reconnaissance géotechnique à l'avancement de l'exécution du tunnel, les informations obtenues doivent être capables de refléter l'état réel du terrain encaissant et du revêtement du tunnel.

4.6.3 En raison de l'inexactitude des conditions géologiques, les dossiers d'investigation géologique réalisés avant l'exécution du tunnel nécessitent des vérifications et des rectifications au cours de l'exécution. Par conséquent, il faut rectifier à temps les paramètres de soutènement et la méthode d'exécution du tunnel au cours de l'exécution selon la situation géologique révélée, la situation de la reprise des efforts et de la déformation pour le terrain encaissant et le soutènement, de sorte que la conception structurale et la méthode d'exécution du revêtement soient plus conformes aux circonstances réelles du terrain encaissant.

4.7 Planning d'exécution de travaux

4.7.1 Ici, le planning d'exécution du projet désigne les items à considérer pour la conception,

au lieu de la planification d'exécution détaillée réalisée par l'entreprise de construction soi-même.

- 1 La méthode d'exécution du tunnel ici est un ensemble de la méthode de creusement, et de soutènement, moyen de transport dans le tunnel, mesures de travaux auxiliaires, et moyen de ventilation etc. La méthode de creusement comprend principalement celle de creusement à pleine section, celle de creusement en demi-section, celle de creusement en galerie pilote et celle de creusement en section divisée etc. En ce qui concerne le soutènement, les moyens tels que les boulons, le béton projeté, le support d'acier, le treillis soudé, le support d'éléments, le revêtement en béton coffré etc. sont disponibles, dont le revêtement en béton coffré peut être à profil complet type monobloc ou segmentaire. Quant au transport dans le tunnel, il y a principalement le type sur rail et celui sans rail. Les mesures de travaux auxiliaires désignent notamment le pré-soutènement par des boulons, les tubes d'injection, la voûte parapluie, l'injection chimique, la congélation et l'injection de mortier en ciment etc.
- 2 Le zonage du chantier du tunnel consiste à proposer la longueur et le point de division raisonnables pour le zonage d'exécution, tout en basant sur les facteurs tels que le profil en travers du tunnel, la pente longitudinale, les caractéristiques géologiques du terrain encaissant, les conditions hydrogéologiques, les déblais non valorisables, et l'équilibre entre le volume des déblais et le volume des remblais.
- 3 Généralement, les ouvrages auxiliaires ne sont disposés que pour les tunnels très longs. Lorsqu'ils sont impliqués, les autres usages après l'achèvement des travaux de génie civil du tunnel doivent être pris en compte. Par exemple, ils peuvent être utilisés comme galerie de ventilation d'exploitation ou galerie de refuge. Des ouvrages auxiliaires multiusage sont économiquement justifiés.
- 4 Les machines et équipements principaux dans le tunnel consistent en : tunnelier (TBM), brise-roche (drifter), marteau avec support (leg hammer), jumbo (jumbo), brise-roche pneumatique, chargeur à benne (shovel), camion-benne (dump truck), camion-toupie (agitator car), machine de projection de béton, foreuse pour les boulons, machine pour le revêtement monolithique, pompe à eau etc.
- 5 Les installations provisoires à l'extérieur du tunnel consistent en : lieu de stockage d'explosif, aire de stockage des matériaux de construction, poste d'alimentation et de distribution électriques, local de compresseur à air, atelier de façonnage des matériaux et des éléments, centrale à béton, laboratoire, installations de travail et de vie, déblai non valorisable provisoire et traitement des eaux usées. Il faut prévoir en avance une aire de stockage provisoire de déblai non valorisable du tunnel en considérant la position et la

capacité de décharge permanente. En ce qui concerne la disposition de traitement des eaux usées, il faut permettre la collecte effective des eaux usées générées par l'exécution du tunnel ainsi que l'évacuation des eaux après le traitement. Les routes existantes doivent être utilisées pleinement pour les pistes de chantier, en cas de piste d'envergure, la conception personnalisée est nécessaire.

La figure 4-4 présente un exemple de grandes installations provisoires à l'extérieur du tunnel.

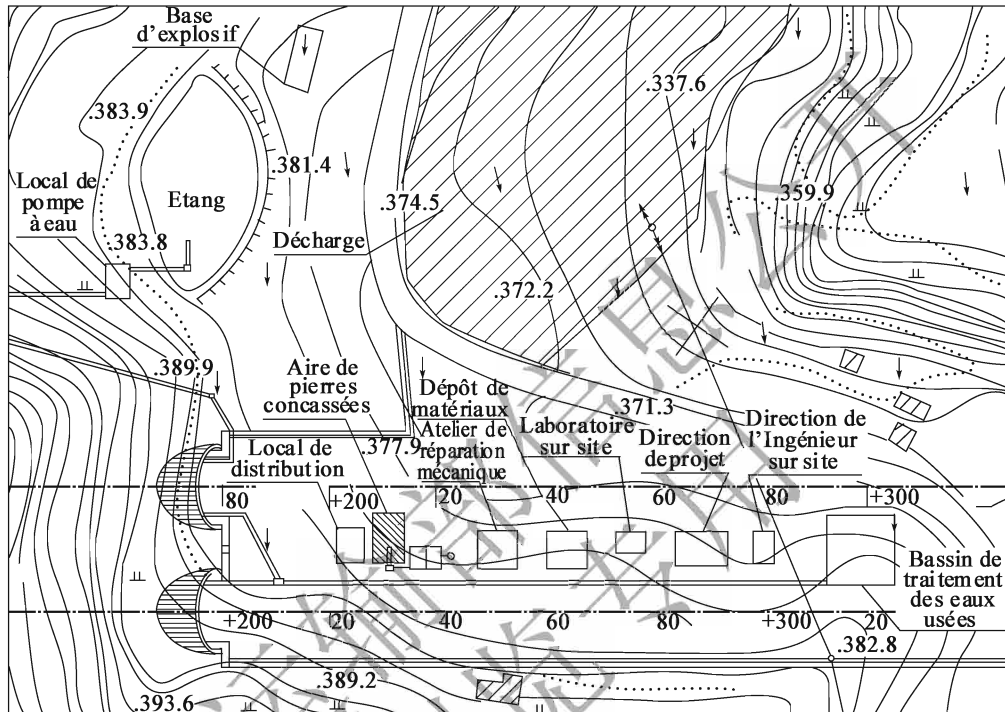


Figure 4-4 Légende de disposition des installations provisoires en approche du tunnel

5 Matériaux de construction

5.1 Dispositions générales

5.1.1 Conformément aux dispositions de la norme internationale ISO 3893, la classe du béton est nommée classe de résistance du béton (présentée par le signe C), le cube dont la longueur d'un côté est de 150mm est utilisé comme la dimension standard de l'éprouvette en béton.

- 1 La classe de résistance du béton est déterminée par la valeur caractéristique de résistance à la compression du cube, qui est la valeur représentative de base des divers indices physiques du béton dans la présente norme.
- 2 En ce qui concerne la détermination de la classe des matériaux de pierre, le cube dont la longueur d'un côté est de 70mm est pris comme éprouvette standard, le coefficient de conversion de résistance pour les autres dimensions est présenté dans le tableau 5-1. La classe de résistance des matériaux de pierre est présentée par la classe de résistance limite à la compression dans l'état saturée en eau.

Tableau 5-1 Coefficient de conversion de la classe de résistance des pierres

Longueur de côté du cube (mm)	200	150	100	70	50
Coefficient de conversion	1,43	1,28	1,14	1,00	0,86

- 3 La classe de résistance du mortier de ciment est identique à celle de la *Norme de conception de la structure en maçonnerie* (GB 50003) en vigueur.

Dans cette révision, la classe de résistance du béton C10 et la classe de résistance du mortier de ciment M5 ont été supprimées, comme elles ne sont plus utilisées en fonction des circonstances d'utilisation dans la conception du tunnel pendant ces dernières années.

5.1.3

- 1 « Il faut répondre aux exigences de résistance et de durabilité structurales » signifie les conditions de base obligatoires que les matériaux de construction adoptés doivent posséder. Lorsque le tunnel est construit dans les régions spéciales ou les lieux spécifiques, comme la région extrêmement froide, les strates de charbon, les strates de sel et les strates aquifères corrosives etc., les matériaux de revêtement adoptés doivent également munis de performances pour s'adapter à ces conditions spéciales.
- 2 Lorsque le tunnel est construit dans le terrain encaissant où il existe des eaux souterraines agressives, le béton sera érodé en raison de la réaction entre certains composants du béton et l'acide, l'alcali et le sel dans l'eau, ce qui influencera gravement la résistance et la sécurité du béton de revêtement. Par conséquent, il est souligné dans l'article qu'en cas de l'eau corrosive, le béton de revêtement du tunnel doit être assorti en utilisant le ciment et les granulats anticorrosion.
- 3 Dans les régions froides, comme le revêtement du tunnel est souvent en contact avec le gel, le phénomène de désagrégation de la surface est souvent plus grave que les régions ordinaires, sous l'effet du cycle de gel-dégel en cas de basse température et de grand écart de température entre jour et nuit. Donc l'article stipule : « la classe de résistance du béton doit être élevée convenablement ».

5.1.4

- 1 L'article stipule qu'« il ne faut pas utiliser les granulats alcali-réactifs pour préparer le béton », afin d'assurer la qualité du béton.
- 4 Les pierres utilisées pour la maçonnerie doivent être conformes aux exigences de base des matériaux de revêtement. La classe de résistance des pierres est un signe important reflétant sa qualité et ses autres performances. Par exemple, une basse résistance est souvent caractérisée par la tendance d'altération, la mauvaise durabilité, et les faibles performances au froid et à la fuite.

5.1.5

- 1 Relativement riche en C_3A et C_3S , avec un temps rapide de prise, et particulièrement une bonne compatibilité avec l'accélérateur de prise, le ciment Portland normal est la priorité pour le béton projeté.

- 2 L'article stipule que la granulométrie ne doit pas être supérieure à 16mm, afin de réduire le rebond des granulats gros et l'encombrement des tuyauteries. Les granulats fins doivent être composés de sables moyens ou gros, avec un module de finesse supérieur à 2,5, pour être enveloppés par assez de ciment. Il est aussi favorable pour obtenir une classe de résistance satisfaisante et en même temps réduire la poussière et le retrait du béton après le durcissement. La teneur en eau des sables doit être comprise entre « 5% et 7% », pour réduire principalement la perte des grains de ciment actifs et la poussière, ce qui favorisera l'hydratation complète du ciment.
- 3 Conformément à la norme *Aciers pour le béton armé Partie 2 : Aciers nervurés laminés à chaud* (GB1499.2), les aciers HRB400 et HRB500 sont utilisés pour le corps du boulon scellé par le mortier.
- 4 En se référant aux dispositions dans les *Conditions techniques du boulon creux* (TB/T 3209—2008), l'allongement à la rupture du corps de boulon creux A ne doit pas être inférieur à 16%, afin d'assurer une certaine extensibilité et d'éviter la rupture fragile.
- 5 Le corps du boulon creux assemblé est composé de corps creux et d'aciers, dont les matériaux doivent être conformes aux dispositions 3 et 4 du présent article.
 - 5.1.6 Actuellement, le moyen le plus usuel est d'ajouter les adjuvants convenables dans le béton pour améliorer les performances du béton coffré et du béton projeté, mais en cas d'ajout, les adjuvants ne doivent pas générer de mauvaises influences sur les performances d'origine du béton.
 - 5.1.7 La détermination sera prise conformément aux *Règlements de conception et d'exécution de la structure en béton à fibres d'acier* [*Règlements techniques de la structure en béton fibré* (CECS38:2004)], et en combinant les circonstances de développement des matériaux concernés.
 - 5.1.8 Ayant plusieurs avantages (bonne portance aux efforts, petite masse, rigidité réglable, économique en aciers, facilité de fabrication et d'installation, bonne intégrité du béton projeté), le cintre réticulé qui est soudé par des groupes d'aciers est déjà largement appliqué dans les projets. Le cintre lourd est fabriqué par le cintrage à froid ou la soudure en utilisant le profilé en I, le profilé en H, le profilé en U, les rails et les tubes d'acier etc., dont le profilé en I est le plus courant.
 - 5.1.9 Les matériaux de la chaussée dans le tunnel sont déterminés selon la classe et le type de la couche de roulement. En cas d'application concrète, les normes concernées sont pour référence, particulièrement les indices de performances des matériaux concernés.
 - 5.1.11 Les matériaux d'injection usuels comprennent le coulis de ciment simple, le coulis de

ciment-silicate de sodium, le coulis de ciment superfin, la solution de polyuréthane hydrosoluble, la solution d'ester acrylique etc., qui seront sélectionnés en considérant synthétiquement l'environnement géologique du terrain encaissant, l'environnement des eaux souterraines du tunnel ainsi que le coût.

5.1.12 Les membranes d'étanchéité de bitume modifié en haut-polymères ou les membranes d'étanchéité polymères composites, tels que l'éthylène-acétate de vinyle, le copolymère d'éthylène et bitume et le polyéthylène (y compris le PE haute densité et le PE basse densité), sont largement utilisés dans les tunnels routiers. La membrane d'étanchéité auto-adhésif pré-appliquée (généralement appelé type auto-adhésif), un nouveau type qui est apparu ces dernières années, est progressivement adopté par les projets de tunnel, en raison de son exécution facile et de ses caractéristiques d'étanchéité particulières pour empêcher efficacement le passage d'eau entre la structure et la membrane.

La membrane d'étanchéité auto-adhésif pré-appliquée consiste principalement en deux types, présentés comme suit :

(1) Membrane d'étanchéité dont la membrane de fond est en polymères, avec application sur une surface par les matériaux auto-adhésifs de bitume modifié en haut-polymères.

(2) Membrane d'étanchéité dont la membrane de fond est en polymères, avec application sur une surface par la couche auto-adhésive polymère (couche de gel plastique de résine polymère), qui générera une couche de gel plastique de résine polymère adhérent à la surface du béton à travers la réaction physique et chimique avec le béton de revêtement coulé postérieurement.

5.1.13 Les recherches nationales et internationales concernées montrent que le polypropylène, transformé en fibre après le traitement antioxydant, peut être utilisé à long terme dans toutes les conditions acido-basiques. De ce fait, pour assurer une longue vie du tunnel, il est recommandé de choisir les géotextiles fabriqués par les matériaux de polypropylène.

5.1.14 Le drain doit permettre aux fuites derrière le revêtement à y entrer rapidement, sans être écrasé par le béton au cours du coulage de béton, tout en garantissant une section hydraulique efficace de la tuyauterie.

5.2 Caractéristiques des matériaux de construction

5.2.2, 5.2.5 Les valeurs de l'indice de résistance et du module d'élasticité du béton sont prises à partir de la *Norme de conception de la structure en béton* (GB 50010—2010).

5.2.6 L'éprouvette standard du béton projeté est généralement fabriquée par le biais du sciage de grande dalle en béton projeté. Si la méthode adoptée n'est pas standard, alors il faut faire des essais de comparaison dans les mêmes circonstances du présent projet (matériaux d'origine, formulation, technologie et cure etc. Les valeurs dans les tableaux 5.2.6-1 et 5.2.6-2 sont citées à partir de la *Norme technique du soutènement en béton projeté et boulonné dans les roches* (GB 50086).

5.2.7 En se référant aux dispositions de la *Norme de conception de la structure en béton* (GB50010) et la *Norme technique du soutènement en béton projeté et boulonné dans les roches* (GB 50086) en vigueur, et en considérant que le ratio entre la résistance à la traction et celle à la compression du béton projeté est légèrement inférieure à celui du béton coffré, la résistance limite à la traction est abaissée de manière appropriée.

5.2.9 En ce qui concerne la valeur caractéristique de la résistance d'acier, la limite conventionnelle d'élasticité fixée par les normes nationales est adoptée pour les aciers laminés à chaud qui ont une limite de liquidité physique ; et la résistance à la traction fixée par les normes nationales pour les aciers qui n'ont pas de limite de liquidité physique. Toutes les valeurs caractéristiques ont un taux de garantie de 95% au minimum. La valeur de conception de la résistance d'acier sera également déterminée par analyser les indices fiables de la structure et calibrer en combinant les expériences de conception. Dans la présente norme, les valeurs de conception prises sont en nombre entier, le coefficient partiel des matériaux en acier laminé (HPB300) γ_s est prise à 1,25.

5.2.10 La stipulation de l'allongement total de l'acier aux efforts maximaux précise les exigences sur l'extensibilité de l'acier et reflète la déformation uniforme de l'acier avant la rupture à l'arrivée aux efforts maximaux. Le point de rupture (denting) n'a aucun impact sur le taux d'allongement total.

5.2.11 Les valeurs caractéristiques de la limite conventionnelle d'élasticité et de la résistance limite sont prises à partir du tableau 4.2.-1 de la *Norme de conception de la structure en béton* (GB 50010—2010). La valeur caractéristique de la limite conventionnelle d'élasticité est prise égale à la valeur caractéristique de résistance à la traction ou à la compression de l'acier R_g .

5.2.13 Quant à la contrainte admissible en compression axiale et excentrée de la maçonnerie en pierre et en aggloméré, cet article est cité à partir de la *Norme de conception du tunnel ferroviaire* (TB 10003) en vigueur ; mais les dossiers de mesure réelle prévaudront s'il y en a.

5.2.14 Cet article est cité à partir de la *Norme de conception de la structure en maçonnerie* (GB 5003) dans laquelle est présentée la description des caractéristiques de la maçonnerie concernée,

ainsi que la *Norme de conception des ouvrages d'art routiers en maçonnerie* (JTGD61) en vigueur.

5.3 Caractéristiques des matériaux d'étanchéité et de drainage

5.3.1 Les exigences techniques des membranes d'étanchéité sont élaborées en prenant compte de la situation réelle des travaux de tunnel routier, en se référant principalement aux *Matériaux d'étanchéité en polymère* (GB 18173.1), *Norme technique de l'étanchement en ouvrage souterrain* (GB 50108), *Matériaux d'étanchéité du tunnel ferroviaire Partie 1 : Plaque d'étanchéité* (TB/T 3360.1) en vigueur. Les méthodes d'essai des paramètres concernés sont présentées dans les *Matériaux d'étanchéité en polymère* (GB 18173) et les autres normes relatives.

Les exigences techniques des membranes d'étanchéité auto-adhésifs pré-appliqués se réfèrent principalement à la *Membrane d'étanchéité pré-appliquée / appliquée par voie humide* (GB/T 23457).

5.3.2 En se référant aux *Géosynthétiques-géotextiles non-tissé aiguilleté spunbond filamenteux synthétiques* (GB/T 17639), et compte tenu de la différence de l'objet d'utilisation et de l'effet dans le tunnel, les exigences sont augmentées sur les indices des paramètres tels que l'allongement à la rupture, le diamètre équivalent de l'ouverture de filtration équivalente O_{90} (O_{95}), le coefficient de perméabilité verticale etc.

5.3.3 Cet article se réfère principalement aux *Matériaux d'étanchéité en polymère-Partie 2 : Bande d'arrêt d'eau* (GB 18173.2), *Matériaux d'étanchéité du tunnel ferroviaire-Partie 2 : Bande d'arrêt d'eau* (TB/T 3360.2) en vigueur. La méthode d'essais de l'adhésif entre le caoutchouc et le métal de la bande d'arrêt d'eau avec bordure d'acier est présentée dans la norme *Caoutchouc vulcanisé -Méthode de détermination de la résistance au cisaillement par traction de l'adhésif au métal* (GB/T 13936). L'endommagement du caoutchouc signifie qu'il a lieu avant l'endommagement de l'adhésif entre le caoutchouc et le métal au cours de l'essai de cisaillement par traction de la bande d'arrêt d'eau avec bordure d'acier.

5.3.5 Lorsque les drains circulaires et longitudinaux sont en autres matériaux, il est possible de faire référence aux normes nationales concernées pour déterminer et vérifier les caractéristiques.

6 Charges

6.1 Dispositions générales

6.1.1 Cet article stipule les catégories des charges agissant sur la structure du tunnel.

- (1) La charge permanente est celle agissant sur la structure qui ne change pas avec le temps.
- (2) La charge variable est celle agissant sur la structure qui change avec le temps.
- (3) La charge accidentelle est celle agissant sur la structure d'une courte durée.
- (4) La charge permanente supplémentaire de la structure consiste en charges permanentes des divers équipements et installations etc. en exploitation du tunnel.
- (5) En ce qui concerne la pression d'eau, il faut considérer son impact notamment pour les structures de tunnel sans mesures de drainage dans les strates aquifères.
- (6) Les charges liées à la construction sont les charges supplémentaires au cours de l'exécution, telles que le poids propre des équipements mécaniques, la charge de foule, l'action due à la température, la charge du crochet ou des autres outils mécaniques, ainsi que les charges provisoires agissant sur les éléments lors de leur fabrication, transport et levage etc. Ce type de charges est provisoire qui pourrait exister au cours de l'exécution du tunnel.

Etant donné que les statistiques, analyses et études des diverses charges agissant sur la structure du tunnel routier ne sont pas complètes ni approfondies pour le moment, la présente norme ne les stipule pas selon les principes de conception de la fiabilité de structure. Les études approfondies sont nécessaires pour perfectionner la conception de fiabilité.

6. 1. 2 Comme la pression du terrain encaissant est non seulement en relation avec ses conditions, mais aussi avec la méthode d'exécution, le temps de soutènement et la rigidité du soutènement, il existe une incertitude importante, par conséquent, la pression du terrain encaissant est calculée à travers les formules dans la plupart de circonstances actuellement. En ce qui concerne le tunnel où les géologies sont complexes, afin de connaître et maîtriser les propriétés, dimension et distribution des charges, il faut réaliser les levés sur site pour déterminer la valeur de calcul et la règle de distribution des charges.

6. 1. 3 Lorsque les charges qui pourraient agir simultanément sur la structure du tunnel sont combinées selon les exigences de portance, les combinaisons fondamentales et accidentelles sont principalement à prendre en compte :

(1) Combinaisons de charges fondamentales

Combinaison I : charges permanentes : pression du terrain encaissant + poids propre de la structure + charge permanente supplémentaire.

Combinaison II :

① Charges permanentes + charges variables fondamentales :

Poids propre de la structure + charge permanente supplémentaire + poussée des terres + charges des véhicules routiers ;

② Charges permanentes + charges variables fondamentales :

Poids propre de la structure + charge permanente supplémentaire + poussée des terres + charge mobile des trains ;

③ Charges permanentes + charges variables fondamentales :

Poids propre de la structure + charge permanente supplémentaire + poussée des terres + pression de courant d'eau dans l'aqueduc qui croise le tunnel.

Combinaison III : charges permanentes + charges variables diverses :

Pression du terrain encaissant (poussée des terres) + poids propre de la structure + charge permanente supplémentaire + charge liée à la construction + action due à la température.

(2) Combinaisons de charges accidentelles

Combinaison IV : charge permanente + charge accidentelle

Pression du terrain encaissant (poussée des terres) + poids propre de la structure + charge permanente supplémentaire + action sismique ou action de choc dû à la chute de blocs.

Lorsque les charges sont combinées selon les exigences d'utilisation normale, les combinaisons d'effet à long terme et à court terme sont principalement à prendre en compte :

(3) Combinaisons d'effet à long terme

Combinaison V : charges permanentes :

Pression du terrain encaissant (poussée des terres) + poids propre de la structure + charge permanente supplémentaire + force de retrait et de fluage du béton ;

Combinaison VI : charge permanente + charge variable fondamentale + charge variable diverse

Poids propre de la structure + charge permanente supplémentaire + poussée des terres + charge des véhicules routiers, charge mobile des trains ou pression de courant d'eau dans l'aqueduc qui croise le tunnel.

(4) Combinaisons d'effet à court terme

Combinaison VII : charges permanentes + charges variables diverses :

Pression du terrain encaissant (poussée des terres) + poids propre de la structure + charge permanente supplémentaire + force de retrait et de fluage du béton + action due à la température + effort de gonflement dû à la congélation.

Les combinaisons de charges en fonction des exigences de portance s'adaptent à la vérification de calcul de la portance et de la stabilité de la structure. Celles en fonction des exigences d'utilisation normale s'adaptent à la vérification de calcul de la déformation et fissuration de la structure et de l'ouverture de fissure.

6.1.5 Cet article présente toutes les autres charges qui ne sont pas mentionnées dans le tableau 6.1.1 mais qui pourraient apparaître.

6.2 Charges permanentes

6.2.2 En basant sur les dispositions de la *Norme de conception du Tunnel routier* (JTGD70—2004), et en fonction des résultats d'étude thématique sur le taux de variation de la pression du terrain encaissant du tunnel à grande section, le calcul de la charge de déconfinement du tunnel à grande profondeur a été réglé et complété.

Les formules empiriques (6.2.2-1) et (6.2.2-2) sont pour calculer la pression verticale uniformément répartie lorsque la pression du terrain encaissant est la charge de déconfinement. La hauteur de calcul de la pression du terrain encaissant (h) est l'épaisseur du corps de déconfinement qui peut être formé par le terrain encaissant au-dessus de la clé de voûte du tunnel.

Lorsque la formule (6.2.2-2) est utilisée pour calculer la pression du terrain encaissant, si manque de valeurs de BQ ou de $[BQ]$, il faut choisir la classe du terrain encaissant S ; mais avec les valeurs de BQ (indice de qualité fondamental) ou de $[BQ]$ (indice de qualité modifié), il est possible de les utiliser, à travers la méthode d'interpolation, pour obtenir les valeurs modifiées $[S]$ de la classe du terrain encaissant en continu, qui peuvent remplacer S , afin de prendre en compte le cas où les charges des terrains encaissants d'une même classe se change continuellement avec l'indice de qualité fondamental du massif rocheux. Comme les valeurs de limite supérieure de BQ ou $[BQ]$ du terrain encaissant de classe I ne sont pas précisées dans le système de classification du terrain encaissant, il est raisonnable de prendre 800 comme sa valeur de limite supérieure, en basant sur les résultats de calcul sur une grande quantité de terrains encaissants de classe I; semblablement, comme les valeurs de limite inférieure de BQ ou $[BQ]$ du terrain encaissant de classe V ne sont pas précisées dans le système de classification du terrain encaissant, il est raisonnable de prendre 0 comme sa valeur de limite inférieure, en basant sur les résultats de calcul sur une grande quantité de terrains encaissants de classe V. Pour le terrain encaissant de classe VI, on ne calcul pas les valeurs de BQ ou de $[BQ]$, donc la valeur de S est prise directement à 6, sans valeur modifiée $[S]$.

6.2.3 En ce qui concerne la pression du terrain encaissant dans un long tunnel à faible profondeur, il faut tenir compte du changement transitoire de la pression longitudinale avec l'augmentation de la profondeur après l'entrée dans le tunnel, et il convient de calculer respectivement la pression du terrain encaissant des profils de différentes profondeurs typiques. Mais il n'est pas convenable de réaliser le calcul et la conception de parties longues à faible profondeur seulement en basant sur les résultats de calcul de la pression du terrain encaissant au niveau de l'approche ou de la position de transition de la profondeur enterrée.

6.2.4 Selon l'investigation, la plupart des tunnels soumises à une charge excentrée se situent

dans la section de portail, qui est à faible profondeur et soumise à une charge excentrée ; le cas est rare dans la section de tronc, qui est rarement soumis à une charge excentrée, mais plutôt une excentricité géologique et structurale). La charge excentrée appliquée sur le revêtement du tunnel doit être déterminée en fonction des conditions topographiques et géologiques ainsi que l'épaisseur de la couverture sur le tunnel.

6.2.5 En se référant aux *Règlements détaillés de conception pour le tunnel routier* (JTG/TD70-2010), la méthode de calcul de la pression du terrain encaissant du tunnel bitube avec pilier central est ajoutée dans la présente norme.

6.2.6 En se référant aux résultats d'étude des projets de recherche sur la construction de transports de l'ouest du Ministère des Transports : « Etude de la technique clé pour la construction du tunnel en double-arc No. 2002-318-000-22 » et « Propagande des résultats de la technique clé pour la construction du tunnel en double-arc No. 2007-318-799-80 », dans la présente norme est ajoutée la méthode de calcul de la pression du terrain encaissant du tunnel en double-arc, qui est convenable pour les tunnels en double-arc suivant la séquence d'exécution : creusement de la galerie pilote médiane - exécution de la cloison centrale - creusement des tunnels de deux côtés.

6.2.7 Lorsque le remblai du tunnel à ciel ouvert est compacté et remblayé à l'aide des outils manuels ou petits, les indices physiques et mécaniques du remblai peuvent être pris conformément au tableau 6-1.

Tableau 6-1 Indices physiques et mécaniques du remblai

Désignation du remblai	Poids volumique γ (kN/m ³)	Angle de frottement de calcul ϕ_c (°)
Moellon sec	20	50
Roche et sol de remblai	19	35

6.3 Charges variables

6.3.1 Lorsque la structure du tunnel est soumise à la charge des véhicules (comme le tunnel à ciel ouvert au-dessus duquel se passe la route etc.), il faut réaliser le calcul tout en respectant les dispositions concernées dans la *Norme générale de la conception de l'ouvrage d'art routier* (JTG D60) ou la *Norme de conception de l'ouvrage d'art urbain* (CJJ 11).

6.3.2 Lors de la conception du tunnel routier sous montagne, la charge mobile des trains ferroviaires n'est pas pris en compte en général, seulement au cas où les éléments structuraux feraient l'objet de la charge mobile des trains (comme le tunnel à ciel ouvert au-dessus duquel se passe le chemin de fer, le piédroit extérieur du tunnel à ciel ouvert à fondation profonde etc.), le

calcul sera réalisé conformément aux dispositions concernées de la *Norme de base de la conception de l'ouvrage d'art ferroviaire* (TB 10002.1).

6.3.3 Le retrait du béton qui est principalement dû à la prise du coulis de ciment comprend également le phénomène de retrait au séchage causé par la sécheresse environnementale.

Les facteurs affectant le retrait et le fluage du béton sont complexes, tels que la nature, la quantité et la qualité des composantes du béton, l'âge de charge de la structure et les conditions climatiques, etc. En tenant compte des différences de l'exécution structurale et de conditions de travail, le calcul doit être réalisé en fonction des dossiers réels. Si manque de données, il est possible d'effectuer le calcul en élasticité.

6.3.5 Les charges liées à la construction sont les charges provisoires agissant sur les éléments structuraux lors de leur fabrication, transport et levage etc., ainsi que les charges provisoires engendrées par le transfert des machines, d'autres éléments et matériaux. Y compris le poids propre des équipements mécaniques, la charge de foule, l'action due à la température, la charge du crochet ou des autres outils mécaniques. Ce type de charges, qui est principalement destiné à la vérification pendant la phase d'exécution, doit être pris conformément aux circonstances réelles de phase, de méthode et de conditions de l'exécution.

6.4 Charges accidentelles

6.4.1 À présent, comme les recherches ne sont pas assez approfondies et les dossiers de levés réels sont très peu, le calcul de l'effort de choc dû à la chute de blocs ne fait pas l'objet des stipulations pour le moment. En cas de conception concrète, il est principalement déterminé conformément à l'investigation sur site, et la méthode de calcul simplifiée peut être utilisée pour la vérification si nécessaire.

6.4.2 La méthode statique est à utiliser pour calculer la charge sismique dans les combinaisons de charges.

7 Approches et portail de tunnel

7.1 Dispositions générales

7.1.1 Cet article propose le principe technique que l'approche d'un tunnel doit être conçue pour « le rendre aussi long que possible dans des conditions fixées », tout en mettant en œuvre l'idée de conception « la protection maximale de l'environnement consiste à ne pas détruire », afin d'éviter la formation de hauts talus de front et latéraux au niveau des approches du tunnel, et d'empêcher les endommagements géologiques tels que le glissement, l'effondrement, le bloc dangereux, la chute de blocs etc. , de manière à réduire l'endommagement à la géomorphie d'origine, et à protéger l'environnement.

7.1.2 Les conditions géologiques en approche du tunnel sont généralement médiocres, avec les massifs rocheux fracturés, altération relativement sérieuse, et accompagné souvent d'entassements déconfinés. Après le creusement d'approche du tunnel, le changement de la géomorphie et la formation de talus de front et latéraux pourraient engendrer des catastrophes géologiques tels que l'effondrement, la charge excentrée, le glissement de terrain etc. , pour lesquels le traitement est difficile et le coût est élevé. De ce fait, l'approche serait également sensible aux menaces des catastrophes après la mise en service du tunnel. De plus, il existe encore des problèmes pour l'exécution au niveau de l'approche tels que le brouillage d'exécution mutuel entre les travaux adjacents et l'impact sur la vie des habitants etc. En résumé, la sélection de la position de portail joue un rôle important pour protéger l'environnement, assurer la sécurité d'exploitation, économiser le coût du projet et faciliter l'exécution etc.

Du point de vue topographique, il existe les formes suivantes à l'égard de la position d'approche (figure 7-1) :

(1) Type orthogonal——type optimal, où l'axe de l'approche du tunnel et la courbe de niveau sont orthogonaux.

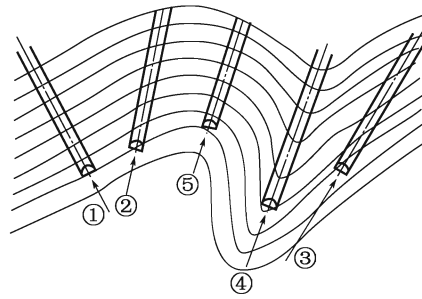


Figure 7-1 Schéma de relation entre l'axe d'approche du tunnel et la topographie

(2) Type oblique—l'axe de l'approche du tunnel est oblique à la courbe de niveau, la section de talus est oblique au portail, accompagné souvent de charge excentrée, de ce fait l'influence de la charge excentrée doit être prise en compte pour la forme du portail.

(3) Type parallèle—l'axe de l'approche du tunnel et la courbe de niveau sont presque parallèles, c'est-à-dire qu'ils se croisent avec un très petit angle qui peut être négligé. La couverture extérieure de la section de portail du tunnel est mince et le problème de charge excentrée est remarquable. Dans ce cas, l'influence de la charge excentrée doit être prise en compte conformément à la figure 7-2.

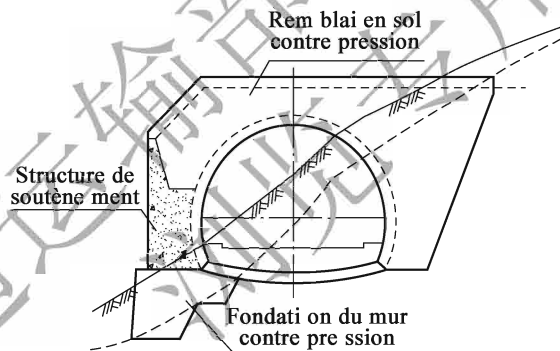


Figure 7-2 Schéma de structure contre la charge excentrée

①Type orthogonal ②Type oblique ③Type parallèle ④Type d'entrée au niveau de la crête ⑤Type d'entrée au niveau du thalweg

(4) Type d'entrée au niveau de la crête—la partie de la crête est généralement stable, mais il faut faire attention à l'impact des crues collectionnées dans les ravins à deux côtés sur l'approche du tunnel.

(5) Type d'entrée au niveau du thalweg—il existe des couches d'accumulation instables comme l'éboulis, et le niveau d'eau souterraine est élevé. La possibilité des catastrophes naturelles tels que les crues, l'éboulement du terrain et l'enneigement etc. doit être prise en compte.

7.1.3 Le système de drainage au niveau de l'approche a pour but d'éviter l'endommagement dû à l'affouillement envers les talus de front et latéraux causé par les eaux recueillis sur la surface de talus au-dessus de l'approche pendant les phases d'exécution et d'exploitation ; et d'empêcher à l'eau sur la chaussée en approche d'écouler dans le tunnel ou d'influencer le site de construction en approche.

7.1.4 Le portail doit permettre d'intercepter les débris tombants, les blocs roulants et l'éboulis etc. au niveau des talus de front et latéraux de l'approche.

7.1.5 Les endommagements dus à l'enneigement sont principalement causés par la congère, la tombée de neige et l'avalanche. L'enneigement au niveau des talus de front et latéraux causerait l'effondrement, l'enneigement en haut du tunnel causerait l'augmentation de charge du haut du tunnel et la pénétration vers le bas des eaux superficielles ; celui sur la chaussée influencerait la sécurité de circulation et causerait l'embouteillage.

7.1.6 Il est nécessaire de réaliser le contrôle et la maintenance au niveau des talus de front et latéraux, du portail et du dos de mur, éliminer les entassements de débris sur le dos du mur, évacuer et réparer le fossé de crête et le fossé. Donc il faut prendre en compte les conditions favorables pour le contrôle et la maintenance.

7.1.7 Le portail doit être en harmonie avec l'environnement naturel, afin de protéger et restaurer au maximum la topographie d'origine et les paysages naturels, par réduire les traces de creusement, éviter trop de décorations artificielles, affaiblir ou cacher l'existence des ouvrages de soutènement.

7.2 Ouvrage d'approche

7.2.1 Une position d'approche du tunnel non convenable peut endommager la stabilité de montagne, induire les catastrophes géologiques et empêcher le creusement dans le tunnel. Dans les cas graves, elle peut également menacer la sécurité d'exécution, nuire à la sécurité d'exploitation à long terme et à l'environnement. Les positions suivantes doivent être exclues :

(1) Position où il existe des entassements, glissements de terrain, couches de roche déconfinées et cassées, et relief raid, accompagnée souvent d'effondrement et de chute de blocs ;

(2) Position où la courbe de niveau se croise obliquement avec l'axe du tunnel, d'un petit angle ;

(3) Position menacée par les crues et l'éboulement du terrain.

À l'égard de l'approche dans la section de pente douce, la position peut être déterminée flexiblement. En cas de long déblai en approche, le coût est bas mais l'emprise est considérable ; en cas de long tunnel (soit allongement du tunnel à ciel ouvert en général), le coût est élevé mais l'emprise est peu (il est également permis de remblayer, restituer la culture et planter les arbres en haut du tunnel à ciel ouvert). Le long déblai est convenable pour le tunnel en double-arc et le tunnel bitube avec pilier central, et le long tunnel est convenable pour le tunnel bitube ou le tunnel monotube.

7.2.2 Cet article consiste à garantir la sécurité d'exécution et d'exploitation de l'approche.

- 1 Il est exigé de minimiser la hauteur de creusement des talus de front et latéraux, contrôler le cadre de creusement, afin d'assurer la stabilité des talus et de réduire l'endommagement à la topographie d'origine et aux paysages au niveau de l'approche. Généralement, les mesures de pré-soutènement telles que l'installation de voûte parapluie sont utilisées pour réduire la hauteur de creusement.
- 2 La protection convenable doit être appliquée aux talus de front et latéraux selon les circonstances de l'approche. À l'égard des talus rocheux, dans les zones de massifs rocheux fracturés, de massifs rocheux partiellement déstabilisés ou d'épibolites, lorsqu'il existe des menaces causées par la chute de débris, le glissement, l'effondrement et la chute de blocs etc. après le creusement des talus de front et latéraux, il faut prendre respectivement des mesures telles que l'élimination, le soutènement et l'allongement par une section à ciel ouvert etc. ou les moyens tels que l'ancrage, la disposition de filets de protection flexible ; à l'égard des talus de front et latéraux en sol, il convient de les rendre plus plats, de boiser ou d'installer le mur de soutènement pour assurer la stabilité des talus.
- 3 Dans les zones de crues ou d'éboulement du terrain, le tunnel ou le tunnel à ciel ouvert est souvent utilisé pour les contourner, s'il y a des ravins qui passent sur le haut de tunnel, il faut allonger le tunnel à ciel ouvert et exécuter l'aqueduc en haut. En ce qui concerne l'approche qui se situe dans les zones de vallée de montagne ou de vallée, en plus de fossés et de fossé de crête ordinaires, il faut également considérer les circonstances de pluies torrentielles, de crues, et de collection d'eau, pour disposer les fossés qui sont capables de répondre les exigences d'évacuation de crues.
- 4 Vu que l'escarpement est généralement stable, le décapage n'est pas nécessaire pour ne pas le perturber. En présence de blocs instables, il faut les éliminer tout d'abord. Le cas échéant, la protection en béton projeté et boulonné ou le filets de protection s'imposent. Il convient aussi de prolonger le tunnel par une section à ciel ouvert pour rendre l'approche

plus extérieure, ou d'installer le hangar de protection.

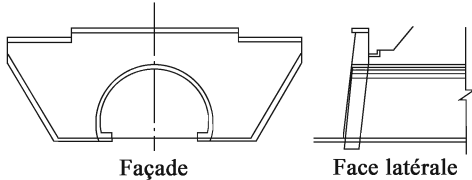
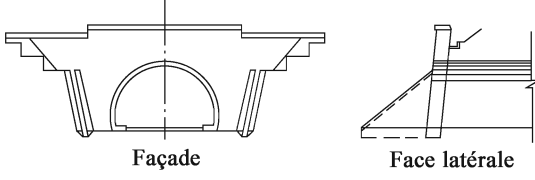
7.3 Ouvrage de portail

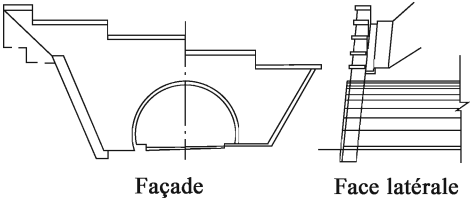
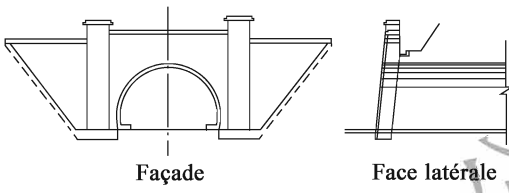
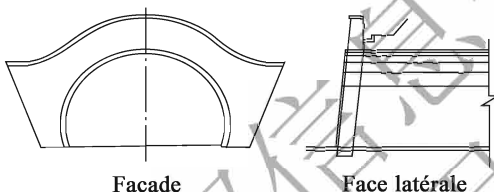
7.3.1 En tant que partie unique du tunnel à être exposée et structure reliant le revêtement dans le tunnel et la plate-forme en dehors du tunnel, le portail est une partie importante de la structure du tunnel et aussi un ouvrage marquant le tunnel. Le portail du tunnel se consacre à soutenir le talus de front en façade et le talus de déblai au niveau de l'approche, à intercepter le déconfinement et la chute de blocs au-dessus du talus de front, à maintenir la stabilité des talus de front et latéraux, et à éloigner les eaux collectionnées sur la surface de talus du tunnel. Lors de la conception du portail, la portée du tunnel, les conditions topographiques, géologiques, et hydrogéologiques, les bâtiments (ouvrages) entourant, les paysages naturels et humains locaux doivent être pris en compte.

Le portail du tunnel routier se compose principalement de deux formes, soient : portail en mur d'approche et portail à ciel ouvert.

Le portail en mur d'approche, qui comprend : portail en mur, celui en mur en aile, celui à gradin, celui avec poteaux et celui en aile-arc, est souvent disposé verticalement à l'axe du tunnel ; le mur en aile, une structure de soutènement du talus de plate-forme qui est parallèle à la voie au niveau de l'approche, est lié au mur d'approche du portail. Veuillez voir la figure 7-1.

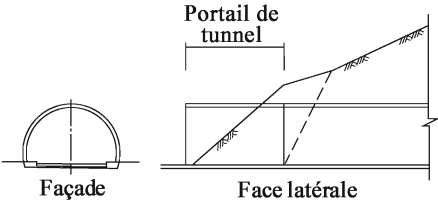
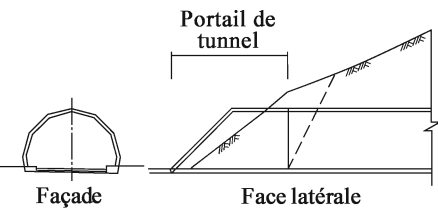
Tableau 7-1 Portail en mur d'approche

Classification	Désignation	Schéma	Description
Portail en mur d'approche	Portail en mur d'approche	 <p>Le schéma présente deux vues techniques d'un portail en mur d'approche. À gauche, la 'Façade' montre une section transversale avec un arc central soutenu par un mur à base élargie. À droite, la 'Face latérale' illustre la structure en perspective, montrant des murs verticaux et une base inclinée.</p>	Applicables aux zones étroites de talus de front raid, de vallée montagneuse et de croisement oblique.
	Portail en mur en aile	 <p>Le schéma présente deux vues techniques d'un portail en mur en aile. À gauche, la 'Façade' montre une section transversale avec un arc central soutenu par deux murs inclinés (ailes) qui s'élargissent vers l'extérieur. À droite, la 'Face latérale' illustre la structure en perspective, montrant des murs inclinés et une base inclinée.</p>	

Classification	Désignation	Schéma	Description
Portail en mur d'approche	Portail à gradin	 <p>Façade Face latérale</p>	Applicables aux zones étroites de talus de front raide, de vallée montagneuse et de croisement oblique.
	Portail avec poteaux	 <p>Façade Face latérale</p>	
	Portail en aile-arc	 <p>Façade Face latérale</p>	

Le portail à ciel ouvert comprend : portail en forme de coupe droite, celui en forme de bambou à coupe, celui inversement inclinée, celui en entonnoir, celui en semi-tunnel et celui en cadre. Le portail à ciel ouvert (sauf le portail en semi-tunnel et celui de cadre) est une structure dont le revêtement de la section de portail du tunnel dépasse le talus montagneux, comme présentée dans la figure 7-2.

Tableau 7-2 Portail à ciel ouvert

Classification	Désignation	Schéma	Description
Portail à ciel ouvert	Portail en forme de coupe droite	 <p>Façade Face latérale</p>	Applicables aux zones vastes où les talus de front et latéraux ne sont pas hauts, le talus de front est doux, l'axe du tunnel et la courbe de niveau sont orthogonaux ou presque orthogonaux.
	Portail en forme de bambou à coupe	 <p>Façade Face latérale</p>	

Classification	Désignation	Schéma	Description
Portail à ciel ouvert	Portail inversement inclinée		Applicables aux zones vastes où les talus de front et latéraux ne sont pas hauts, le talus de front est doux, l'axe du tunnel et la courbe de niveau sont orthogonaux ou presque orthogonaux.
	Portail en entonnoir		

En tant que partie du portail à ciel ouvert, le portail en semi-tunnel est utilisé pour les approches où les talus de front et latéraux sont hauts et qu'il est susceptible d'avoir la chute de débris fréquente ; le portail en cadre est utilisé pour le tunnel au-dessus duquel la couverture est mince et se situent des routes ou d'autres constructions.

7.3.2 Quel que soit la relation entre l'axe du tunnel et la courbe de niveau, le type orthogonal qui est agréable à regarder et favorable pour la sécurité de circulation, est le plus utilisé en Chine.

7.3.3 Cet article concerne les dispositions sur la conception du portail en mur d'approche :

- 1 La méthode de calcul de la poussée des terres du mur d'approche et du mur en aile du portail est présentée dans l'annexe K. Et la dimension structurale desdits murs est déterminée en fonction des résultats de calcul de l'intensité, de la stabilité et de résistance contre le renversement, ou à travers l'analogie d'ouvrages. Il faut réaliser la vérification de la stabilité et de la résistance contre le renversement si nécessaire. L'épaisseur minimum du mur signifie la dimension minimum de la partie du mur soumise aux efforts.
- 2 Entre le pied du talus de front en haut du tunnel et le dos du mur de portail, il existe une certaine distance horizontale, consistant à empêcher aux roches et sols du talus de front de tomber sur la chaussée, et à faciliter la disposition de fossé entre le mur d'approche et le talus de front. Une certaine épaisseur de remblai est exigée entre le fond du fossé au-dessus du tunnel et le bord extérieur du revêtement de voûte, de manière à ne pas frapper ni endommager la voûte. Un dépassement de hauteur de 0,5m est exigé pour la crête du mur d'approche par rapport au niveau de la surface de remblai de la clé de voûte, d'une part, pour éviter le jet et la chute des roches et terres tombées sur la chaussée, et en même temps

pris comme les glissières de sécurité lorsque le personnel d'entretien effectue le contrôle et la maintenance au-dessus de la voûte. Le remblai sur le dos de mur, qui signifie celle à l'extrados de voûte près du dos de mur, est souvent la surface haute de paroi latérale du fossé au-dessus du tunnel, comme présentée dans la figure 7-3.

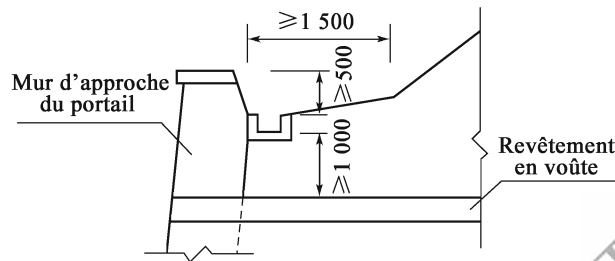


Figure 7-3 Structure en haut du dos de mur de portail (unité : mm)

- 3 Le joint de déformation et les barbacanes sur le mur de portail doivent être disposés selon les exigences du mur de soutènement.
- 4 La profondeur d'enterrement de la fondation du mur de portail dépend de l'état géologique. La profondeur incorporée du substratum en roches est celle après avoir éliminé la couche très altérée superficielle ; lorsqu'il est difficile d'éliminer complètement la couche altérée d'une grande épaisseur, la fondation sera incorporée dans le substratum en fonction du degré d'altération du substratum et de sa portance admissible correspondante. Au niveau des terrains déclinés, le fond de fondation doit être à gradins afin d'empêcher le glissement du mur.

Conformément aux expériences générales pour la disposition de fondation des travaux routiers, il est exigé dans cet article que le fond de fondation soit disposé au moins de 0,25m au-dessous de la profondeur du gel. Lorsque la profondeur du gel est relativement grande, qui cause des difficultés pour l'exécution, il est courant d'utiliser les matériaux de sable et de gravier qui ne font pas l'objet de gel pour la substitution du remblai, ou de disposer la fondation sur pieux etc. En ce qui concerne le substratum dans les couches de sol sans gonflement dû à la congélation, comme les roches, graviers, pierres roulées, sable etc., la profondeur enterrée n'est pas limitée par la profondeur du gel.

- 5 En cas d'une portance insuffisante du substratum, les mesures de renforcement couramment utilisées comprennent le radier la fondation sur pieux, la fondation de radeau, la substitution, l'injection en mortier etc.

7.3.4 Cet article concerne les dispositions sur la conception du portail à ciel ouvert.

- 1 La structure du portail fait partie du revêtement d'approche, qui est aussi revêtement à ciel

ouvert, doit être en béton armé.

- 2 Le revêtement d'approche doit dépasser le talus naturel ou le talus de front de conception au moins de 500mm (figure 7-4), pour empêcher à l'eau et au sol sur le talus d'écouler vers la paroi intérieure du revêtement.

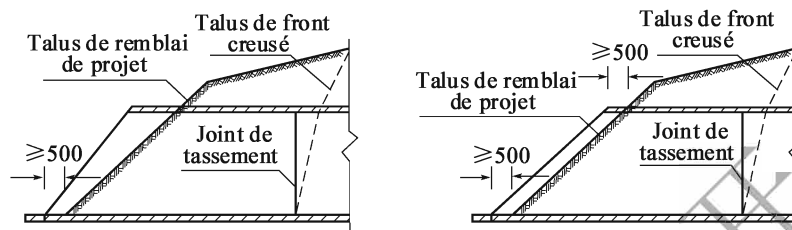


Figure 7-4 Structure de dépassement du revêtement d'approche par rapport au talus (unité : mm)

- 3 La partie exposée de l'approche peut être en diverses formes (de coupe droite, de bambou à coupe, de bambou à coupe inversement inclinée ou en entonnoir) incarnant le changement de l'aspect du portail. La distinction dépend de la forme du profil en travers du revêtement, soient le profil tout droit (portail en forme de de coupe droite), le profil incliné (portail en forme de bambou à coupe inversement inclinée), le profil incliné inverse (portail en forme de bambou à coupe) et le profil en entonnoir (portail en entonnoir).
- 5 Le talus en remblai de conception est profilé conformément à la pente du talus naturel, afin de restaurer le relief d'origine. Le talus doit avoir un rapport H/L non supérieur à 1 : 1 en cas d'un remblayage en pierre et terre, afin d'assurer sa stabilité. Il est généralement protégé par les plantes qui s'adaptent aux conditions locales et s'harmonisent avec l'environnement entourant, ou par les filets.

8 Conception du revêtement

8.1 Dispositions générales

8.1.1 Plusieurs types de revêtement sont disponibles pour le tunnel : revêtement en béton projeté et boulonné, revêtement monolithique et revêtement composite.

(1) Le revêtement en béton projeté et boulonné est une forme de revêtement pour renforcer les terrains encaissants, contrôler leur déformation, utiliser et développer pleinement leur capacité autoportante, comprenant : ① soutènement par béton projeté, soutènement par béton projeté + boulonnage, ③ soutènement par béton projeté + boulon + treillis soudé, ④ soutènement par béton projeté + boulon + treillis soudé + cintre. Caractérisé par le soutènement à temps, la flexibilité, l'adhérence aux terrains encaissants et la déformation synchrone avec les terrains encaissants etc. , le revêtement en béton projeté et boulonné est meilleur que celui monolithique dans le domaine de conditions de la reprise des efforts. Favorisant considérablement l'accélération du déroulement d'exécution, l'économie de main d'œuvre et de matériaux de construction, ainsi que le coût du projet, il est également capable de garantir la stabilité à long terme de terrains encaissants. Néanmoins, dans les terrains encaissants de classes IV ~ VI avec une mauvaise autostabilité, la stabilité à long terme et la résistance à l'érosion sont encore limitées en raison de la petite rigidité. Les matériaux et la technologie d'exécution doivent être davantage améliorés. Par conséquent, l'article stipule qu'« il faut utiliser le revêtement composite ou le revêtement monolithique au niveau des terrains encaissants de classes IV ~ VI ». De plus, le revêtement en béton projeté et boulonné ne doit pas être utilisé individuellement comme celui permanent.

(2) En tant que forme de revêtement largement utilisé, le revêtement monolithique, muni de fortes capacités de soutènement, d'étanchéité et de durabilité, peut offrir un soutien fiable à long terme. Avec des expériences de pratique depuis longtemps et des techniques mûres, il est applicable aux plusieurs conditions de terrain encaissant. Par conséquent, le revêtement monolithique est sûr et fiable pour la section de portail du tunnel, la section à faible profondeur et les terrains encaissants

en mauvaises propriétés. Actuellement, le béton coffré ou le béton armé coffré est utilisé pour le revêtement monolithique dans le tunnel sous montagne.

(3) Largement utilisé dans les tunnels routiers de haute classe en Chine, le revêtement composite est composé de deux couches de revêtements intérieur et extérieur, entre lesquelles en compris une couche d'étanchéité, la première couche est appelée soutènement primaire (généralement revêtement en béton projeté et boulonnage), la deuxième couche est appelée revêtement secondaire (généralement revêtement monolithique).

En ce qui concerne le revêtement composite, le revêtement secondaire a une belle apparence répondant aux exigences de base sur l'aspect du tunnel. Avec la pose de la couche d'étanchéité entre le soutènement primaire et le revêtement secondaire, il est possible de résoudre les problèmes de fuites et d'infiltrations d'eau du revêtement. Par conséquent, il est stipulé qu'« il faut utiliser le revêtement composite pour les tunnels des autoroutes et des routes de première classe et de deuxième classe ».

Quant aux tunnels des routes de troisième classe ou inférieure, avec un petit volume de trafic et une basse fréquence d'utilisation, il est admissible d'utiliser le revêtement en béton projeté et boulonné lorsque les terrains encaissants ont de bonnes conditions, afin de réduire l'investissement.

La section de portail du tunnel est la partie sous couverture de profondeur inférieure à 1 ~ 2 fois la largeur du creusement souterrain (présentée dans la figure 8-1). En général, avec de mauvaises conditions et une profondeur faible, le tronc est influencé considérablement par les conditions topographiques et atmosphériques. La haute résistance à l'altération et la durabilité s'imposent pour la section de portail. Comme les expériences dans les aspects de durabilité et de résistance à l'érosion sont faibles, les matériaux et la technologie d'exécution pour le revêtement en béton projeté et boulonné doivent être davantage améliorés. Donc il est stipulé qu'« il faut utiliser le revêtement monolithique ou le revêtement composite au niveau de la section de portail ».

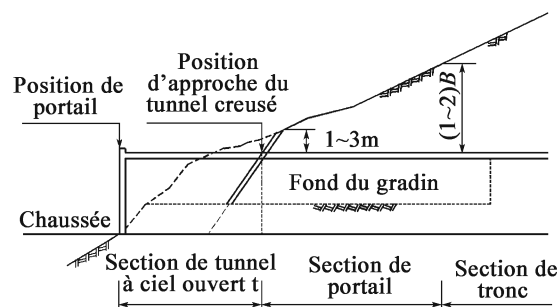


Figure 8-1 Section de portail du tunnel
B-largeur de creusement (m)

8.1.2 Le principe de base à respecter pour la conception structurale du revêtement du tunnel consiste à maximiser l'utilisation et le développement de la capacité autoportante des terrains

encaissants, qui portent une certaine fonction structurale. À travers les mesures efficaces, le revêtement raisonnable et la méthode d'exécution convenable, il est possible de développer pleinement les caractéristiques des terrains encaissants, afin de les rendre stables et d'économiser l'investissement au projet. En tant qu'ouvrage important pour la permanence du tunnel, une fois endommagé pendant l'exploitation, le revêtement serait très difficile à restaurer et aurait un coût de réparation élevé, ce qui causera une difficulté considérable pour la gestion et l'exploitation de trafic. Par conséquent, il est stipulé qu'« le revêtement doit être pourvu d'une résistance suffisante, d'une bonne stabilité et d'une bonne durabilité, tout en assurant la sécurité de l'utilisation du tunnel à long terme ».

8.1.3 Actuellement, la conception structurale du revêtement du tunnel routier est principalement basée sur l'analogie des travaux. Mais en raison de la complexité des caractéristiques géologiques et de la différence d' Capacité autoportante des différents terrains encaissants, la classe du terrain encaissant, la profondeur enterrée, la méthode de creusement, le moyen de soutènement et le temps de soutènement ont une influence directe sur l'état de contraintes et de sollicitations du terrain encaissant. Par conséquent, quelquefois il n'est pas suffisant de se référer seulement à l'analogie d'ouvrages, la vérification par le calcul théorique s'impose pour rendre la conception raisonnable et fiable. Pendant la phase de conception, le concepteur a du mal à prévoir les diverses conditions complexes, alors lors de l'exécution des travaux, il est admissible d'observer le changement et la déformation des terrains encaissants et du soutènement primaire, de maîtriser les sollicitations des terrains encaissants et de la structure de soutènement, à travers l'auscultation sur site, afin de régler à temps les paramètres de soutènement. Au cours de l'exécution, en cas de bonnes conditions et de déformation faible des terrains encaissants, et lorsque la déformation tend à être stable, il faut diminuer les paramètres de soutènement de manière convenable ; contrairement, il faut agrandir les paramètres, tout ceci est appelé conception itérative (ou méthode observationnelle). Lorsque l'analogie des travaux n'est pas disponible pour les travaux importants ou les zones particulières, il faut déterminer à travers des essais.

8.1.4

- 1 Les formes usuelles du profil en travers du revêtement pour le tunnel et les ouvrages souterrains comprennent le revêtement voûté aux piédroits courbés et le revêtement voûté aux piédroits droits. Le tunnel routier a une portée relativement grande, donc la charge et la déformation sont aussi considérables. Une grande quantité de cas pratiques et d'analyses mécaniques montrent que les sollicitations du revêtement voûté aux piédroits courbés sont plus raisonnables que celles du revêtement voûté aux piédroits droits, et la stabilité du terrain encaissant et de la structure de celui-là est aussi bonne, qui lui rend capable de résister aux pressions latérales et applicable à de diverses conditions de terrain encaissant. Selon l'investigation dans les zones extrêmement froides, en cas de

revêtement voûté aux piédroits courbés, la situation d'endommagement sur les piédroits courbés est beaucoup plus faible que celle en cas de revêtement voûté aux piédroits droits, de ce fait, il est recommandé d'adopter le profil voûté aux piédroits courbés.

En ce qui concerne les tunnels dont le by-pass véhicules, le by-pass piétons et la galerie de ventilation etc. ont un petit profil, le local de ventilateur et le local de fonctionnement sont souvent dans les zones de bonnes conditions géologiques et ont des exigences particulières pour le gabarit du tunnel, donc le revêtement voûté aux piédroits droits est généralement utilisé.

- 2 Dans les conditions de terrain encaissant de classe V, comme l'autostabilité est mauvaise, la pression latérale est grande et la portance du substratum est faible, le profil en travers du revêtement fermé avec des contre-voûtes est adopté pour assurer la sécurité de l'ensemble de structure et contrôler le tassement. Le cas des terrains encaissants de classe IV est complexe, il faut déterminer s'il y a besoin de disposer les contre-voûtes en fonction des conditions telles que le profil du tunnel, la géologie, la lithologie des strates et les eaux souterraines etc. Dans les situations réelles, il existe nombreux cas (particulièrement pour la section de portail) où les conditions du terrain encaissant au niveau de la voûte sont mauvaises, il faut même prendre des mesures auxiliaires telles que la voûte-parapluie, mais les caractéristiques géologiques du terrain encaissant au niveau des piédroits sont relativement bonnes, tout en offrant au fond de fondation des portances et stabilités suffisantes envers les sollicitations. Dans ce cas, les contre-voûtes ne sont pas nécessaires afin de réduire l'investissement et simplifier l'exécution. De ce fait, la présente norme indique qu'« il est possible de ne pas mettre en place la contre-voûte si le terrain encaissant est en bon état pour que la portance et la stabilité du fond de fondation des piédroits répondent aux exigences associées ».
- 3 La section de portail du tunnel est généralement peu enterrée et influencée considérablement par l'environnement, avec de mauvaises conditions géologiques. Les roches peuvent être facilement altérées, la stabilité à long terme des terrains encaissants est mauvaise que celle dans le tunnel, les sollicitations du revêtement sont également défavorables que celles dans le tunnel, et quelquefois il faut encore supporter la poussée longitudinale dans la direction du talus de front, par conséquent, « le revêtement renforcé s'impose pour la section de portail », il est exigé que la longueur minimum de la section de revêtement renforcé doive assurer son efficacité. La baisse d'une classe du terrain encaissant au niveau de l'approche est souvent prise en compte lors de la conception structurale du revêtement renforcé.
- 4 En raison de la différence des caractéristiques géologiques du terrain encaissant au niveau du tronc, la pression et la déformation se différent aussi. De plus, il est très difficile de diviser exactement les kilométrages de séparation des terrains encaissants de différente

classe, et comme le changement de classe du terrain encaissant est quelquefois progressif, il faut réaliser un allongement de revêtement à partir de la section de terrain encaissant en mauvais état vers la section de terrain encaissant en bon état afin de s'adapter à ce changement, tout en jouant un rôle de transition.

- 5 L'allongement à partir de la section de revêtement soumis à une charge excentrée vers la section de revêtement ordinaire est également basé sur les considérations ci-dessus.
- 6 La section de croisement du tunnel signifie une structure de bifurcation de deux locaux croisant au niveau de la voûte, sur laquelle les sollicitations sont complexes, ainsi le calcul et l'exécution sont également complexes. Par conséquent, afin d'assurer la sécurité de la structure de bifurcation, il faut réaliser un traitement renforcé pour les sections de croisement entre le by-pass véhicules, la niche de refuge, le rameau de ventilation etc. dont la largeur nette est supérieure à 3,0m et le tunnel principal. La section de croisement s'étend à partir du bord de croisement vers les diverses cavernes, une longueur d'extension au minimum 5,0m s'impose pour le tunnel principal, et 3,0m pour le rameau, tout en garantissant la stabilité de la section de croisement, comme présenté dans la figure 8-2. La longueur d'extension sera augmentée en fonction de l'augmentation de la portée.

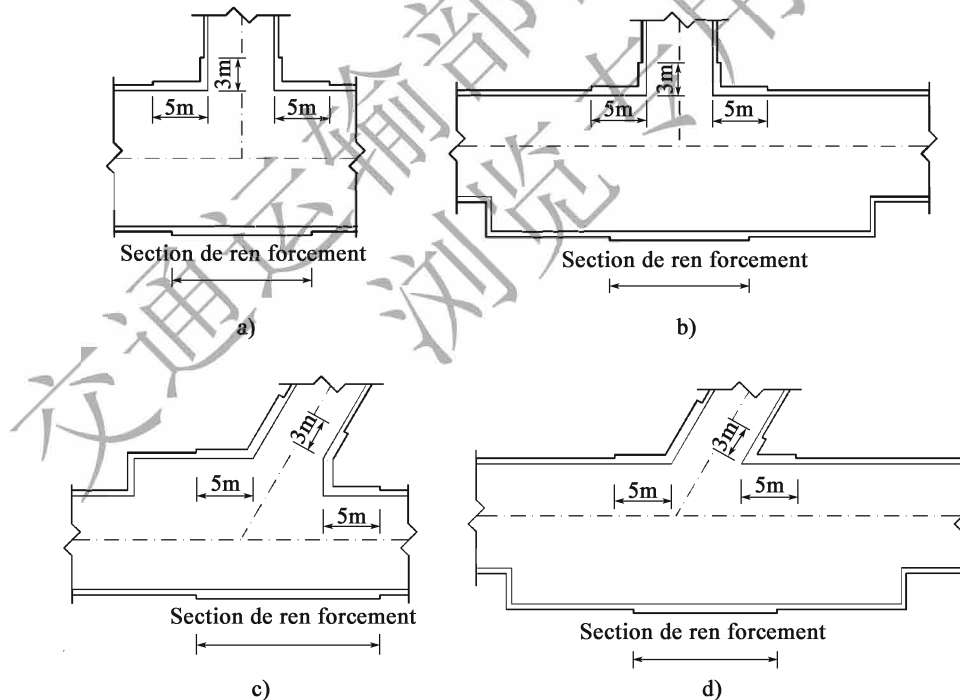


Figure 8-2 Partie de croisement

Pour le by-pass piétons, la niche d'incendie et celle d'armoire de contrôle etc. avec un petit profil, qui se croisent avec le tunnel principal au niveau des piédroits du tunnel, la portée et la hauteur sont généralement inférieures à 3,0m, dans ce cas la considération spécifique n'est pas nécessaire.

8.2 Revêtement en béton projeté et boulonné

La projection de béton est une méthode de soutènement utilisant la pompe ou l'air comprimé haute pression comme la puissance, pour projeter directement le mélange de béton vers la paroi en terrain encaissant du tunnel à travers la machine de projection, le tuyau transporteur de matériaux et la buse d'injection. En tant qu'ouvrage à maintenir la stabilité du terrain encaissant du tunnel, le béton projeté possède plusieurs avantages remarquables tels que l'exécution rapide sans besoin de coffrage, la résistance élevée au jeune âge, l'excellente compacité et l'adhérence étroite aux terrains encaissants sans aucun espace. L'exécution à temps du soutènement en béton projeté et boulonné après le creusement du tunnel peut fermer la surface en roches, éviter l'altération et le déconfinement, remplir les fosses et fissures, maintenir et élever l'intégrité des terrains encaissants, développer la capacité structurale des terrains encaissants, régler la répartition des contraintes des terrains encaissants tout en évitant leur concentration, contrôler la déformation et éviter la chute de blocs ainsi que l'effondrement.

En tant que partie composante du soutènement en béton projeté et boulonné, le soutènement par boulonnage se réalise par ancrer les boulons à l'intérieur des massifs rocheux, dans lesquels les boulons s'intègrent à travers les aciers y ancrés, tout en améliorant les performances mécaniques des terrains encaissants, réglant l'état sous sollicitations, réprimant la déformation, réalisant le renforcement et garantissant la stabilité. Et en profitant pleinement des fonctions des boulons, telles que l'effet de suspension [Figure 8-3a)], l'effet de voûte [Figure 8-3b)], effets de réduction de portée et de renforcement par compression [Figure 8-3c)], il est possible d'enfiler les joints et fissures dans les terrains encaissants afin d'élever leur intégrité.

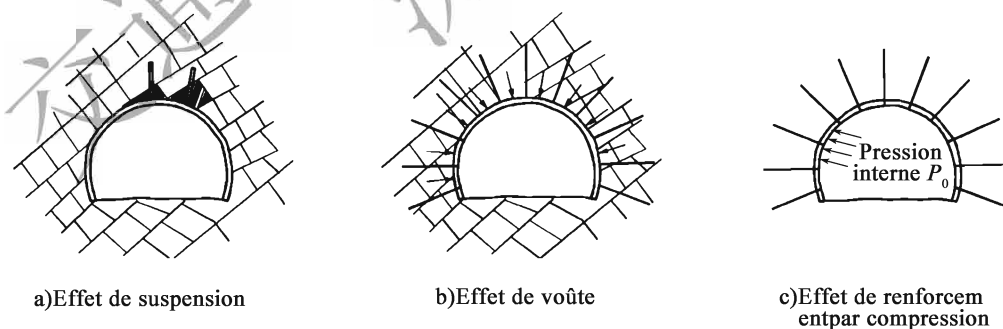


Figure 8-3 Rôles des boulons

Dans le but d'exploiter le soutènement par des boulons envers les terrains encaissants, il y a quelques points à respecter. Premièrement, il faut assurer la profondeur d'ancrage efficace ; deuxièmement, il faut assurer l'injection pleine pour toute la longueur des boulons, tout en connexion avec les massifs rocheux ; troisièmement, il faut éviter la lâcheté, l'endommagement et le rouillement.

8.2.1 En raison du retrait du béton projeté, une épaisseur inférieure à 50mm peut causer facilement la fissuration, et en même temps, une couche en béton projeté trop mince n'est pas suffisante pour résister au déplacement des massifs rocheux.

Une certaine flexibilité est nécessaire pour le béton projeté. Généralement, l'épaisseur de béton projeté pour le tunnel à deux voies ne doit pas dépasser 300mm. En ce qui concerne les tunnels de grande section avec plus de trois voies, comme la couche de béton projeté est relativement flexible, une épaisseur supérieure à 300mm est peut-être nécessaire pour les terrains encaissants de classe V qui sont instables. Avec l'avancement de la mécanisation de l'exécution du tunnel et les progrès en techniques d'exécution, une épaisseur supérieure à 300mm peut être réalisée sans entraves techniques. Par conséquent, dans cet amendement, la stipulation « il ne convient pas de dépasser 300mm » à l'égard du béton projeté a été supprimé.

C20 est une exigence de base pour la résistance du béton projeté.

8.2.2 Le treillis soudé installé à l'intérieur du béton projeté est favorable pour élever la résistance au cisaillement, la résistance à la flexion, la résistance au poinçonnement, l'intégrité du béton projeté, et réduire les fissures dues au retrait. La séquence d'exécution du béton projeté de treillis soudé est de : projeter d'abord le béton initial pour la première fois, ensuite poser le treillis soudé, finalement projeter le béton final pour couvrir le treillis soudé.

- 1 Lorsque l'épaisseur de la couche en béton projeté est petite, les aciers d'un diamètre de 6mm du treillis soudé peuvent permettre d'améliorer les performances du béton projeté. Le treillis soudé doit être posé avec des hauts et des bas de la surface rocheuse. Et les aciers d'un grand diamètre ne sont pas proposés vu qu'il est difficile à les poser.
- 2 En se référant aux pratiques, un écartement d'aciers inférieur à 150mm causerait un rebond considérable du béton projeté. De plus, les pores seraient facilement formés entre les aciers de la paroi, donc il n'est pas facile d'assurer la compacité ; en cas d'un écartement supérieur à 300mm, la fonction du treillis soudé dans le béton projeté sera considérablement affaiblie, par conséquent, l'écartement entre 150mm et 300mm est raisonnable. Il existe plusieurs combinaisons disponibles : 150mm × 150mm, 150mm × 200mm, 200mm × 200mm, 200mm × 250mm, 250mm × 250mm, 250mm × 300mm, 300mm × 300mm.
- 3 Les exigences pour la longueur de recouvrement du treillis soudé sont identiques à celles pour le recouvrement d'aciers dans la structure en béton armé, c'est-à-dire que la longueur de recouvrement par l'attachement des aciers doit être $30d$ (d représente le diamètre d'acier).

- 4 L'épaisseur de l'enrobage des aciers doit être inférieure à 20mm, qui est conforme aux dispositions sur le béton armé ordinaire. Dans le cas où de doubles panneaux de treillis soudés seraient prévus, un écartement entre ces deux est favorable pour exploiter pleinement l'efficacité du treillis soudé. Dans les projets réels, il est trouvé que l'écartement de 60mm n'est pas suffisant, donc il est augmenté à 80mm dans cette révision.
 - 5 Vu que la position de pose peut être non exacte, le treillis soudé exige une certaine épaisseur d'enrobage en béton projeté, qui doit être supérieure ou égale à 80mm ; en cas de double treillis soudés, 150mm au minimum s'impose pour assurer non seulement une épaisseur d'enrobage suffisante mais aussi un écartement entre les deux treillis soudés.
 - 6 La jonction par attache ou par soudure entre le treillis soudé et les boulons est favorable pour la fixation solide à la surface rocheuse. S'il n'existe pas de boulons ou ils seront posés postérieurement, il est admissible d'utiliser les courts boulons provisoires avec une longueur de 0,3m au minimum pour fixer le treillis soudé.
- 8.2.3 Les diverses performances du béton projeté avec un ajout d'une certaine quantité de fibres d'acier ou de fibres synthétiques sont meilleures que le béton projeté ordinaire.
- 2 La ductilité du béton projeté à fibres d'acier est de 10 ~ 50 fois supérieure à celle du béton non armé, et la résistance aux chocs est de 8 ~ 30 fois supérieure à celle du béton non armé. En cas d'une dose de fibres d'acier entre 40 et 60kg/m³, la résistance à la compression augmente de 10,3% ~ 22,3% et la résistance au fendage augmente de 41% ~ 68% par rapport au béton sans fibres d'acier. Les performances mécaniques du béton projeté à fibres d'acier sont améliorées avec l'augmentation de la dose de fibres d'acier, mais cette augmentation causerait également une difficulté pour le mélange uniforme et la projection fluide. En fait, la dose de fibres d'acier dépend principalement la technologie du béton projeté. Lorsque la dose de fibres d'acier dépasse 4% du poids du mélange de béton en état sec, l'uniformité de mélange et la fluidité d'exécution deviendraient mauvaises, avec une augmentation de rebond. Par conséquent, une dose entre 33 et 96kg de fibres d'acier par mètre cube est convenable, soit 1,5% à 4% du poids du mélange sec.
 - 3 Le béton projeté à fibres synthétiques signifie le béton avec une dose de fibres fines d'une certaine résistance à la traction et fabriquées par des matières premières chimiques (comme les fibres polypropylènes), permettant d'améliorer considérablement la résistance à la traction, la ductilité et la résistance à la fissuration du béton projeté, mais sans impact sur sa technologie d'exécution. À présent, comme les paramètres de performance des divers types de fibres synthétiques sont différents, et la dose influence également sur les

performances mécaniques du béton projeté, il est encore difficile de réaliser l'unification en raison du manque d'expériences. Il faut donc déterminer à travers des essais. L'ajout de fibres synthétiques joue un rôle peu important pour améliorer la résistance à la compression.

- 4 Le béton projeté à hautes performances possède de bonnes résistances, durabilité et performance d'étanchéité. En basant sur le béton projeté à fibres d'acier et avec l'ajout d'une petite dose de composants tels que les fibres, la fumée de silice, le laitier, la cendre volante, le plastifiant à haute efficacité etc., il est formé le revêtement en béton projeté à hautes résistances, imperméabilité et durabilité. Pour le béton projeté à hautes performances, la classe de résistance de conception est de C40, C50, avec un indice d'imperméabilité non inférieur à B12. Un effet s'est déjà manifesté en se référant aux projets qui l'ont utilisé.

8.2.4 En tant que paramètres importants pour la conception, le type, la longueur et l'écartement des boulons doivent être sélectionnés de manière convenable selon les caractéristiques géologiques du terrain encaissant du tunnel, la dimension du profil, la fonction des boulons et les technologies d'exécution.

Selon le principe de fonction, les boulons peuvent être divisés en types suivants : ① Boulon réparti, y compris : boulon scellé par le mortier de ciment conventionnel, celui scellé par le mortier de ciment à résistance à prise rapide, celui scellé par la résine, celui scellé par la cartouche de ciment, celui creux à injection, celui assemblé et celui injecté autoforant etc. Le mortier de ciment et la résine sont utilisés comme adhésif de remplissage, pour rendre les boulons adhérent fermement aux roches de paroi du forage et fournir le frottement. Et les forces appliquées sur la paroi rocheuse par les plaquettes et écrous installés au début du forage qui sont capables de supporter la charge de déconfinement peuvent limiter la déformation des terrains encaissants. Ce type de boulons peut être utilisé pour les boulons de soutènement permanent tels que celui systématique, celui local, celui stabilisant les naissances de voûte ; ② Boulon ponctuel, y compris : boulon par voie mécanique et celui ponctuel par voie adhésive. En utilisant la voie mécanique ou adhésive, l'extrémité avant du boulon peut être scellée au massif rocheux au fond du forage. Le boulon serait soumis à une traction à travers les plaquettes et les écrous au début du forage, tout en appliquant une force de retenue radiale aux terrains encaissants autour du forage. Ce type est principalement utilisé pour les boulons précontraints et locaux, qui sert de soutènement provisoire et peut être utilisé comme boulon de soutènement permanent après l'injection pleine. Les boulons par voie mécanique qui sont disponibles pour le soutènement dans des roches dures, peuvent être divisés en : boulon type Split Set, celui à expansion et celui à coin inversé. Les boulons ponctuels par voie adhésive, qui peuvent être utilisés non seulement pour les roches dures et moyennement dures, mais aussi pour les roches tendres, comprennent le boulon ponctuel scellé par la résine et celui ponctuel scellé par la

cartouche de ciment Portland à durcissement rapide. ③ Les boulons à friction comprennent le boulon type Split Set et boulon à expansion hydraulique, servant principalement de boulon local pour le soutènement provisoire.

En fonction de la technologie d'exécution, les boulons peuvent être divisés en types suivants : boulon scellé par le mortier conventionnel, celui creux à injection, celui creux assemblé et celui injecté autoforant.

- 1 L'effet des boulons utilisés pour le soutènement permanent doit être à long terme. Comme les aciers dans le béton armé, le corps du boulon exige également un certain enrobage. L'injection pleine de mortier en ciment ou en résine dans le forage peut non seulement assurer le frottement entre le mortier et le boulon, entre le mortier et la paroi du forage, ainsi que le fonctionnement conjoint entre le boulon et les terrains encaissants, mais aussi servir de couche de protection pour le boulon. En raison du rouillement dû à l'eau souterraine ou l'air humide et de la baisse de force d'ancrage dû au déconfinement causé par le fluage du terrain encaissant, le boulon ponctuel peut être utilisé pour le soutènement permanent seulement après l'injection pleine en mortier. Une résistance du mortier de ciment ou de la résine dans le forage du boulon supérieure ou égale à M20 s'impose pour assurer la résistance et la durabilité du boulon.
- 2 En ce qui concerne les terrains encaissants avec une courte durée d'autostabilité, le boulon réparti scellé par la résine ou celui scellé par le mortier de ciment à prise rapide est prévu, afin de développer la fonction initiale des boulons.
- 3 Le boulon précontraint n'est pas beaucoup utilisé dans les tunnels routiers, en cas d'utilisation, il faut exécuter selon la *Norme technique du soutènement en béton projeté et boulonné dans les roches* (GB 50086).
- 4 Dans les zones de terrains encaissants fracturés qui sont défavorables pour former le forage du boulon, une fois que la tige de forage est retirée, l'effondrement est susceptible d'apparaître dans le forage, causant une difficulté pour le préscllement du boulon. Alors en ce moment, le boulon autoforant peut être utilisé. Le boulon autoforant utilise la tige de forage comme le corps du boulon, muni de perce à l'extrémité avant, c'est-à-dire que le processus de forage est exactement celui d'installation du boulon. Ainsi il n'y a pas de besoin de retirer la tige de forage, dont le trou central est prévu pour l'injection dans le forage.
- 5 Diamètre du boulon : 20 à 25mm est généralement pris pour le boulon scellé par le mortier conventionnel ; 25 à 28mm pour le boulon creux et celui creux assemblé ; 25 à 52mm

pour celui autoforant.

- 6 Installée au niveau de l'extrémité exposée du boulon, la plaquette qui est attachée à la surface rocheuse au début de forage à l'aide des écrous, peut appliquer une force de retenue radiale aux terrains encaissants, tout en agrandissant la plage d'action du boulon et améliorant ainsi considérablement son effet. Dans les projets réels, il s'est trouvé que l'épaisseur de 6mm pour la plaquette est insuffisante, donc elle est augmentée à 8mm dans cette révision.

8.2.5 Le boulon systématique consiste principalement à renforcer les terrains encaissants dans leur ensemble, pour former une structure portante en arc dans une certaine profondeur des terrains encaissants, tout en exploitant ses caractéristiques de haute résistance à la compression et élevant leur capacité autoportante.

- 1 Le boulon systématique est souvent disposé au sens radial du contour de creusement du tunnel. Mais il faut noter que l'effet d'ancrage et la fonction d'effet de voûte des boulons sont faibles lorsqu'ils sont parallèles avec le plan structural principal du massif rocheux et les plans de stratification ou en cas d'un croisement avec un petit angle. Une disposition avec un grand angle permet aux boulons de traverser plus de plans structuraux et d'« enfiler » les plans structuraux ou couches de roches défavorables dans un ensemble pour les faire fonctionner conjointement.
- 2 La disposition 2 de l'article 8.2.9 de la norme d'origine « Il est recommandé de disposer les boulons en quinconce ou en rectangle » est modifiée à « Il est recommandé de disposer les boulons en quinconce », soit la disposition 2 de l'article 8.2.5, qui précise l'écartement de disposition. La quantité de boulons en quinconce est diminuée par rapport à celle en rectangle, ce qui est convenable en se référant aux circonstances d'application pendant une dizaine d'années.
- 3 La longueur et l'écartement des boulons systématiques peuvent être déterminés à travers l'analogie d'ouvrages ou la formule suivante :

Longueur du boulon :
$$L = \frac{1}{3}W - \frac{1}{5}W \quad (8-1)$$

Ecartement entre les boulons :
$$P = 0.3L \sim 0.5L \quad (8-2)$$

Dans laquelle :

L —longueur du boulon (m) ;

W —largeur de creusement du tunnel (m) ;

P —écartement de disposition entre les boulons (transversal) (m).

- 4 L' utilisation de boulons longs et courts de manière alternative permet de réduire sa quantité.
- 5 Avec une largeur de creusement du tunnel routier supérieure à 10m et une grande surface de profil généralement, en ce qui concerne les boulons systématiques pour le tunnel routier, une certaine longueur est exigée pour permettre de former une structure portante en arc dans une certaine profondeur des terrains encaissants. En fonction de l' investigation et de la statistique des cas de référence en Chine, une longueur supérieure à 2,0m est souvent exigée pour le tunnel monotube à deux voies, 2,5m pour celui monotube à trois voies et 3,0m pour celui monotube à quatre voies.
- 6 La disposition de ne pas installer les boulons systématiques dans les sols encaissants est ajoutée selon les résultats d' étude du projet scientifique et technologique de la Direction des Transports du Heilongjiang « Etude des essais de ne pas disposer les boulons dans les tunnels en sol » ainsi que les résultats concernés du tunnel en loess. Les études d' essais concernés montrent qu' il est très difficile de réaliser l' exécution des boulons dans les sols encaissants. De plus, l' exécution des boulons systématiques coût beaucoup et dure longtemps mais avec un effet peu significatif ; après l' annulation, les mesures telles que le cintre renforcé et les tubes à ancrage stabilisant les pieds de voûte ont été pris pour le soutènement, et ont obtenu de bons effets.

8.2.6 La fonction du boulon local consiste principalement à empêcher le foudroyage et le glissement des blocs rocheux partiels, et à les stabiliser dans les massifs rocheux stables avec l' aide des boulons (figure 8-4), dont l' extrémité d' ancrage efficace doit être obligatoirement installée dans les massifs rocheux stables. La force d' ancrage T doit être calculé par les formules ci-dessous, conformément à l' investigation géologique sur site :

$$T \geq W - f \quad (8-3)$$

$$T = \frac{T'}{\cos\theta} \quad (8-4)$$

$$T' \geq w - f' \quad (8-5)$$

$$f' = f \cos\alpha \quad (8-6)$$

Lorsque la force d' ancrage d' un simpleboulon t est inférieure à T ,

$$n \times t \geq T \quad (8-7)$$

Dans laquelle :

W —poids mort du massif rocheux glissant (kN) ;

f —frottement entre le massif rocheux glissant et celui stable (kN) ;

n —nombre des boulons (U).

θ —angle entre la direction d'ancrage du boulon et la direction verticale ($^{\circ}$) compris entre la surface de glissement du massif rocheux glissant et la direction verticale ($^{\circ}$)

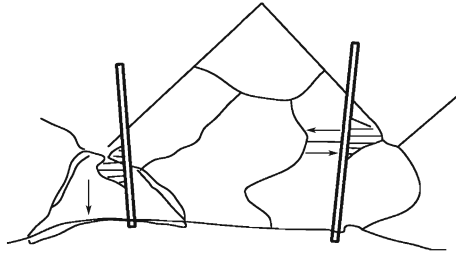


Figure 8-4 Schéma d'effet d'ancrage des boulons locaux

8. 2. 7 Consistant à renforcer la rigidité et la résistance de la couche de béton projeté, le soutènement en cintre est une mesure efficace pour limiter la déformation et le déconfinement des terrains encaissants et élever la capacité de soutènement du revêtement en béton projeté et boulonné. Les cintres comprennent celui réticulé et celui lourd. Le profilé en I, le profilé en H et le profilé en U sont les plus utilisés pour le cintre lourd, dont le cintre en profilé en I est traité et formé à l'aide de la cintreuse à froid. Le cintre en profilé en U, lié en chevauchement et fixé à l'aide des boulons, qui n'a donc pas de besoin de plaque d'acier de connexion, possède une certaine flexibilité tout en permettant la régulation modérée de l'amplitude de voûte.

- 1 Les cintres de soutènement doivent être pourvus d'une résistance suffisante et d'une certaine rigidité, pour supporter la charge du pilier rocheux déconfiné entre 1 et 3m tout en garantissant leur propre stabilité.
- 2 Comparé avec le cintre lourd, le cintre réticulé possède plusieurs avantages, tels que la bonne portance, la petite masse, la rigidité réglable, la fabrication sur site, le montage facile et la cohésion étroite avec le béton projeté etc. Permettant de réaliser un soutènement en voûte nervurée avec de suffisantes rigidité et résistance, le cintre réticulé mérite de promouvoir avec grands efforts.
- 3 L'écartement des cintres est déterminé en fonction de la classe du terrain encaissant, de la largeur de creusement et du pas d'avancement, et réglé selon les résultats d'auscultation de l'exécution. En cas d'un écartement trop petit, le béton projeté a du mal à assurer la compacité derrière le cintre ; en cas d'un écartement trop grand, comme la portée en largeur de soutènement des cintres est limitée, les blocs entre deux cintres ont tendance à effondrer, ce qui affaiblit la fonction de soutènement. Selon l'investigation, lorsque les cintres sont utilisés pour le soutènement, l'écartement supérieur à 1,2m est rarement adopté donc dans cette révision il est modifié de «0,5 à 1,5m » à «0,5 à 1,2m », qui est

aussi applicable à l'écartement longitudinal des cintres et des boulons afin d'éviter leur superposition, et de les faire agir respectivement (figure 8-5).

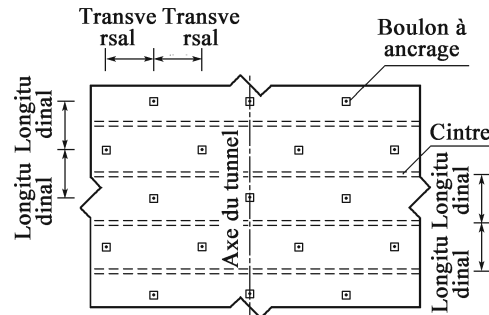


Figure 8-5 Schéma de relation de disposition entre les cintres et les boulons

- 4.5 Un cintre indépendant est semblable à une barre fine, avec une petite rigidité et une portance faible. Donc il est recommandé d'utiliser simultanément au moins de 3 cintres. De plus, les deux adjacents doivent être liés transversalement, afin de les rendre comme un ensemble pour porter les sollicitations, et d'augmenter ainsi la stabilité latérale.
- 6 Dans le but de faciliter le déploiement, chaque cintre doit être fabriqué en plusieurs tronçons, qui seront liés et soudés en utilisant la plaque d'acier à l'aide des écrous, et la longueur de chaque tronçon doit s'adapter au profil creusé.
- 7 À l'extrados du soutènement en cintres s'opposant à la paroi rocheuse dont la surface est rugueuse, une épaisseur d'enrobage en béton projeté supérieure à 40mm s'impose ; une bonne compacité est prévue pour le béton projeté à ses intrados, une épaisseur de 20mm au minimum s'impose. Lorsque le tunnel est seulement pourvu de revêtement en béton projeté et boulonné, qui est exposé dans l'air à long terme, une épaisseur de 40mm au minimum est nécessaire pour l'enrobage.
- 8 Une marge réservée à la déformation doit être prise en compte pour le profil de creusement du tunnel. Les cintres seraient disposés au ras des terrains encaissants pour se soumettre conjointement à la déformation, après laquelle leur dimension serait diminuée par rapport à celle en fabrication, ce qui causerait une intrusion dans le dégagement net de conception ou dans l'emprise de revêtement secondaire. Par conséquent, la forme et la dimension des cintres doivent être déterminées selon le profil de creusement.

8.2.8 Le plan des plaques de connexion situées aux deux côtés d'un tronçon de cintre réticulé doit être perpendiculaire à l'axe de ce cintre, pour faciliter le montage. Le soudage entre l'acier principal du cintre réticulé et la plaque d'acier de connexion sera réalisé avec une barre en U destinée à renforcer leur connexion, comme présenté dans la figure 8-6.

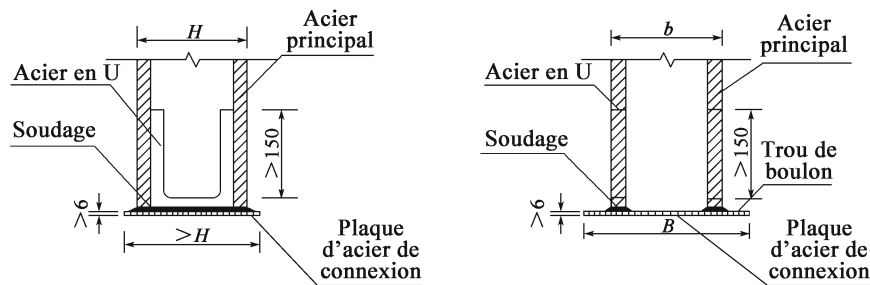


Figure 8-6 Schéma de soudage entre l'acier principal du cintre réticulé et la plaque d'acier de connexion (unité : mm)

H -hauteur de la section de cintre, b -largeur de la section de cintre, B -largeur de la plaquette

8.2.10 Dans les zones demandant le pré-soutènement, la queue exige un support fort.

8.2.11 En raison de nombreux facteurs ayant de l'impact sur la conception du revêtement en béton projeté et boulonné, il est recommandé d'utiliser l'analogie des travaux pour déterminer les paramètres de soutènement. En basant sur la conclusion des projets de tunnel routier et des divers ouvrages souterrains en Chine, les paramètres fournis dans le tableau annexe P. 0. 3 sont pour référence.

8.3 Revêtement monolithique

8.3.1 Actuellement, le revêtement monolithique s'agit d'un revêtement en béton ou béton armé qui est formée par un seul coulage. Il est possible de l'utiliser individuellement dans la structure de soutènement du tunnel, mais dans la plupart de temps, il est utilisé comme revêtement secondaire pour celui composite. Généralement, la section constante est prévue pour le revêtement monolithique, seulement lorsqu'il est soumis à une grande charge excentrée ou charge verticale, la section variable peut être prise en compte. Dans les zones munis de contre-voûte, l'épaisseur de cette dernière doit être supérieure ou égale à celle des piédroits afin d'assurer leur liaison efficace. L'épaisseur des piédroits s'agit de l'épaisseur après avoir déduit l'espace occupé par les drains longitudinaux. (Figure 8-7).

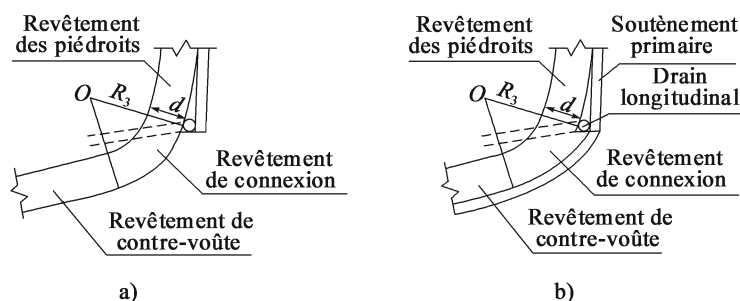


Figure 8-7

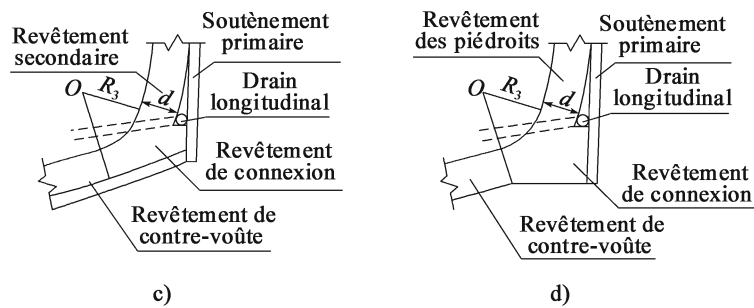


Figure 8-7 Le revêtement des piédroits doit être connecté avec la contre-voûte d'épaisseur des piédroits

8.3.2 Le revêtement en béton armé qui possède une forte portance est nécessaire pour certaines zones particulières.

- 1 En ce qui concerne les zones soumises à une charge excentrée évidente causée par le déconfinement et le glissement du terrain encaissant dus à la structure topographique et géologique, par exemple : le tunnel montagneux, la zone à faible profondeur dont la courbe de niveau se croise obliquement avec l'axe du tunnel, le tunnel dont l'axe est parallèle ou presque parallèle au cheminement des couches de roches raides, le tunnel dont l'axe est parallèle au plan structural vertical etc., et pour les zones qui sont soumises à une charge excentrée provisoire causée par le processus d'exécution, il est recommandé d'utiliser le revêtement contre la charge excentrée dans la conception afin de supporter la charge excentrée due aux terrains encaissants. Comme les conditions d'efforts sur le tunnel qui est soumis à une charge excentrée sont assez complexes, il convient d'adopter la structure en béton armé.
- 2 Dans le tunnel, le by-pass véhicules et la galerie de ventilation etc. se croisent avec le tunnel principal, formant ainsi un local de croisement, dont la plage affecterait la partir de voûte. En raison d'un grand espace exposé et de sollicitations complexes, il convient d'adopter la structure en béton armé au niveau des croisements, afin d'assurer la résistance structurale et d'empêcher la fissuration.
- 3 Dans les zones de terrain encaissant de classe V dont l'autostabilité est faible, comme la rigidité du soutènement primaire en béton projeté et boulonné au cours de l'exécution du tunnel est faible, le revêtement secondaire s'impose pour exploiter rapidement la fonction du soutènement ; d'autre part, sous la charge appliquée par des terrains encaissants à long terme, le soutènement primaire en béton projeté et boulonné perdrait une partie de portance, ainsi le revêtement secondaire doit supporter une grande charge venant des terrains encaissants. Selon les dossiers de levés réels du tunnel en Chine, il convient d'adopter la structure en béton armé pour la zone de terrain encaissant de classe V qui est

soumise à une grande charge.

- 4 Quant au tunnel monotube à quatre voies, comme le profil et le moment fléchissant du centre de portée du tunnel sont grands, dans le but de réduire le poids propre de la structure, l'épaisseur ne doit pas être trop grande, la structure en béton armé est plus raisonnable.
- 5 En se référant aux dossiers d'investigation des zones qui ont connu le séisme, la structure souterraine possède une bonne résistance parasismique. Dans les zones où le coefficient d'accélération maximale du sol est inférieur à $0,20g$, le séisme a peu d'impact sur la structure souterraine en général. Il existe peu de dossiers concernant les zones sismiques à haute intensité où le coefficient d'accélération maximale du sol est supérieur à $0,20g$, donc il est impossible de négliger la possibilité de fissuration et d'endommagement au niveau du revêtement lors de l'apparence du séisme. De plus, de nombreuses investigations montrent que : le revêtement en béton armé mène à une possibilité faible d'effondrement et de chute de blocs, ce qui nuirait à la sécurité de véhicules et des passants, au cours d'un séisme. Donc, il est recommandé d'utiliser le revêtement en béton armé pour la section de portail du tunnel dans les zones où le coefficient d'accélération maximale du sol est supérieur à $0,20g$.

8.3.3 Lorsque le revêtement monolithique est en béton armé, il lui faut répondre aux exigences de base du revêtement.

- 1 Le béton supérieur à C30, qui est pourvu de bonnes imperméabilité et étanchéité hermétique, peut protéger efficacement les aciers à l'intérieur du béton et réduire la vitesse de carbonisation du béton superficiel.
- 2 L'épaisseur du revêtement doit être au minimum 300mm, car une épaisseur trop petite n'est pas suffisante pour exploiter pleinement la fonction des aciers.
- 3 L'écartement serré des aciers principaux de la structure en béton armé influencera la qualité d'injection du béton de revêtement et abaissera l'adhérence entre le béton et les aciers.

8.3.4 L'ensemble des joints de tassement et des joints de dilatation est appelé joints de déformation.

- 1 Au niveau de l'approche du tunnel qui est sous l'influence de nombreux facteurs, les sollicitations du revêtement et la portance du substratum se diffèrent considérablement, le déplacement dû à la déformation transversale du revêtement se produit souvent, il faut

donc disposer les joints de tassement.

- 2 Les différents types et épaisseurs de revêtement sont prévus pour les terrains encaissants de différente classe, comme les différents types de revêtement sont soumis à une pression différente, et la portance du substratum se diffère aussi, il est prévu de disposer les joints de tassement pour empêcher l'endommagement de cisaillement causé par le tassement ou la déformation non uniforme. Ladite différence est remarquable dans les zones d'effondrement, pour lesquelles les joints de tassement doivent être disposés.
- 3 Dans les terrains encaissants faibles successifs, en fonction de la portance faible du substratum et de l'action de la charge à long terme, il existe peut-être une certaine déformation de tassement, la disposition des joints de tassement consiste à s'adapter à ces déformations.
- 4 Le retrait à froid cause souvent la fissuration du revêtement, donc afin de s'adapter à la variation de température, dans les zones qui sont soumises à une influence considérable par la variation de température, les joints de dilatation sont prévus pour le revêtement afin d'empêcher la fissuration due à la contrainte de température.
- 5 Les joints de tassement et ceux de dilatation consistent à déconnecter complètement les structures avec différentes portances et les structures soumises aux différentes pressions du terrain encaissant, tout en rendant séparées la déformation due au tassement et la déformation due aux sollicitations. Une couche d'isolation avec une certaine épaisseur est prévue dans le joint de déformation, la planche en bois bitumineuse ou les filasses bitumineuses sont les plus utilisées selon les expériences depuis de nombreuses années. Il est également possible d'utiliser les matériaux flexibles pourvus d'une certaine durabilité et d'imperméabilité. La direction d'action des charges sur la structure est considérée verticale, et de plus, perpendiculaire à l'axe du tunnel. Il convient de rendre les joints de tassement verticaux, et de plus, perpendiculaires à l'axe du tunnel. « Perpendiculaire à l'axe du tunnel » signifie perpendiculaires à l'axe du tunnel en plan.
- 6 Les joints de tassement et ceux de dilatation eux-mêmes peuvent être utilisés comme joints de reprise, lorsqu'ils sont aux différentes positions, les joints de tassement et ceux de dilatation peuvent être déplacés à la position des joints de reprise, ce qui permet de économiser une procédure spécifique.

8.3.5 Dans les zones sans contre-voûte, le substratum possède une haute portance, mais le creusement du caniveau de câble et du caniveau latéral ne doit pas détruire l'intégrité du substratum, ce qui rendra les piédroits vides et influencera la portance du substratum. Les

caniveaux latéraux de la route sont généralement situés à une certaine distance de la fondation des piédroits, le fond des caniveaux latéraux est plus profond que celui du caniveau de câble. Une distance supérieure à 500m entre la limite de creusement du caniveau latéral et la fondation des piédroits a pour but d'assurer une certaine largeur à protéger la fondation. Le mur de portail en mur d'approche est à une grande profondeur, le creusement de sa fouille peut endommager le fond de fondation des piédroits de revêtement du tunnel, donc il est exigé d'approfondir la fondation des piédroits de revêtement jusqu'à la profondeur du fond de fondation du mur de portail.

8.4 Revêtement composite

8.4.1 Le revêtement composite s'agit d'une forme de revêtement composée de soutènement primaire et de revêtement secondaire, avec une couche d'étanchéité au milieu. Avec une structure stable, une capacité d'étanchéité et un aspect conformes aux exigences de base pour l'utilisation des tunnels routiers, applicable aux diverses conditions géologiques et muni de techniques relativement mûres, le revêtement composite est déjà utilisé dans toutes les autoroutes, les routes de première classe et de deuxième classe, aussi dans la plupart de tunnel des routes de troisième classe en Chine. Il est déjà devenu la forme de structure standard pour le revêtement du tunnel routier.

- 1 En tant que partie du revêtement composite, le soutènement primaire concerne la conception du béton projeté, du boulon, du treillis soudé et du cintre etc., dont les paramètres sont déterminés en fonction des conditions telles que la géotechnique, l'hydrogéologie, la dimension du profil de tunnel et l'épaisseur de la couverture etc.
- 2 Le revêtement secondaire est réalisé par le béton coffré monolithique d'une grande rigidité, d'une bonne intégrité et d'un aspect lisse, ce qui est conforme aux exigences de base sur l'aspect du tunnel d'autoroute.
- 3 Après le creusement et l'exposition des terrains encaissants, une certaine déformation serait produite. Afin de réduire la pression due à la déformation sur le revêtement, une certaine déformation et une libération d'énergie des terrains encaissants sont admissibles, donc il faut réserver une marge pour la déformation lors de la définition de la dimension de creusement. La marge réservée à la déformation peut être déterminée par le calcul, l'analyse ou l'analogie des travaux. Le tableau 8.4.1 montre des propositions en se référant aux situations d'utilisation en Chine et aux analyses des données de levés sur site. Comme la déformation des terrains encaissants de classes I ~ II est faible, et la surexcavation existe souvent, la marge réservée à la déformation n'est pas nécessaire ; en ce qui concerne les terrains encaissants de classes III ~ IV, il existe des déformations de différent niveau,

particulièrement celles des terrains encaissants faibles (y compris le tunnel à faible profondeur) sont complexes, elles peuvent être influencées par plusieurs facteurs, tels que les conditions du terrain encaissant, la méthode de creusement, le moyen de soutènement et la temps de soutènement, donc il n'est pas convenable de définir une marge réservée à la déformation unifiée, qui doit être corrigée selon les résultats de levés sur site lors de l'exécution.

La marge réservée à la déformation s'agit de la déformation admissible des terrains encaissants dans les conditions de soutènement.

8.4.2 En raison des caractéristiques du projet géotechnique, la pression du terrain encaissant sur la structure de soutènement est incertaine, elle est relative à la nature du massif rocheux, à la rigidité structurale et au temps de soutènement. La méthode de creusement, le temps de soutènement et la rigidité structurale ont un effet considérable sur les sollicitations. C'est difficile à les maîtriser précisément dans les pratiques réelles. Par conséquent, la définition des paramètres de soutènement de la plupart de tunnels s'agit d'une conception itérative (ou une méthode observationnelle), en utilisant principalement l'analogie d'ouvrages, avec l'aide des calculs. Pour le soutènement primaire et le revêtement secondaire dans le tunnel de grande section à quatre voies ou celui qui se situe dans les zones de terrains encaissants faibles, la vérification de la résistance est nécessaire. Les tableaux P.0.1 et P.0.2 de l'annexe P dans la présente norme sont établis en basant sur la norme d'origine, et en se référant aux statistiques des paramètres de conception de soutènement et aux circonstances d'utilisation réelles des tunnels de routes à deux voies et à trois voies en Chine pendant ces dernières années.

8.4.3 Quant aux tunnels caractérisés par de mauvaises conditions géologiques ou de grandes portées, le problème n'est pas uniquement lié à la conception de la résistance structurale, mais également à leur mise en œuvre. Par rapport aux tunnels de petite portée, les tunnels à grande section ont non seulement des charges relativement importantes, un taux de croissance plus rapide, mais nécessitent aussi une longue période pour le creusement et la réalisation des diverses parties de structure. Les mesures de soutènement provisoires ou auxiliaires nécessaires doivent être prises lors de l'exécution. Par conséquent, lors de la conception structurale du revêtement, il faut également concevoir la méthode de creusement, l'ordre de creusement des diverses parties ainsi que le soutènement provisoire.

8.4.4 En ce qui concerne les terrains encaissants rhéologiques tendres, gonflant et sous haute contrainte crustale, la déformation continue même plusieurs années après l'achèvement des travaux du tunnel, donc la pression due à la déformation continue du terrain encaissant après l'achèvement du revêtement doit être également prise en compte.

8.5 Revêtement du tunnel à ciel ouvert

8.5.1 Le tunnel creusé à ciel ouvert est appelé tunnel à ciel ouvert. L'extrados du tunnel à ciel ouvert qui est souvent couvert par des sols et pierres de remblai, peut aussi être exposé ou partiellement exposé. La construction du tunnel à ciel ouvert est basée principalement sur des raisons suivantes :

- 1 En cas de couverture mince sur le tunnel et de mauvaises conditions des terrains encaissants pour former le tunnel, il sera difficile de construire le tunnel par la méthode de creusement souterrain. Le creusement à ciel ouvert, dont les conditions techniques, le délai et la sécurité d'exécution peuvent être facilement garantis, est plus raisonnable que le creusement souterrain, tout en protégeant l'environnement.
- 2 Les zones de plate-forme et d'approche du tunnel qui seraient endommagées par des mauvaises conditions géologiques et difficiles à aménager ; les zones qui sont impossible de contourner à cause du contrôle des alignements de route et où le déblayage causerait une plus grande catastrophe.
- 3 Les zones où les bâtiments (ouvrages) sous influence à deux côtés de la route sont importants, dont la sécurité serait influencée par le creusement du déblai et dont les utilisateurs seraient influencés considérablement par les bruits de trafic et d'exploitation et les poussières dans le futur.
- 4 Lorsque les routes, chemins de fer, fossés et autres ouvrages artificiels etc. passent au-dessus de la route, pour les zones qui sont impossible à contourner en raison des limites par les conditions topographiques, géologiques et de ligne, il est admissible d'utiliser la structure de tunnel à ciel ouvert pour remplacer le viaduc et l'aqueduc au-dessus de la route.
- 5 Afin de maintenir l'environnement naturel en approche du tunnel, de réduire le creusement d'approche et d'empêcher l'endommagement sur l'approche causé par les talus de front et latéraux, l'allongement du tunnel par le tunnel à ciel ouvert est souvent utilisé.

8.5.2 Le tunnel à ciel ouvert peut être divisé en celui voûté et celui rectangulaire.

- 1 Du point de vue de la structure, la structure de tunnel à ciel ouvert coulée sur place est pourvue d'une bonne intégrité et d'une grande portance, lui permettant de supporter une

pression verticale relativement grande. Généralement, il convient d'utiliser le tunnel à ciel ouvert voûté.

- 2 La structure voûtée fermée est pourvue d'une grande rigidité longitudinale et d'une bonne résistance au glissement.

8.5.3

- 2 Pour le tunnel à ciel ouvert voûté en demi-déblai, comme le remblai en pierre et terre est nécessaire pour le côté près de la montagne du revêtement, les charges sont évidemment asymétriques, il est possible d'augmenter l'épaisseur des piédroits côté extérieur et des voûtes pour élever la capacité contre la charge excentrée de la structure. Lorsque les conditions topographiques le permettent, il convient de procéder à un remblayage contre pression ou de construire un mur contre pression pour équilibrer les charges asymétriques et réduire ou éliminer leurs impacts défavorables sur la structure.
- 3 Lorsque le tunnel à ciel ouvert est construit dans les zones où les strates telles que la couche de sol, celle d'accumulation, celle de remblai et celle de loess etc. sont tendres ou les zones soumises à une grande pression latérale, la contre-voûte est nécessaire.
- 4 La structure de tunnel à ciel ouvert possède une certaine capacité contre le glissement, il est prévu d'utiliser les mesures efficaces (augmentation d'épaisseur du revêtement, drainage superficiel, déchargement, mur contre pression, mur de support, pieu contre le glissement, drain enterré, etc.) pour surmonter le glissement de terrain.
- 5 La disposition des joints de tassement consiste à réduire l'endommagement sur la structure causé par des sollicitations non-uniformes ou par une déformation non-uniforme. Dans les régions d'une variation de température considérable, les joints de dilatation ont pour but de réduire la déformation et la fissuration causées par le retrait du revêtement. L'écartement des joints de tassement et de dilatation est déterminé en fonction des circonstances telles que la longueur du tunnel à ciel ouvert, l'épaisseur de la couverture de sol, l'écart de température ainsi que les conditions géologiques etc.

8.5.4

- 3 La fondation du tunnel à ciel ouvert qui se situe au niveau des pentes doit être incorporée dans les strates solides avec une distance horizontale convenable du bord des strates solides côté extérieur, afin d'assurer sa stabilité. La profondeur d'enterrement de la fondation du tunnel à ciel ouvert et la largeur de protection de la fondation minimums sont présentées

dans le tableau 8-1. Dans les zones froides, la fondation du tunnel à ciel ouvert doit être enterrée au moins de 250mm au-dessous de la profondeur du gel.

Tableau 8-1 Profondeur d'enterrement de la fondation du tunnel à ciel ouvert et largeur de protection de la fondation minimums

Type de couche de roche	Profondeur d'enterrement h (m)	Largeur de protection de la fondation L (m)	Description
Couche de roche dure relativement complète	0,25	0,3	
Couche de roche ordinaire (comme la couche d'arénarie et de schiste alternative)	0,60	1,0	
Roche tendre (roche phylliteuse etc.)	1,00	1,5	
Sable caillouteux	1,50	2,5	

4 Lors de la conception du tunnel à ciel ouvert dans les zones riveraines et montagneuses, compte tenu de l'affouillement de la rive qui pourrait influencer la stabilité de la fondation, il faut réaliser la protection en fonction des circonstances topographiques, géologiques et de vitesse d'écoulement etc.

5 Lorsque la profondeur enterrée de la fondation du tunnel à ciel ouvert est de 3,0m au-dessous de la chaussée, il faut disposer les tirants en béton armé horizontaux transversaux pour réduire le coefficient d'élançement de la fondation, tout en garantissant l'intégrité et la stabilité de toute la structure.

8.5.5 Comme le tunnel à ciel ouvert peut défendre la chute de blocs et l'effondrement, lorsqu'il existe des routes, chemins de fer, fossés au-dessus du tunnel, ou des dommages tels que l'éboulement du terrain, ou s'il y a besoin de protéger les paysages naturels au niveau de l'approche ou pour la conception d'aspect, le tunnel à ciel peut être adopté. En raison de la différence d'usages du tunnel à ciel ouvert, l'épaisseur et la pente du remblai en haut du tunnel se différencient, qui doivent donc être déterminées selon l'usage et les exigences.

1 Le tunnel à ciel ouvert disposé pour protéger contre la chute de blocs et l'effondrement doit être pourvu d'une certaine épaisseur en remblai sur l'extrados de voûte, de sorte que les blocs tombés et les pièces d'effondrement n'agissent directement sur les voûtes. En se référant aux expériences de construction des tunnels routiers et ferroviaires pendant les

plusieurs dizaines d'années, l'épaisseur de remblai supérieure ou égale à 1,2m [figure 8-8a)] est convenable, le talus de remblai au-dessus du tunnel doit permettre l'évacuation des eaux.

- 2 L'extrados du tunnel à ciel ouvert peut être découvert partiellement, une méthode adoptée souvent dans les tunnels routiers pendant ces dernières années, tout en favorisant la protection des paysages naturels au niveau de l'approche de tunnel et l'embellissement de l'environnement [figure 8-8b)]. La partie doit être revêtue d'une couche en mortier ou d'un habillage au moins de 20mm, tenu compte de l'étanchéité et de bel aspect.

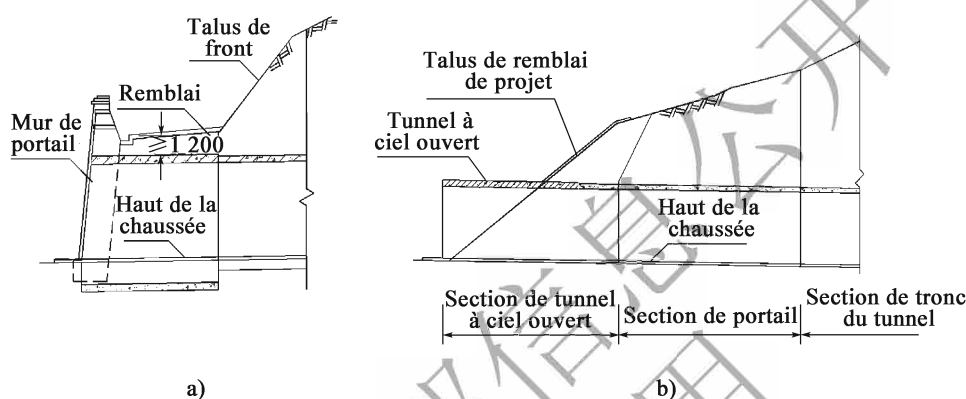


Figure 8-8 Remblai du tunnel à ciel ouvert (unité : mm)

- 3 Cet article est destiné au cas particulier de la conception du tunnel à ciel ouvert d'échangeur. Les problèmes (comment réaliser le remblai, s'il y a le besoin de remblayer etc.) seront déterminés par les personnels de conception conformément aux exigences d'utilisation et en combinant les circonstances réelles des ouvrages et de l'environnement. Le dispositif de protection de voûte à l'extrados peut augmenter la portance du tunnel à ciel ouvert en voûte et la capacité d'autoprotection de l'extrados de voûte. Elle est généralement en moellons maçonnés ou béton armé, d'une épaisseur entre 0,8 et 1,2m.
- 4 En ce qui concerne le fossé ou l'aqueduc destiné à l'irrigation des terres cultivées etc. au-dessus du tunnel à ciel ouvert, une épaisseur inférieure à 1,0m entre le fond du fossé et l'extrados du tunnel est nécessaire, de sorte que le drainage au-dessus du tunnel n'influence pas le tunnel. S'il s'agit des crues torrentielles ou des éboulements du terrain, il faut également prendre en compte des endommages causés par le débordement dû à l'accumulation de boue et de vase, le passage des blocs erratiques au niveau du fond de drain et le choc envers le corps de drain etc.

8.5.6 En fonction des différents terrains encaissants, le creusement du dos des piédroits du tunnel à ciel ouvert comprend deux cas : creusement vertical de la partie des piédroits, creusement avec une pente à partir du fond des piédroits. Le remblai entre les piédroits et le talus devrait être

déterminé selon les deux différents cas, tout en basant sur le type du tunnel à ciel ouvert, la classe des terrains encaissants et la méthode d'exécution.

- 1 Pour tous les types de tunnels à ciel ouvert dans les zones de terrains encaissants de classes II, III, IV, la partie de piédroits est généralement creusée verticalement, dont le sommet serait le point de départ du talutage. Les piédroits doivent être adhérents étroitement aux terrains encaissants, dont la résistance élastique doit être prise en compte lors de la conception, dans ce cas, s'il existe une surexcavation, il faut réaliser un remblayage compact en béton ou en moellons maçonnés, pour adapter aux conditions de la reprise des efforts des piédroits.
- 2 Le dos des piédroits du tunnel à ciel ouvert dans les zones de terrains encaissants de classes IV et V est généralement creusé avec une pente ; dans les circonstances générales, l'angle de frottement des matériaux de remblayage du dos de piédroits ne doit pas être inférieur à celui de calcul des strates, afin d'éviter le cas où le coefficient de la pression latérale dépasserait la valeur de calcul. Par exemple, si la poussée des terres active agissant sur le dos des piédroits du tunnel à ciel ouvert est calculée selon l'angle de frottement de calcul des strates, alors l'angle de frottement des matériaux de remblayage du dos de piédroits ne doit pas être inférieur à celui-là ; mais si le calcul est réalisé selon l'angle de frottement des matériaux de remblayage, alors l'angle de frottement interne des matériaux de remblayage ne doit pas être inférieur à celui de calcul utilisé.

8.6 Exigences de structure

8.6.1 L'épaisseur minimale du revêtement indiquée dans le tableau 8.6.1 est déterminée en prenant en compte des exigences de construction pour les matériaux, en assurant la qualité d'exécution y compris celle de la maçonnerie pour les galeries parallèles, rameaux, ouvrages auxiliaires et niches auxiliaires, sauf le soutènement en béton projeté et boulonné. En cas de revêtement en béton armé, l'épaisseur minimale doit être égale à celle du revêtement en béton.

8.6.2 La valeur admissible de l'angle α compris entre la pente des gradins du radier et le vertical varie en fonction des matériaux de la fondation. Selon les expériences chinoises sur la conception du mur ainsi que les documents d'essai des autres pays, l'angle rigide indiqué dans le présent article est pris égal à 45° pour le béton et à 35° pour la maçonnerie.

8.6.3 Le revêtement du tunnel a souvent un contact direct avec le terrain encaissant (ou le sol), ce qui conduit à ce que l'environnement où se trouve-t-il se diffère des structures de surface et qu'en plus les conditions de construction ne s'avèrent pas favorables, par exemple si l'enrobage de l'

armature est trop mince, il ne peut pas bien servir dans la protection contre la corrosion du fait de l'écart de l'attachement des aciers. De ce fait, l'épaisseur de l'enrobage de béton est plus importante que celle stipulée pour la structure en béton armé de surface. En ce qui concerne l'élément en béton armé ne pas ayant un contact direct avec le terrain encaissant, l'épaisseur de son enrobage doit se conformer à la *Norme de conception de la structure en béton* (GB 500100—2010).

8.6.4 L'objectif de prescrire le ratio d'armature minimal de l'élément en compression est d'améliorer sa fragilité, ainsi d'éviter l'écrasement brusque du béton et de lui procurer la rigidité et la résistance nécessaires à l'excentricité accidentelle. Le ratio d'armature est réduit de 0,1% lorsque l'acier HRB400 sert d'acier principal. Il est à noter que ce réglage n'est appliqué qu'aux aciers principaux sous pression de la section, le ratio d'armature minimal maintient 0,2% pour les aciers principaux d'un côté de l'élément en compression.

8.6.7

- 1 Vu que le raccord de l'acier transmet la force moins efficacement qu'une barre acier, le raccord doit être disposé là où l'effort est faible ;
- 2 Le raccordement par voie mécanique est ajouté dans la présente norme. Mais les aciers raccordés de cette manière doivent toujours avoir une résistance identique à celle avant le raccordement. Néanmoins, lorsque le diamètre de l'acier est supérieur à 25mm, le raccordement par recouvrement ne peut plus garantir cette exigence. De ce fait, tous le soudage et le raccordement mécanique sont mentionnés ici. La longueur de recouvrement pour l'acier rond lisse ayant un petit diamètre est définie par essai pour avoir une même résistance avant et après le raccordement.

8.6.8 Pour l'élément en béton armé en compression axiale qui s'équipe d'aciers principaux et d'étriers, la charge est partagée à la fois par les aciers et le béton. L'objectif de prescrire le ratio d'armature minimal est de faire supporter le moment fléchissant en partie par l'élément et de réduire l'impact causé par le retrait ou fluage du béton. Dans la pratique des travaux, il existe toujours des moments fléchissants pour l'élément en compression axiale, il suffit de disposer des aciers de nombre prévu pour les supporter et retarder l'endommagement de l'élément. Le ratio d'armature applicable varie dans de divers pays, allant de 0,4% jusqu'à 1,0%. La présente norme formule 0,6%, identique à la valeur prescrite dans la *Norme de conception de la structure en béton* (GB 50010—2010). La désignation d'un ratio d'armature maximal a pour objet principal d'éviter un ferrailage trop dense qui rend difficile le coulage et le compactage du béton. Alors que l'objectif d'indiquer un diamètre minimal de l'acier longitudinal et de l'étrier ainsi qu'un écartement maximal entre les étriers est d'assurer une rigidité suffisante de l'acier en compression, avec une certaine marge de sécurité contre l'endommagement en flexion longitudinale. En outre,

l'étrier donne un confinement latéral au béton et augmente sa portance limite, afin d'éviter tout endommagement brusque de l'élément.

8.6.9 Des dispositions supplémentaires sont ajoutées vis-à-vis du revêtement en béton armé du tunnel dans la présente norme, en fonction des caractéristiques du revêtement du tunnel et conformément aux exigences de la *Norme de conception de la structure en béton* (GB 50010—2010).

- 1 Les aciers du revêtement du tunnel indiquent l'armature circulaire du tunnel.
- 3 L'acier de répartition du revêtement représente celui disposé au sens longitudinal aux côtés extérieur et intérieur de la section du revêtement le long du tunnel, il est également appelé acier longitudinal.
- 4 L'étrier du revêtement est un acier à élément simple avec crochets courbés à ses deux bouts comme ce qui est indiqué dans la figure 8-9a).
- 5 Vu le confinement et les caractéristiques de la reprise des efforts du revêtement du tunnel ainsi que le type et le rôle des étriers, il faut que les étriers soient disposés au niveau du croisement entre l'acier principal et l'acier de répartition, en les restreignant. La disposition en quinconce des étriers est indiquée dans la figure 8-9b).

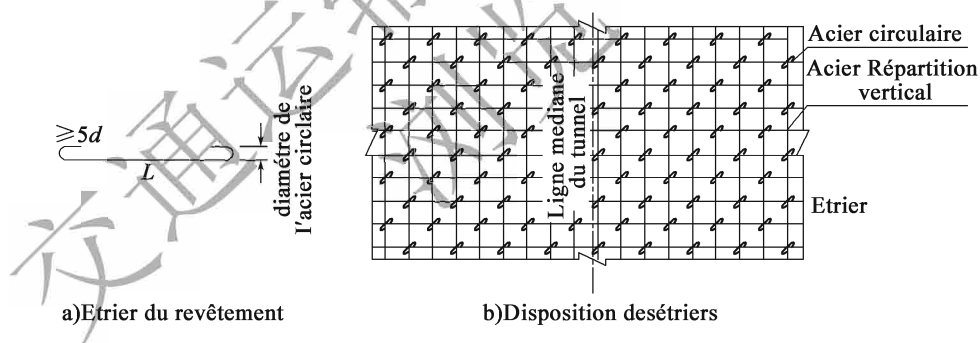


Figure 8-9 Schéma de l'étrier

- 6 Les étriers peuvent empêcher l'« agrandissement » de l'écartement entre les aciers circulaires et les aciers de répartition des nappes extérieure et intérieure, mais ne peuvent pas agir de manière inversée, diminuer cet écartement. Il arrive souvent dans les travaux que les nappes extérieure et intérieure s'approchent voire se joignent l'une avec l'autre, ce qui diminue considérablement l'effet de support devant être fourni par l'armature. De ce fait, les écarteurs sont pris en compte dans la présente révision pour assurer un bon écartement entre les aciers des nappes extérieure et intérieure. Ils sont disposés en forme rectangulaire en écartant les aciers. La figure 8-10 illustre un type d'écarteur.

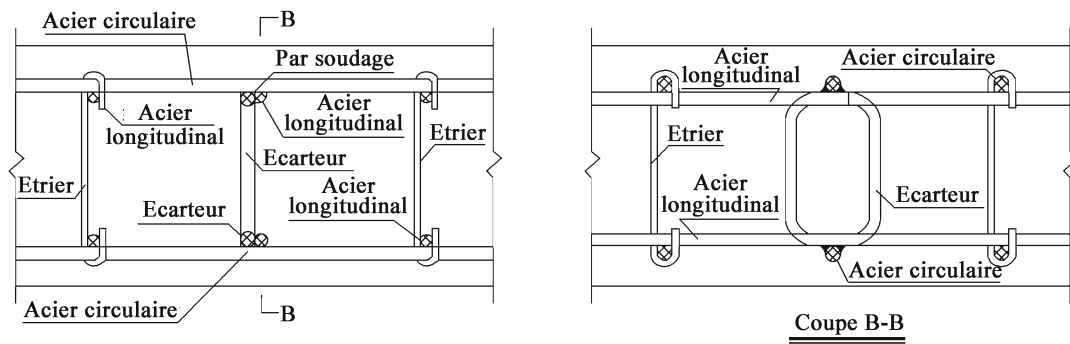


Figure 8-10 Schéma de l'écarteur

8.6.10 La fissure dans le présent article signifie la fissure structurale engendrée par la poussée du terrain encaissant, la pression de l'eau ou de la terre ou le poids de la structure etc. , sauf la fissure engendrée par le retrait, le fluage ou la température.

9 Calcul de structure

9.1 Dispositions générales

9.1.1 Actuellement, la conception structurale de la plupart de travaux a recours à la méthode de conception aux états limites ultimes basée sur la probabilité à partir de la formule de calcul avec des coefficients partiels, et s'appuie sur des indicateurs de fiabilité pour mesurer la fiabilité de l'élément. En raison de l'incertitude de la poussée du terrain encaissant du tunnel et vu qu'il y a jusqu'à présent peu d'exemples et de recherches sur ce thème, la méthode de résistance ultime reste encore une méthode actuelle à vérifier la résistance de la section de l'élément. Limiter l'ouverture de fissure sur le revêtement du tunnel constitue une condition fondamentale pour prolonger sa durée de vie. Le calcul de la portance et de l'ouverture de fissure doit faire l'objet donc de la conception structurale du tunnel. Le ratio d'armature doit être calculé compte tenu de l'ouverture de fissure de l'élément en béton si nécessaire.

9.1.2 Le calcul de réponse structurale au séisme, faisant partie de la conception parasismique du tunnel sous montagne, fait appel à la méthode statique, ce qui appartient également au domaine d'application du présent chapitre.

9.2 Revêtement

9.2.1 Théoriquement, la méthode de modélisation stratigraphique peut être utilisée pour le calcul du revêtement monolithique (revêtement secondaire), un type de revêtement composite. De plus, vu qu'il existe des expériences sur l'application de cette méthode auparavant, elle est donc adoptée dans le présent article.

9.2.2 L'essai de modélisation et l'analyse théorique montrent que le revêtement de tunnel voit, après avoir été soumis à des charges, sa déformation confiner par le terrain encaissant, ce qui

améliore l'état de fonctionnement du revêtement et augmente la portance de celui-ci. Il faut donc prendre en compte ce confinement pendant la conception à l'aide d'un modèle de charges. L'impact sur l'effort interne du revêtement provoqué par le frottement tangentiel entre le terrain encaissant et le revêtement est considéré comme la marge de sécurité du revêtement.

9.2.3 Dans la section avec une contre-voûte, celle-ci doit être mise en œuvre avant la mise en œuvre des piédroits et de la voûte. Le calcul sur la contre-voûte doit tenir compte de son impact sur l'effort interne du revêtement, en la considérant comme une poutre courbée sur la fondation élastique.

9.2.4 Les coefficients de sécurité présentés dans le tableau 9.2.4-1 et 9.2.4-2 sont établis sur la base des enquêtes et des pratiques d'environ 400 tunnels s'insérant sur 41 chemins de fer réalisés et voient leur sécurité justifier par des travaux achevés. À cet effet, ces coefficients de sécurité sont censés appropriés à moins que la théorie et les indices de matériaux appliqués au calcul de la structure ne présentent des changements importants. Selon les caractéristiques des constructions souterraines (par exemple, conditions défavorables à la construction du revêtement, difficulté à garantir la qualité, variation importante des charges, différence entre le schéma de calcul de la structure et l'état réel de prise d'efforts), la valeur prise pour le coefficient de sécurité de la résistance structurale doit être plus élevée que celle de la structure de surface, pour assurer une marge de sécurité suffisante pour la construction de tunnel sous les conditions normales de conception et de construction.

Lors du calcul de la résistance pendant la phase d'exécution, vu que la phase d'exécution du revêtement de tunnel est beaucoup moins longue que sa phase d'utilisation, les charges comme la pression du terrain encaissant sont impossibles, pendant cette première, d'atteindre leur valeur maximale devant apparaître pendant cette dernière. D'ailleurs, dans les hypothèses du calcul de la résistance pendant la phase d'exécution, la structure spatiale en état favorable de prise d'efforts est souvent simplifiée comme une structure en plan ayant un effort interne important et des facteurs favorables à la prise des efforts du revêtement, à savoir l'adhérence du joint de reprise, la résistance élastique du terrain encaissant et le frottement entre le terrain encaissant et le revêtement, peuvent être souvent négligés ou pris égal à une valeur très faible, par conséquent, la présente norme prescrit que le coefficient de sécurité pendant la phase d'exécution peut être pris égal à la valeur obtenue pendant la phase d'utilisation multipliée par 0,9.

9.2.5 Le milieu en massif roche-sol présente une incertitude très évidente pour ses caractéristiques, pour lequel l'analogie des travaux est souvent applicable. Vu le contact étroit entre le terrain encaissant et le soutènement primaire, la conception de ce dernier a recours principalement à cette méthode.

En ce qui concerne le tunnel à deux ou trois voies, il résulte des expériences correspondantes que le terrain encaissant de classe I à III est bien autoportant, il suffit de mettre en place une couche mince en béton projeté et un petit nombre de boulons pour le maintenir stable, sans aucun calcul. En revanche, pour le terrain encaissant de classe IV ou V, le calcul doit suivre le choix de paramètres de soutènement par voie empirique. Concernant le tunnel à quatre voies, ce même calcul s'avère aussi nécessaire en cas de tunnel en terrain encaissant de classe III à V.

Le calcul du soutènement primaire a recours à la méthode des éléments finis issue de la mécanique des milieux continus et la conception des efforts internes et des déformations appliquées dans le calcul de modèle à la méthode de modélisation stratigraphique, mieux simulant les impacts des étapes du creusement.

Lors du calcul selon la méthode de modélisation stratigraphique, des efforts pris par le soutènement primaire peuvent être contrôlés en prévoyant un coefficient de libération pour la charge libérée, de façon que le soutènement primaire et le revêtement secondaire puissent partager la charge libérée à une proportion rationnelle. La proportion de partage du revêtement secondaire doit assurer une sécurité permanente du soutènement et celles du terrain encaissant et du soutènement primaire assurer la sécurité pendant l'exécution des travaux. La proportion de partage pendant la phase d'utilisation peut être déterminée en se référant au tableau 9-1.

Tableau 9-1 Proportions de partage recommandé de la charge libérée pour le tunnel à deux voies

Classe de terrain encaissant	Proportion de partage	
	Terrain encaissant + soutènement primaire	Revêtement secondaire
IV	60% à 80%	40% à 20%
V	20% à 40%	80% à 60%

Nota:

1. Lorsque le terrain encaissant est favorable, on prend pour le soutènement primaire la grande valeur, et pour le revêtement secondaire la petite valeur. Lorsque le terrain encaissant est défavorable, la prise des valeurs pour les deux doit être effectuée de manière contraire ;
2. Pendant la phase d'exécution, avant la mise en place du revêtement secondaire, la proportion de partage de la charge libérée supportée conjointement par le terrain encaissant et le soutènement primaire, prise dans le calcul associé, peut dépasser la valeur maximale présentée dans le tableau, voire à 100% .

9.2.6 Dans le calcul de la stabilité du terrain encaissant et du soutènement primaire à l'aide de la méthode de modélisation stratigraphique, le concept du coefficient de sécurité de la marge de résistance du tunnel est importé pour apprécier la stabilité du terrain encaissant de manière plus scientifique et plus rationnelle. Pendant l'exécution, ce qui affaiblit la résistance du terrain encaissant est principalement l'intervention du creusement, de l'explosion, de l'infiltration de l'eau dans le terrain encaissant ou la présence de l'air humide, conduisant ainsi à la destruction du tunnel. En phase d'exploitation, les efforts repris par le tunnel ne présentent pas de changement

important en général, et pour le tunnel à grande profondeur, des charges de surface, malgré quelques changements, l'impactent très peu. Néanmoins, il se peut que des défauts se produisent dû à la réduction de la résistance du terrain encaissant causée par l'infiltration d'eau ou par sa propre altération, donc, le coefficient de sécurité de la marge de résistance peut y être appliqué. Pour le tunnel en terrain homogène, le coefficient de sécurité de la marge de résistance signifie le rapport entre la résistance réelle du massif roche-sol (sur le plan de fracture) et la résistance lors de l'endommagement pour la partie du tunnel endommagée.

Dans la théorie de Mohr-Coulomb fréquemment utilisée en géotechnique, le coefficient de sécurité de réduction de la résistance ω peut être déterminé à partir de la formule suivante :

$$\tau = (c + \sigma \tan \varphi) / \omega = c' + \sigma \tan \varphi' \quad (9-1)$$

$$c' = c / \omega \quad (9-2)$$

$$\tan \varphi' = (\tan \varphi) / \omega \quad (9-3)$$

dans la quelle :

- τ —résistance au cisaillement du terrain encaissant (kPa) ;
- c —cohésion du terrain encaissant (kPa) ;
- σ —effort normal sur le plan de cisaillement (kPa) ;
- φ —angle de frottement interne du terrain encaissant (°) ;
- c' —cohésion réduite du terrain encaissant (kPa) ;
- φ' —angle de frottement interne réduit du terrain encaissant (°) ;

Trois coefficients de sécurité doivent être considérés dans le calcul de la conception du tunnel : le premier est le coefficient de sécurité du terrain encaissant après la pose du soutènement primaire, qui impacte directement la sécurité de l'exécution. S'il dépasse 1,30, tant le terrain encaissant que le soutènement primaire sont en sécurité et le revêtement secondaire peut servir de marge de sécurité. S'il se trouve entre 1,15 et 1,30, le revêtement secondaire est soumis à une certaine charge. S'il est inférieur à 1,15-1,20, le soutènement primaire n'offre pas assez de support, en ne pas assurant la sécurité de l'exécution. Le soutènement nécessite donc d'être renforcé ou de s'accompagner d'autres mesures auxiliaires pour se conformer aux exigences de sécurité de l'exécution. Le deuxième est le coefficient de sécurité du terrain encaissant après la pose du revêtement secondaire, qui est généralement plus élevé que le premier et peut dépasser 1,3. Le troisième est le coefficient de sécurité du revêtement secondaire. Si le revêtement secondaire ne sert que de marge de sécurité, son épaisseur peut être déterminée par voie empirique. Dans le cas contraire, où il doit supporter certaine charge, une analyse mécanique sur lui doit se faire.

9.2.7 Pour le tunnel à deux voies en terrain encaissant de classe I à III, vu que le soutènement primaire peut, en tant que structure permanente, maintenir la stabilité du terrain encaissant, l'épaisseur du revêtement secondaire peut donc être choisie en fonction des exigences structurales sans avoir recours au calcul. Pour le tunnel à grande section à trois ou quatre voies en terrain encaissant

de classe III, le soutènement primaire ne peut pas assurer la stabilité du terrain encaissant et le revêtement secondaire doit donc jouer un rôle supplémentaire dans le support de charges. En ce cas, le revêtement secondaire doit faire l'objet d'une analyse mécanique en le considérant comme une structure portante, avec le principe et la méthode de calcul identiques à ceux du soutènement primaire pour le terrain encaissant de même classe. Avec des expériences de l'application de la méthode de simulation de charges au calcul, le calcul ici peut y avoir recours aussi.

9.2.8 Étant donné que les caractéristiques mécaniques de la lithologie des strates présentent une incertitude très évidente, les valeurs de paramètres choisies selon les documents géologiques ou les normes ne sont pas en cohérentes avec la réalité des travaux. Par conséquent, la présente norme prescrit que les valeurs doivent être adaptées en fonction de la géologie réelle et des résultats de l'auscultation du chantier après le creusement du tunnel.

9.2.9 Dans l'ancienne norme, c est à l'aide de la valeur de convergence relative admissible de la paroi du tunnel que la déformation du soutènement primaire est contrôlée. Vu la difficulté de déterminer cette valeur : elles se différent pour les tunnels à deux, trois et quatre voies, et de plus elle n'est pas liée logiquement à la stabilité du tunnel. Donc, le concept de la valeur de convergence relative admissible de la paroi du tunnel est exclu de la présente norme. Cependant, la marge réservée à la déformation est utilisée, à sa place, pour contrôler le volume de déformation du soutènement primaire, afin d'assurer l'épaisseur de la structure et le gabarit du tunnel.

9.2.10 Les raisons pour lesquelles le terme « il ne convient pas » est utilisé pour prescrire l'excentricité d'un élément en compression excentrée du revêtement en béton coffré ou du revêtement du tunnel à ciel ouvert sont les suivantes :

Il faut satisfaire aux exigences sur le coefficient de sécurité et l'excentricité à la fois pour le calcul de la résistance de la section du revêtement. Or, en général, il est facile d'assurer ce premier, tandis que pour cette dernière le dépassement de sa valeur limite se produit fréquemment. Pour la rendre conforme, il faut épaissir la section de revêtement s'il n'est pas possible d'ajuster l'axe de la voûte. Dans la plupart de cas, ceci s'annonce déraisonnable, et est parfois impossible à réaliser;

- 2 Le revêtement du tunnel présente une rigidité importante et est remblayé à son dos de manière compacte, ce qui conduit à un bon confinement permettant au revêtement de ne pas perdre sa stabilité dû à la présence d'une excentricité élevée ;
- 3 Le problème ne s'est posé jamais dans la pratique du passé même si l'excentricité, obtenue par des calculs du revêtement, dépasse quelque peu celle admissible. En effet, il y a encore un certain écart entre la phase d'utilisation du revêtement et la phase d'endommagement. À cet effet, il n'est pas nécessaire d'imposer une limitation trop

exigeante à l'excentricité à la condition qu'aucune fissure ne se produise en phase d'utilisation du revêtement.

L'objectif de stipuler l'excentricité de la section du revêtement est de déterminer le revêtement de manière raisonnable tout en profitant pleinement de la résistance à la compression du béton. Lorsque l'excentricité dépasse une certaine limite, la section de revêtement est ramenée à se soumettre à la traction, ce qui débouche sur une réduction notable de la portance du revêtement. De ce fait, en plus de satisfaire aux exigences sur la résistance, il faut également contrôler l'excentricité de manière adéquate.

9.2.11 Le coefficient d'influence par l'excentricité α signifie le rapport entre la portance limite de l'élément en béton en compression excentrée et celle de l'élément en béton en compression axiale de même résistance et de même section. Il est utilisé pour exprimer la diminution de la portance limite de l'élément en cas soumis à la pression excentrée par rapport à celle en cas soumis à la pression axiale. En raison de la situation réelle compliquée et de la présence de nombreux facteurs, la relation entre α et l'excentricité relative e_0/h est en fait un processus aléatoire, il est donc difficile de généraliser et refléter cette relation avec des hypothèses simplifiées et calculs théoriques. Il vaut mieux résumer ses caractéristiques statistiques sur la base d'un grand nombre d'essais. Les valeurs présentées dans le tableau 9.2.11-2 et la formule de calcul de α indiquée dans la présente norme sont les caractéristiques statistiques résultant des essais avec des bétons de différentes résistances et plus de 300 éprouvettes en compression excentrée et axiale couvrant 6 excentricités. Les coefficients de flexion longitudinal ϕ listés dans le tableau 9.2.11-1 sont définis en se référant à la *Norme de conception de la structure en béton* (GB 50010—2010).

9.2.12 Pour faciliter le calcul, la présente article dérive l'excentricité d'interface e_0 entre la prédomination par la portance à la compression et celle par la portance à la traction pour l'élément en béton de section rectangulaire en compression excentrée, qui est égale à $0,2h$, selon les résistances limites à la compression et à la traction (R_a et R_1) du béton, ainsi que le coefficient de sécurité et le coefficient d'influence par l'excentricité indiquées dans la présente norme. Ce paramètre n est pas destiné à juger laquelle entre la zone en traction ou de la zone en compression est en premier endommagée dans la pratique, mais sert à distinguer l'interface entre la prédomination par la portance à la traction et celle par la portance à la compression. il n est pas issu de l'essai mais du calcul. Il est fonction non seulement de la courbe $N_{compression} - e_0/h$ et $N_{traction} - e_0/h$, mais aussi du rapport entre les coefficients de sécurité de la traction et de la compression et de R_a/R_1 . Au niveau de l'excentricité d'interface de contrôle, la portance à la traction est égale à celle à la compression et les parties à ses deux côtés représentent respectivement la zone où la portance à la compression prédomine et celle où la portance à la traction prédomine (figure 9-1).

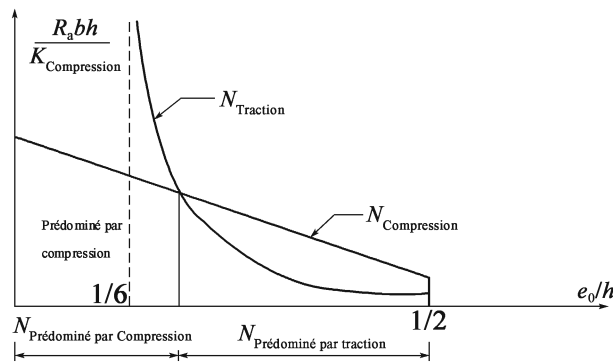


Figure 9-1 Prédomination des portances à la compression et à la traction

Dans la figure :

$$N_T = \frac{1.75 R_1 b h}{K_T \left(\frac{b e_0}{h} - 1 \right)} \quad (K_T = 3.6) ; N_C = \frac{R_a b h \left(1 - 1.5 \frac{L_0}{h} \right)}{K_C} \quad (K_C = 2.4) ;$$

En cas d'élément en béton de section rectangulaire, lorsque $e_0 \leq 0,20h$, c'est la portance à la compression qui prédomine, il n'est donc pas nécessaire d'utiliser la présente formule pour calculer. Lorsque $e_0 > 0,20h$, c'est le contraire, soit la portance à la traction qui prédomine, il n'est donc pas nécessaire d'utiliser la formule (9.2.11) pour calculer.

9.2.13 Les caractéristiques de la section de naissances du béton coulé par intermittence, de la maçonnerie des piédroits ou de la voûte en béton, sont similaires à ceux de l'élément de maçonnerie, elle peut être donc considérée comme cette dernière et ne fait l'objet que d'un calcul de sa résistance à la compression. En effet, la fissuration du joint de la maçonnerie ne met pas d'impact sur l'utilisation de la structure. Si la maçonnerie se fait avec une mauvaise qualité, des fissures peuvent se poser dès le début. Donc, la présente norme prescrit que l'élément en maçonnerie en compression excentrée n'est soumis qu'à une vérification par calcul de la résistance à la compression, et doit satisfaire $e_0 \leq 0,3h$ pour éviter des fissures trop ouvertes.

9.2.14 Dans l'annexe N de la présente norme, les formules listées dans N.0.1 à N.0.10 sont celles de calcul du ratio d'armature pour la conception par la méthode de résistance ultime, et les formules dans N.0.11 à N.0.12 sont celles de calcul du ratio d'armature pour la conception suivant le principe de contrôle de l'ouverture de fissure.

9.2.16 La déformation de l'élément en béton armé en flexion indique ici principalement la flèche et l'angle.

9.2.17 En cas de creusement en section divisée, la structure du tunnel est soumise à une

transformation structurale dynamique, la forme structurale au cours de l'exécution est largement différente de celle après l'achèvement, il en est de même pour son état de prise d'efforts. Il est donc nécessaire de mettre en place des modélisations et analyses sur la sécurité de la structure au cours de l'exécution. La forme structurale et les conditions d'efforts réelles au cours de l'exécution doivent être prises en compte dans la modélisation.

9.2.18 Pour le tunnel dont les talus latéraux sont susceptibles d'avoir le fluage ou le glissement, la section de portail du tunnel doit pouvoir s'opposer au glissement du talus. Pour le faire, l'impact mutuel entre les talus de front et latéraux et la structure du tunnel doit être pris en compte et le revêtement dans la section de portail du tunnel renforcé.

9.3 Tunnel à ciel ouvert

9.3.1 Il faut prendre en compte l'effet de la résistance élastique lors du remblayage, causé par la surexcavation, en béton ou en moellon maçonné au dos du revêtement aux piédroits du tunnel à ciel ouvert. En cas de remblayage en terre et pierre, la poussée des terres doit être prise en compte.

9.3.2 Le coefficient de sécurité de la résistance pour la structure de tunnel à ciel ouvert est égal à celui du revêtement de tunnel.

9.4 Portail de tunnel

9.4.1 En cas de portail en mur d'approche, l'effort qui y est exercé est principalement la poussée des terres, donc, le calcul du mur de portail, qui peut être considéré comme un mur, peut avoir recours à une méthode de calcul identique à celle du mur de la plate-forme. Selon les dispositions concernant le mur dans la *Norme de conception de la plate-forme de la route (JTGD30)*, le calcul de la résistance du mur de portail de tunnel doit avoir recours à la méthode de conception aux états limites ultimes en utilisant les coefficients partiels. Pour autant, toutes les formules de calcul de la résistance, les paramètres (coefficients) à l'usage de calcul, les symboles, les unités de calcul etc. doivent satisfaire aux exigences de ladite norme.

Les exigences sur la vérification du mur de portail du tunnel listées dans le tableau 9.4.1 sont identiques à ceux pour le mur de la plate-forme. Lors de la vérification du mur de portail du tunnel, le mur de portail est conditionné par la contrainte de compression et l'excentricité. Pourtant, en cas du portail de tunnel haut (y compris le mur haut du déblai en approche du tunnel), il faut limiter, dans la mesure appropriée, la contrainte de traction de la section, dont la valeur de contrôle est déterminée en se référant aux valeurs R_1 présentées dans le tableau 5.2.5 de la

présente norme et en tenant compte d'un coefficient de sécurité adéquat (valeur recommandée : 1,5 à 2,0). Puisqu'il est facile d'assurer que l'excentricité du fond de fondation est $\leq B/4$, il ne constitue pas un facteur de contrôle.

En ce qui concerne la vérification de la stabilité du mur poids, dans la pratique, la stabilité des ouvrages peut être atteinte par renversement plus probablement que par glissement, ce qui justifie que l'ancien coefficient de sécurité de la stabilité au renversement est relativement bas. De ce fait, la présente norme augmente cette valeur de 1,5 à 1,6, qui est cohérente avec celle dans la *Norme de conception de la fondation de la construction* (GB50007) en vigueur.

交通运输部信息公开
浏览专用

10 Étanchement et drainage

10.1 Dispositions générales

10.1.1 Étanchement : le revêtement et la couche d'étanchéité doivent être étanches pour éviter la pénétration d'eau souterraine dans le tunnel via ces deux.

Évacuation : le réseau d'assainissement et de drainage doit être disposé dans le tunnel pour évacuer l'eau infiltrée ou l'eau de drainage du massif derrière le revêtement et au-dessous de la couche structurale de la chaussée dans les réseaux centraux ou latéraux dans le tunnel. L'évacuation de l'eau derrière le revêtement aide à réduire, voire éliminer la pression d'eau derrière le revêtement. Plus l'eau est évacuée, moins il est possible pour l'eau de pénétrer le revêtement, et plus il est facile de réaliser l'étanchéité. L'évacuation de l'eau au-dessous de la chaussée permet d'éviter des venues d'eau, l'effet du gel sur la chaussée ou la destruction de sa structure.

Interception : le fossé de crête est disposé pour drainer l'eau superficielle, l'eau de karst ou l'eau accumulée dans la carrière non remblayée, susceptibles de pénétrer dans le tunnel. Pour l'eau superficielle, des mesures, telles que le remblayage des zones d'accumulation d'eau, la fermeture du point de suintement et la disposition du fossé de crête, doivent être prises, en vue de réduire l'infiltration d'eau superficielle vers le bas. Pour l'eau de karst et l'eau accumulée dans la carrière non remblayée, des mesures de drainage seront prises. Imperméabilisation : vis-à-vis des sections en terrain encaissant abondant de l'eau comme l'eau de fissure, l'eau de faille ou l'eau de karst etc., des mesures d'imperméabilisation telles que l'injection dans le terrain encaissant et la disposition d'un mur étanche doivent être mises en place pour empêcher la pénétration de l'eau souterraine dans le tunnel depuis le terrain encaissant et éviter ou réduire la perte d'eau souterraine.

L'eau superficielle est souvent liée à l'eau souterraine, de ce fait, un traitement approprié visant ces deux types d'eau doit faire l'objet de la conception de l'étanchement et du drainage du tunnel. Des mesures fiables d'étanchement et de drainage doivent être mises en place en prenant en compte

la conception structurale du revêtement du tunnel pour former un système complet et dégagé d'étanchement et de drainage tant à l'extérieur qu'à l'intérieur du tunnel.

10.1.2 à 10.1.3 Trace d'humidité : trace humide sur la structure qui présente un changement évident de couleur susceptible de distinguer à l'œil nu mais ne présente pas d'eau touchable par le doigt puisque la quantité de fuite est presque équivalente à celle d'évaporation.

Infiltration d'eau : l'eau infiltrée depuis le revêtement en béton, forme une membrane d'eau évidente mais non s'écoulant. L'infiltration d'eau est due à des pores du béton non compact ou à des fissures néfastes (largeur supérieure à 0,2mm) du revêtement; l'eau en quantité faible forme une membrane qui ne s'écoule, ni goutte sur la surface de revêtement en raison de la tension superficielle et de l'adhérence du béton; le débit d'infiltration d'eau à point unique est d'environ 0,05L/d.

Fuite : l'eau fuit du revêtement en béton, formant des gouttes à l'intrados de la voûte du revêtement ou bien une membrane d'eau écoulant sur la surface du piédroit. La fuite d'eau est l'infiltration d'eau en grande quantité dû à des pores du béton non compact ou à des fissures néfastes (largeur supérieure à 0,2mm) du revêtement ; ce phénomène se manifeste par la goutte d'eau au niveau de la voûte et l'écoulement d'eau en piédroits. Selon l'observation, lorsque la vitesse d'égouttement d'eau à point unique est supérieure à 300 gouttes/minute, la fuite d'eau est en forme de filet continu.

10.1.4 Le drainage d'eau en grande quantité pourrait entraîner la perte d'eau souterraine, la réduction des eaux à l'usage domestique et d'irrigation agricole et la perte de particules du terrain encaissant, en créant des cavités souterraines, voire le tassement de surface, en diminuant la stabilité du terrain encaissant et en changeant la circulation de l'eau dans la région. La mise en place des mesures d'imperméabilisation visant le terrain encaissant peut, dans la mesure du possible, éviter et réduire l'impact de la construction du tunnel sur la circulation de l'eau, diminuer la perte d'eau souterraine et éviter les désastres secondaires.

10.2 Étanchement

10.2.1 Vu que l'eau souterraine est alimentée par l'eau superficielle, il existe plusieurs mesures courantes pour réduire l'infiltration d'eau superficielle vers le bas : pour le ruisseau, le ravin ou le bas fond où l'eau s'accumule, il faut en évacuer l'eau, les combler, les revêtir et les remblayer ; pour les ouvrages hydrauliques tels que le canal d'eau, le tunnel hydraulique etc. , il convient de revêtir leur fond; pour les cavités ou les forages abandonnés et susceptibles d'infiltration d'eau, le comblement par remblayage est applicable.

10.2.2 Il y a certains tunnels en Chine qui sont construits avec une couche d'étanchéité combinant la plaque d'étanchéité et le textile non tissé, or les essais réalisés prouvent qu'une telle combinaison réduit largement les capacités de filtrage et de conductivité hydraulique. En définitif, il n'est pas convenable de l'appliquer au tunnel.

10.2.3 Les travaux réalisés ces dernières années montrent que le revêtement en béton coffré du tunnel souffre encore des fuites ou infiltrations d'eau graves, il est donc nécessaire de perfectionner d'avantage l'imperméabilité du béton. Cette performance du béton s'est améliorée avec le développement des processus du coulage du béton. De ce fait, dans la présente révision, il est indiqué « avec une classe d'imperméabilité du béton supérieure ou égale à P8 ».

10.2.4 Le joint de reprise, le joint de dilatation et le joint de tassement du revêtement en béton coffré sont des points faibles risquant d'avoir des fuites ou infiltrations d'eau. Le présent article indique donc « il faut prendre des mesures d'étanchement très fiables ». Les dispositifs d'étanchéité courant du joint de reprise et du joint de tassement du revêtement en béton coffré sont présentés dans la figure 10-1.

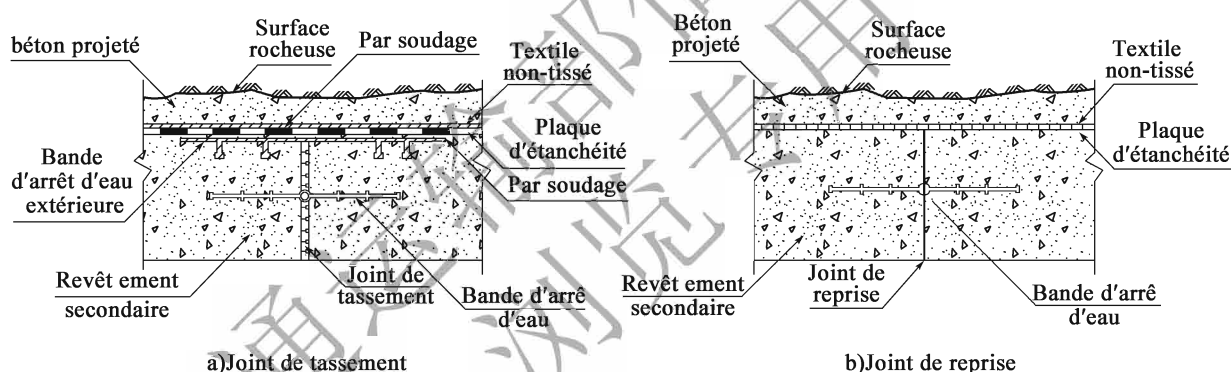


Figure 10-1 Structure principale du joint de tassement et du joint de reprise du revêtement secondaire

10.2.5 Il convient d'utiliser le béton anticorrosion avec le ciment anticorrosion ainsi que les matériaux d'étanchéité et de drainage anticorrosion en fonction de la situation de corrosion de l'eau souterraine, s'il en y a lieu. L'augmentation de l'étanchéité (imperméabilité) du béton constitue une mesure importante pour améliorer la résistance à la corrosion du béton.

10.3 Drainage

10.3.1 En général, l'eau souterraine dans le terrain encaissant du tunnel, après sa construction, est propre. L'eau de lavage et l'eau d'incendie produites au cours de l'exploitation appartiennent aux eaux usées. Pour éviter la pollution de l'eau souterraine propre un réseau séparatif doit être mis

en place, ce qui favorise l'utilisation de l'eau souterraine. Mais ceci ne s'impose pas aux tunnels courts ayant peu d'eau souterraine.

10.3.2

- 1 Des caniveaux latéraux sont disposés sur les deux côtés de la chaussée pour faciliter l'évacuation de l'eau de lavage, de l'eau d'incendie et des autres eaux usées produites au cours de l'exploitation pour éviter leur écoulement diffus et transversal sur la chaussée ;
- 3 Il existe deux types de caniveau latéral : ouvert et couvert. La pratique des travaux indique que le caniveau ouvert, avec une petite dimension, une petite section hydraulique et une profondeur faible, est susceptible de recevoir des déchets venant de la chaussée qui peuvent causer le bouchage et l'envasement et ne sont pas faciles à être enlevés, et d'être endommagé par les véhicules. En plus, il est difficile en matière de maintenance. De ce fait, dans la présente révision, les articles relatifs au « réseaux ouverts » ont été supprimés. Par contre, le caniveau rectangulaire à grille a une grande section hydraulique et une forte capacité de drainage, c'est donc difficile pour les déchets d'y entrer, ce qui facilite le nettoyage tant de la chaussée que du caniveau latéral. Il existe deux types de caniveau rectangulaire à grille : couvercle mobile (réseaux ouverts) ou couvercle enterré (réseaux couverts) (figure 10-2) ;

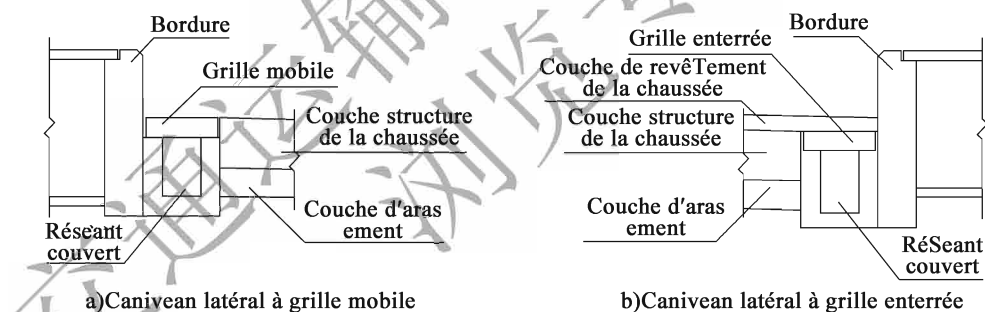


Figure 10-2 Caniveau latéral à grille

- 5 Comme l'eau accumulée dans le caniveau de câble a de l'impact sur le fonctionnement des équipements et peut geler dans les régions froides, il est donc nécessaire de prendre des mesures. Selon les expériences, il convient de disposer une tranchée longitudinale de 50mm x 50mm à 80mm x 80mm au fond du caniveau de câble pour collecter l'eau dans le caniveau de câble et des barbacanes disposés tous les 10 à 20m entre le caniveau de câble et les caniveaux latéraux le long du tunnel pour évacuer l'eau depuis le caniveau de câble aux réseaux d'assainissement latéraux.

10.3.3 Le caniveau central en profondeur au-dessous de la couche structurale de la chaussée du

tunnel sert à évacuer l'eau derrière le revêtement et en même temps à conduire la fuite d'eau au fond du tunnel, ce qui est nécessaire pour réaliser un réseau séparatif entre l'eau propre et les eaux usées. Dans la région froide, la disposition du caniveau central permet de réaliser la protection contre le froid et de préserver la température. Pour le tunnel court, cette disposition est mise en place au cas par cas.

- 1 Le caniveau central collecte et évacue l'eau souterraine derrière le revêtement et la fuite d'eau au fond du tunnel qui sont généralement propres et doit être séparé des caniveaux latéraux qui ne communiquent pas avec le caniveau central, pour éviter toute pollution ;
- 2 Ce qui est disposé sur la ligne médiane du tunnel est souvent un « caniveau unique », tandis que ce qui est disposé sur les deux côtés du radier est « caniveaux doubles », respectivement sur chaque côté. Le « caniveau unique » s'applique souvent au tunnel à deux voies du fait des restrictions par la contre-voûte et compte tenu des exigences de la capacité de drainage. Il s'écarte généralement de la bande médiane pour que l'intervention de la maintenance et l'entretien du caniveau central ne cesse pas la circulation de toutes les deux voies. Étant donné que la profondeur au milieu de la contre-voûte du tunnel à grande section à trois ou quatre voies est importante, il est difficile de positionner le caniveau central s'il est au milieu du remplissage de la contre-voûte. En plus, le conduit transversal entre le piédroit et le caniveau central devient long dans ce cas. En conséquence, la disposition de deux caniveaux centraux sur les deux côtés de la plateforme s'y applique ;
- 3 Les enquêtes ces dernières années montrent que les problèmes, comme des débordements et une faible capacité de drainage en saison pluviale, se posent souvent dans le cas du caniveau central de petit profil. À cet effet, il est nécessaire que le profil du caniveau central soit dimensionné en assurant le passage du débit d'eau de calcul maximal. Du point de vue de l'entretien, le profil du caniveau central doit être plutôt grand que petit, puisqu'un caniveau central de profil relativement grand est plus facile à être nettoyé. Le profil peut être rectangulaire ou rond. Le caniveau rectangulaire présente une grande section hydraulique, facilitant le nettoyage et réduit la possibilité d'obstruction, dont le caniveau et le couvercle peuvent être préfabriqués, il est proposé donc de l'appliquer ;
- 4 Le caniveau central doit être équipé de regards de visite, qui sont en général disposés dans le cadre circulable de la chaussée et ont un certain impact sur la circulation. Vu que la fréquence de maintenance et de nettoyage du caniveau central est basse, le couvercle des regards de visite peut être revêtu de la couche de roulement de la chaussée afin de réduire de l'impact sur la circulation. Les regards de visite se classent en type noyé et type

exposé. Celui exposé doit s'aligner sur la couche de roulement de la chaussée, ce qui facilite le contrôle et la maintenance mais rend moins confortable la conduite, alors que celui noyé, à un niveau plus bas que la couche de roulement, est couvert de celle-ci. Lorsqu'une obstruction partielle du caniveau central se produit et impose un contrôle, la couche de roulement dans la zone correspondante doit être enlevée et des signalisations visibles doivent être mises en place sur le piédroit du tunnel pour indiquer l'emplacement des regards de visite noyé en cours de maintenance. L'espacement entre le bassin de sédimentation et le regard de visite est déterminé en fonction des conditions géologiques du terrain encaissant, des caractéristiques de l'eau souterraine et des conditions d'entretien et de maintenance, qui doit être grand lorsque l'eau dans les fissures de la faille et l'eau souterraine sont propres et doit être faible en présence d'eau de karst et d'eau souterraine susceptible de se cristalliser. La disposition des regards de visite est souvent associée à celle des bassins de sédimentation.

10.3.4 Le présent article prescrit le drain de chaussée.

- 1 La surface supérieure de la couche de forme (couche de nivellement) de la chaussée du tunnel ou du remplissage de la contre-voûte est en contact avec le fond de la structure de chaussée. La disposition d'une pente de drainage transversale aide à évacuer l'eau au fond de la chaussée de manière plus efficace. Dans les sections avec le caniveau central, la pente doit s'incliner vers le caniveau permettant d'évacuer rapidement l'eau souterraine. Dans un tunnel sans caniveau central, la pente de drainage transversale de la couche de forme (couche de nivellement) ou du remplissage de la contre-voûte doit être identique à celle de la chaussée ;
- 2 Le drain transversal est en fait un tuyau perméable posé dans la tranchée transversale créée au fond de la couche structurale de la chaussée et sur la couche de forme (couche de nivellement) ou le remplissage de la contre-voûte. Il n'est disposé qu'au niveau du joint de reprise de la couche de forme ou du remplissage de la contre-voûte ainsi qu'au niveau du point de fuite d'eau au fond du tunnel pour évacuer l'eau au fond de la chaussée dans le cadre de la chaussée. Dans la section en abondance d'eau souterraine, des drains transversaux sont espacés plus étroitement dans le sens longitudinal ;
- 5 Le drain est un tuyau avec une bonne perméabilité, dans lequel l'eau souterraine doit pénétrer et puis être évacuée vers les caniveaux latéraux ou le caniveau en profondeur. Le tuyau flexible est utilisé en cas général.

10.3.5 Le système de drainage du revêtement du tunnel est présenté dans les figures 10-3 et 10-4.

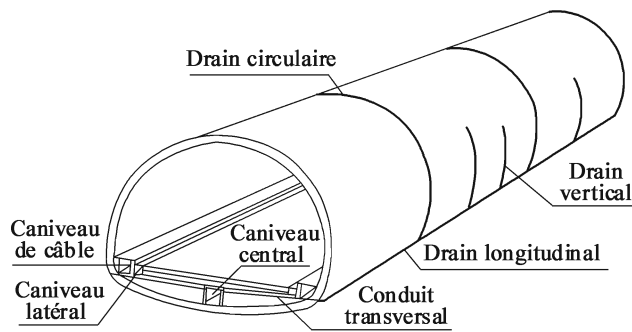


Figure 10-3 Schéma du système de drainage du revêtement de tunnel

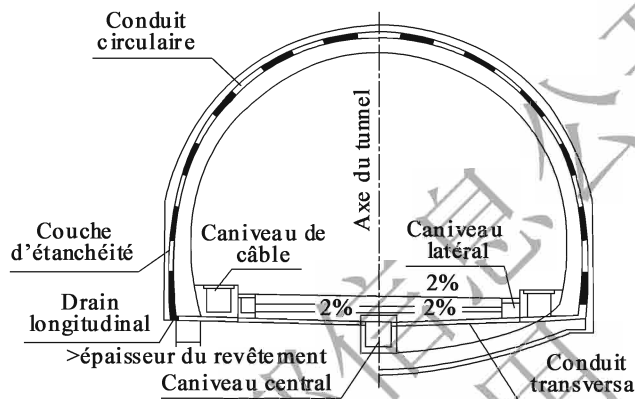


Figure 10-4 Schéma du profil du système de drainage du revêtement de tunnel

- 1 Le tube rond est utilisé le plus couramment pour le drain vertical derrière le revêtement secondaire, dont le diamètre est en général de 100 à 120mm. Les drains en d'autres formes de profil sont aussi applicables ;
- 2 La disposition de drainage circulaire et vertical entre la couche d'étanchéité et le soutènement primaire a pour l'objectif d'évacuer rapidement l'eau souterraine derrière le revêtement vers les piédroits afin que l'eau ne s'y accumule pas. Le système de drainage peut être constitué de drains circulaires, drains verticaux, plaques drainantes ou plaques d'étanchéité de drainage etc. Les drains circulaires ou verticaux, généralement avec un diamètre non inférieur à 50mm, sont espacés d'une distance qui se détermine selon le débit et la surface de la fuite d'eau, sans être en général supérieure à 10m. Des drains doivent être disposés tous les 10m même sans rencontrer aucune eau souterraine pendant la phase d'exécution. En effet, l'état d'eau souterrain derrière le revêtement pourrait se changer à l'issue de l'exécution du revêtement du tunnel. Des drains peuvent être insérés aux niveaux du terrain encaissant où il y a des venues d'eau importantes, afin de l'évacuer. La connexion des drains circulaires et verticaux avec ceux longitudinaux aux piédroits conduit à la formation d'un système de drainage dégagé ;

- 3 Le conduit transversal a pour fonction de conduire l'eau souterraine depuis le derrière du revêtement vers les caniveaux centraux ou latéraux. Pour ce faire, il doit traverser le revêtement secondaire et le fond du caniveau de câble. Dans le cas d'un tunnel pourvu d'un ou des caniveau (x) central (aux), il doit passer par dessous de la couche structurale de la chaussée ou se poser dans le remplissage de la contre-voûte. Le conduit transversal, différent du drain transversal, est souvent en tube imperméable fermé.

10.3.6 Il ne suffit pas de disposer seulement des drains et le caniveau central pour évacuer l'eau souterraine de grand débit. À cet effet, il faut mettre en place ou employer au cas par cas des ouvrages auxiliaires ou galeries d'évacuation pour intercepter ou évacuer de l'eau, éliminer ainsi le risque de l'eau souterraine sur le revêtement et réduire son impact sur la sécurité de la circulation en tunnel.

13.3.7 S'il est prévu d'avoir des venues d'eau de grand débit dans le tunnel, la conception doit envisager d'agrandir la section hydraulique des caniveaux centraux ou latéraux sur la demande de drainage d'un débit instantané maximal lors de l'intempérie, en évitant que la capacité de drainage de ces caniveaux est tellement faible que leur section hydraulique soit obligé d'être agrandi.

10.4 Étanchement et drainage pour les approches de tunnel et la partie à

10.4.1 Lorsqu'il existe un grand bassin versant ou des ravins naturels, où des eaux convergent, en amont des talus latéraux ou de front à excaver et en approche du tunnel et risquant de provoquer l'affouillement sur ces talus-ci, des fossés de crête doivent être disposés pour en évacuer l'eau superficielle hors des approches du tunnel. Or, lorsque l'approche de tunnel se situe à l'éperon et que le bassin versant n'est pas important en amont des talus de front et latéraux, ce qui ne met pas ces talus au risque d'un affouillement défavorable, il convient de les dispenser ou seulement disposer dans quelques sections. Vu l'impact potentiel des fossés de crête sur le paysage des talus de front et latéraux, il est recommandé de les dissimuler dans les herbes ou dans la forêt selon les conditions du terrain. Un profil rectangulaire demande moins d'excavation par rapport au profil trapézoïdal et a donc un impact moins important sur le paysage.

10.4.3

- 1 Une couche d'étanchéité doit être disposée pour le revêtement du tunnel à ciel ouvert de même que pour le revêtement du tunnel. Il est préférable de réaliser une couche d'étanchéité extérieure pour le tunnel à ciel ouvert, permettant de faciliter l'exécution et d'assurer une bonne qualité et un bon effet ;

- 2 La jonction entre la partie à ciel ouvert et la partie en tunnel creusé est souvent le point faible risquant d'avoir des fuites ou infiltrations d'eau, ce qui exige un joint entre les couches d'étanchéité de ces deux parties ;
- 3 Pour éviter l'infiltration de l'eau superficielle et des pluies, une couche d'argile imperméable est mise en place en haut du remblai. Le niveau de chevauchement entre celle-ci et les talus latéraux constituent souvent le passage d'infiltration d'eau vers le bas, ce qui exige donc un joint étanche. Ensuite, une couche de sol végétal de 200 mm d'épaisseur est mise en place sur la couche d'argile imperméable pour prévenir le gercement d'argile dû au séchage en saison sèche conduisant au dysfonctionnement de cette couche. Cette mesure facilite également l'implantation des herbes et des arbres ;
- 4 La disposition d'un fossé en haut du remblai du tunnel à ciel ouvert constitue une mesure efficace pour éviter l'accumulation d'eau à l'extrados de la voûte. À l'égard du portail en mur d'approche, ce fossé est disposé derrière le mur d'approche, à la jonction entre le remblai et les talus de front et latéraux ou dans les autres endroits pour lesquels il est nécessaire. A l'égard du portail à ciel ouvert, le fossé peut être mis en place sur la plateforme des talus de front et latéraux ou à la jonction entre le remblai et les talus de front et latéraux. Son profil est généralement rectangulaire avec une dimension non inférieure à 200 mm x 200 mm ;
- 5 Lorsque l'extrados de la voûte du tunnel à ciel ouvert est découvert, il faut l'habiller d'une couche d'étanchéité en mortier ou de faïences pour assurer l'étanchéité, la protection et la décoration.

10.5 Étanchement et drainage pour le tunnel dans la région froide

10.5.1 Dans la région où la température moyenne du mois le plus froid est de -10°C à -15°C et que la profondeur du gel maximale est entre 1,0 et 1,5 m, pour des causes d'avoir une profondeur d'enterrement contrainte des caniveaux latéraux, ce qui rend ceux-ci susceptibles d'être gelés, il est nécessaire de disposer le caniveau central dans le tunnel. Dans la région où la température moyenne du mois le plus froid est de -15°C à -25°C et que la profondeur du gel maximale est entre 1,5 et 2,5 m, même la disposition du caniveau central ne peut pas répondre aux exigences de drainage et de protection contre le gel, la galerie d'évacuation avec protection contre le gel est donc à mettre en place. Elle a fait preuve d'une bonne adaptation dans le tunnel Dabanshan du Qinghai dans la région froide à haute altitude et le tunnel autoroutier Gonghe-Yushu.

11 Tunnels spéciaux

11.1 Dispositions générales

11.1.1 à 11.1.2 Par rapport au tunnel bitube, il existe des tunnels spéciaux en matière de disposition en plan et de type de structure, tels que le tunnel bitube avec pilier central, le tunnel en double-arc, l'ouvrage d'entonnement, le semi-tunnel, le tunnel superposé, le tunnel d'échangeur souterrain et le tunnel spiral etc. Lesdits tunnels se distinguent l'un de l'autre en matière des conditions d'application, des caractéristiques de structure, du niveau de complexité d'exécution, de l'impact sur l'environnement et du coût de travaux. À cet effet, il faut déterminer le type de tunnel en prenant en compte des facteurs de topographie, de géologie, d'économie, d'écologie et de frais d'entretien etc., à condition de répondre aux exigences fonctionnelles. Vu de nombreux exemples prouvant la réussite de la technologie des tunnels spéciaux, la présente révision tient compte de nouveaux contenus sur l'ouvrage d'entonnement et le semi-tunnel mais ne traite pas le tunnel superposé, le tunnel d'échangeur souterrain et le tunnel spiral.

11.2 Tunnel bitube avec pilier central

11.2.1 Il est un tunnel avec deux tubes parallèles, entre lesquels l'écartement net est si petit que leurs structures interagissent de manière défavorable. Il faut analyser la situation au cas par cas et juger l'impact négatif d'un tube ou non sur l'autre avant de décider d'adopter la conception du tunnel bitube avec pilier central. Cet impact dépend étroitement de la dimension du profil en travers du tunnel, de la classe de terrain encaissant, de la lithologie des strates, de la structure géologique, de la méthode d'exécution de travaux et ainsi de la séquence de creusement. En général, il est déconseillé de l'adopter à cause du coût de construction élevé et du délai d'exécution long. Il convient qu'au tunnel moyen ou court en approche duquel l'emprise effective est restreinte par des constructions concomitantes ou des ouvrages existants à proximité. Il existe aussi le cas où ce type de tunnel est utilisé pour la section en approche du tunnel long ou très long faisant partie d'

enchaînement d'ouvrages pont-tunnel bitube avec pilier central.

11.2.2

- 1 Il est essentiel d'utiliser le revêtement composite pour le tunnel bitube avec pilier central. Vu que l'écartement net de celui-ci est dans une fourchette large, ce qui signifie que l'impact mutuel entre deux tubes et leur difficulté d'exécution ne sont pas pareils, il est donc inapproprié d'imposer des paramètres de soutènement pour le revêtement universel qui doivent en revanche être définis en fonction de classe de terrain encaissant, de distance nette, de la séquence d'exécution et de méthode de creusement etc., tout en moyennant l'analogie des travaux, le calcul et l'analyse. Les paramètres du revêtement du tunnel bitube avec pilier central, en tant que référence, sont indiqués dans le tableau P.0.4 de l'Annexe P sur la base de *Techniques clés de la conception et de l'exécution du tunnel bitube avec pilier central sur la section Fujian de l'autoroute Beijing-Fujian*, et *Techniques clés de la conception et l'exécution du tunnel bitube avec pilier central*.
- 2 Le maintien de la stabilité du tunnel oblige à maintenir la stabilité du massif rocheux entre deux tubes, également nommé le pilier rocheux. La conception du tunnel bitube avec pilier central demande de déterminer la séquence d'exécution et les mesures de soutènement provisoire en fonction de la topographie, lithologie, de la structure géologique et de l'occurrence de la couche de roche. Selon les expériences des travaux réalisés, l'impact mutuel entre deux tubes et la perturbation sur le pilier rocheux restent faibles si le revêtement secondaire du tube exécuté en premier devance le front de taille du second tube de plus de 2,0 fois le diamètre du tube. La mise en place ou non du renforcement de pilier rocheux est déterminée selon la stabilité de celui-ci. Les mesures de renforcement comprennent l'allongement du boulon systématique, la disposition du tirant précontraint et l'injection par le tube d'injection etc.
- 3 Le tunnel non supporté dont l'écartement net entre deux tubes est inférieur à 0,8 de la portée de creusement du tube doit avoir une longueur égale ou inférieure à 1 000m, compte tenu de la difficulté d'exécution, du coût de travaux, du délai d'exécution et des frais d'entretien.

11.3 Tunnel en double-arc

11.3.1 Le cas où deux tubes voûtés parallèles dont les structures intérieures sont liées l'un avec l'autre est considéré comme un tunnel en double-arc. L'exécution du tunnel en double-arc dans les années passées montre que beaucoup de problèmes s'y posent à prendre en compte dans la

conception. Généralement, ce type de tunnel n'est pas à privilégier à cause du coût de construction élevé, du délai d'exécution de travaux long et du grand nombre de désordres difficiles à traiter après la construction. Le tunnel en double-arc, qui est un pis-aller, est applicable seulement dans les conditions particulières, telles que l'emprise effective est restreinte par des constructions concomitantes de grande envergure ou des ouvrages existants à proximité. .

11.3.2

1 Le tunnel en double-arc se classe selon le type de structure de la cloison centrale en : tunnel à cloison centrale monolithique et celui à cloison centrale composite.

① Le tunnel à cloison centrale monolithique est présenté dans la figure 11-1. Elle est coulée de manière monolithique qui soutient les voûtes de revêtement secondaires à deux côtés.

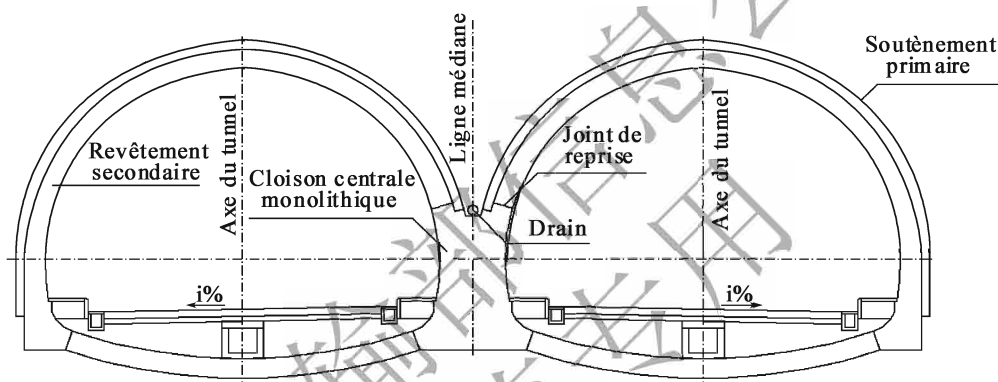


Figure 11-1 Tunnel en double-arc à cloison centrale monolithique

② Le tunnel à cloison centrale composite est présenté dans la figure 11-2. La cloison centrale est pratiquement divisée en 3 parties : mur noyau au centre soutenant la galerie pilote médiane et servant de soutien pour le soutènement primaire de deux tubes, le béton à deux côtés de la cloison centrale qui est coulé en même temps que les revêtements secondaires des tubes, ce qui est identique au tunnel monotube.

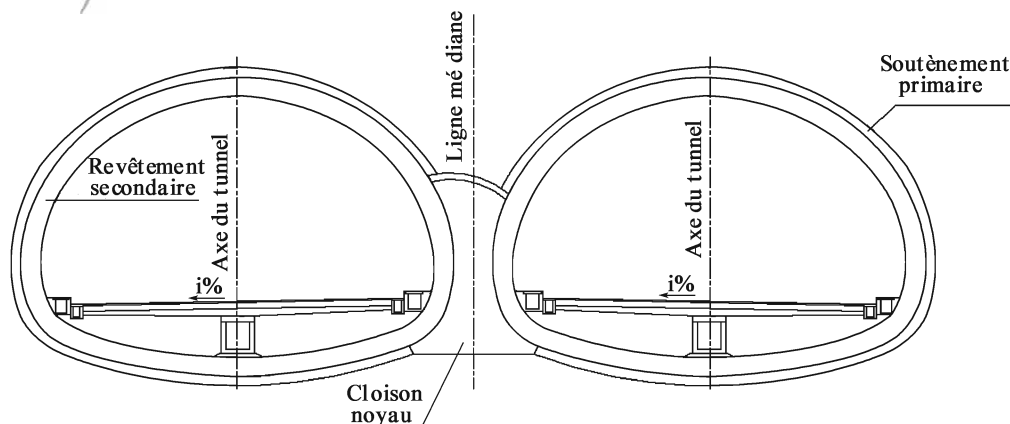


Figure 11-2 Tunnel en double-arc à cloison centrale composite

L'exécution du tunnel en double-arc nécessite en premier lieu l'excavation de la galerie pilote médiane. En adoptant la cloison centrale monolithique, le remblai en haut de cloison et sur la clé de voûte de la galerie pilote médiane ne peut pas être compacte, pour pouvoir soutenir efficacement le terrain encaissant en haut de la voûte de galerie pilote médiane. La portée de creusement réelle est souvent plus large que celle du tube principal prévu lors de son excavation, ce qui fait que son terrain encaissant est soumis à un état défavorable de reprise des efforts. Vu que les voûtes du soutènement primaire et du revêtement secondaire doivent s'appuyer sur le haut de la cloison centrale et que la couche d'étanchéité doit contourner le soutènement primaire, celle-ci est ramenée à être discontinue, de plus, il existe des joints de reprise longitudinaux au niveau du revêtement secondaire en haut de la cloison centrale, constituant le point défavorable à l'étanchéité et causant éventuellement la fuite d'eau dans cette partie. Par contre, si la cloison centrale composite est adoptée, le remblai en haut de la cloison peut être compactée et en bon contact avec le haut de la galerie pilote médiane, la portée de creusement de la galerie principale est donc relativement réduite, ce qui est favorable à maintenir la stabilité du terrain encaissant; de surcroît, pour le tube principal, seul son soutènement s'appuie sur la cloison centrale, tandis que la disposition de son revêtement secondaire et de sa couche d'étanchéité est identique à ceux du tunnel bitube. Pour ce faire, la technologie d'exécution est relativement simple, le contrôle de la qualité est plus simple, en plus le système d'étanchement et de drainage reste complet. En résumé, il convient d'utiliser la cloison centrale composite.

- 2 Les paramètres de soutènement du tunnel en double-arc doivent être déterminés en fonction de la classe de terrain encaissant, de l'écartement net, de la séquence d'exécution et de la méthode d'excavation etc., en associant l'analogie des travaux, du calcul et de l'analyse. Les tableaux P. 0. 5 et P. 0. 6 peuvent servir de référence pour déterminer ces paramètres par analogie de travaux.
- 3 Les enquêtes menées ces dernières années indiquent que la fissuration du revêtement secondaire arrive souvent au tunnel en double-arc, mais la structure en béton armé peut la limiter
- 4 Vu les efforts complexes repris par la structure du tunnel et un grand nombre d'étapes d'exécution, la stabilité et la reprise des efforts du terrain encaissant sont étroitement liés et sensibles à la séquence d'exécution et à la méthode d'excavation. De ce fait, la proposition d'une méthode d'exécution de travaux et de mesures de soutènement provisoire claires s'avère indispensable en fonction des conditions géologiques et de la dimension de profil dans la conception. Il résulte des dernières expériences et pratiques de travaux une bonne pratique d'exécution de travaux du tunnel en double-arc: la galerie pilote médiane est creusée en premier, suivie par le coulage de la cloison centrale, vient ensuite le creusement du tube principal, où l'avancement du front de taille des tubes gauche et droit est décalé et que le revêtement secondaire du tube exécuté en premier

devance le front de taille de l'autre tube de plus de 2 fois le diamètre du tube. L'analyse sur les efforts repris par la structure et la stabilité du terrain encaissant dans les conditions défavorables de l'exécution a pour objet de saisir et prévoir la tendance d'évolution de la déformation du terrain encaissant et des efforts repris par celui-ci de façon à prendre des mesures correspondantes.

- 5 Le tunnel en double-arc sujet à la charge asymétrique est exécuté en se référant aux recherches et à la pratique des travaux du tunnel routier en double-arc en Chine, en partant du principe d'« exécuter en premier le tunnel extérieur et la partie plus difficile ». Exécuter en premier le tube au côté extérieur du tunnel sujet à la charge asymétrique a pour objet d'assurer la sécurité des travaux ;
- 6 En ce qui concerne le tunnel à cloison centrale monolithique, la difficulté demeure dans le drainage et l'étanchéité en haut de la cloison centrale. Le drain vertical y est disposé pour évacuer l'eau collectée. Le conduit vertical conduit l'eau dans le conduit longitudinal en haut de la cloison centrale vers les caniveaux latéraux dans le tunnel.
- 7 L'axe de la galerie pilote médiane dérive de la ligne médiane de l'itinéraire pour faciliter un bon remplissage du béton au niveau de la clé de voûte, comme ce qui est présenté dans la figure 11-3.

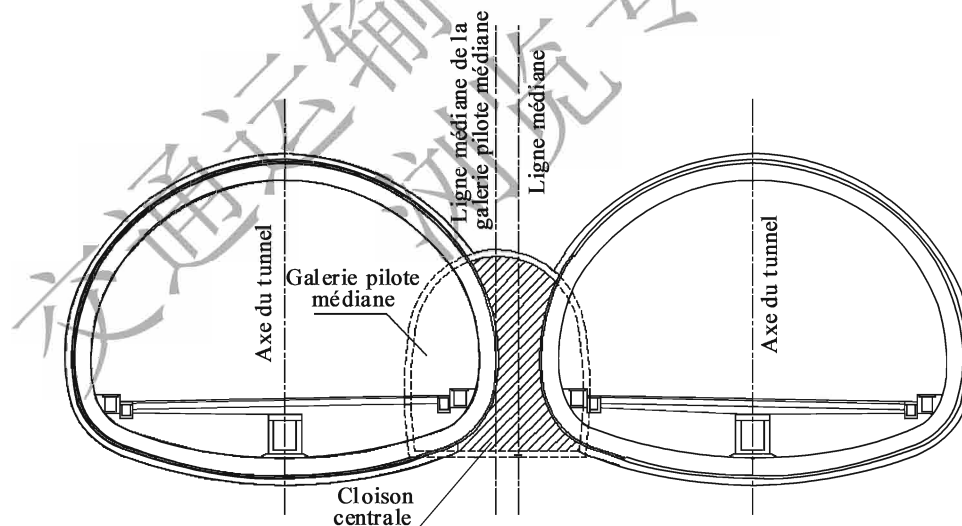


Figure 11-3 Disposition de la galerie pilote médiane dérivée

- 8 Vu que les structures des tubes d'un tunnel en double-arc sont connectées l'une avec l'autre, les joints de déformation des deux tubes et de la cloison centrale doivent être situés sur le même profil.
- 9 En raison de l'exécution décalée des deux tubes, pendant l'exécution, la poussée que la

voûte du tunnel applique sur la cloison centrale n'est pas symétrique, des mesures doivent donc être mises en place dans la conception pour réduire le dégât provoqué par cette poussée déséquilibrée.

- 10 Selon les expériences en matière de construction du tunnel en double-arc, celui-ci s'applique principalement au tunnel avec une longueur inférieure à 500m. Compte tenu des facteurs sur tous les aspects, il est proposé de l'utiliser pour le tunnel court.

11.4 Ouvrage d'entonnement

11.4.1 L'ouvrage d'entonnement est un nouveau type de tunnel proposé au cours de la construction de l'autoroute dans la région montagneuse soumise à des conditions géologiques complexe ; il résulte d'un passage progressif à partir d'un tunnel à grande section et à double sens ou d'un tunnel en double-arc, en passant par un tunnel bitube avec pilier central et jusqu'à un tunnel bitube, ce qui lui apporte les caractéristiques structurales de tous ces types de tunnel.

L'ouvrage d'entonnement se classe en deux types en fonction de la disposition de la section d'entonnement : ① la section de portail est en structure à grande section et à double sens, puis le tunnel passe progressivement à une structure en double arc à cloison centrale monolithique, à celle en double arc à cloison centrale composite, à celle bitube avec pilier central, et enfin à celle à bitube (figure 11-4). Lorsque le terre-plein central en approche du tunnel a une largeur inférieure à 1,4m, le tunnel à grande section peut s'y appliquer ; en cas de largeur entre 1,4 et 3,5m, le tunnel à grande section ou le tunnel en double-arc avec cloison centrale monolithique peut s'y appliquer. ② la section de portail est en structure en double-arc, et puis le tunnel passe ensuite à celle bitube avec pilier central et enfin à deux tubes à sens unique (figure 11-5). Ce type de disposition est pris en compte lorsque le terre-plein central en approche du tunnel a une largeur d'environ 2,5m.

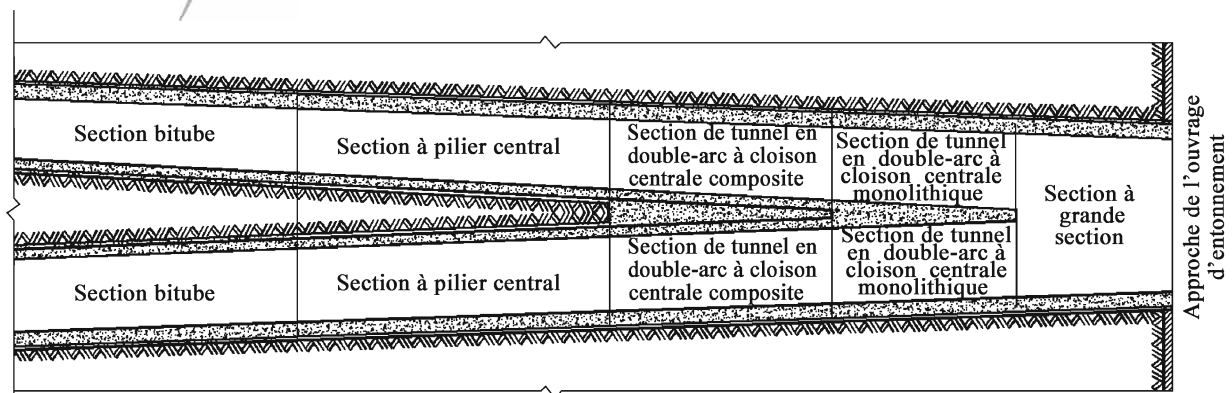


Figure 11-4 Disposition en plan du revêtement d'ouvrage d'entonnement de type I

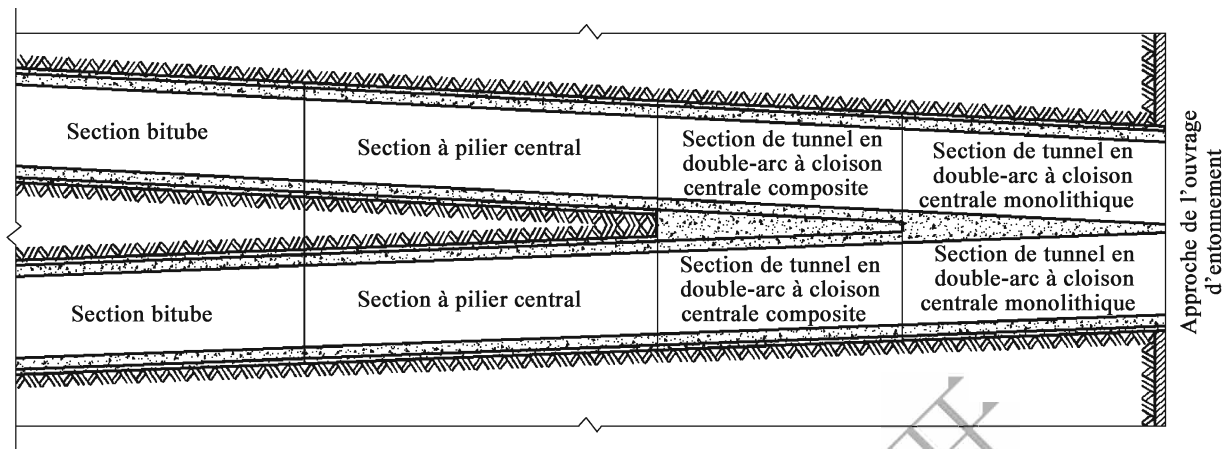


Figure 11-5 Disposition en plan du revêtement d'ouvrage d'entonnement de type II

Lorsque le terre-plein central en approche du tunnel a une largeur supérieure à 4,0m, le tunnel bitube avec pilier central peut y être disposé, puis passe à un tunnel bitube.

La disposition de l'ouvrage d'entonnement entraîne des risques d'exécution et un coût de réalisation élevés lorsque la section de portail du tunnel dans le terrain encaissant de classe V est assez longue ou que le tunnel compte huit voies et est à double sens.

11.4.2

- 1 L'alignement horizontal de l'ouvrage d'entonnement doit être conçu en prenant en compte les conditions topographiques et géologiques en approche du tunnel, les structures à l'extérieur du tunnel, la largeur du radier, l'impact de la ventilation entre ses deux tubes, les constructions avoisinantes etc. Si l'alignement horizontal de la ligne médiane de la section de portail du tunnel est en courbe, ceux des tubes à gauche et à droite doivent être une courbe identique pour faciliter la séparation de deux tubes et assurer une section de séparation courte. En cas de ligne médiane de la section d'approche du tunnel en alignement tout droit, une courbe en S avec un petit angle de déflexion est utilisée pour la séparation, pour laquelle la longueur est grande ;
- 2 Une fois que l'alignement horizontal du tunnel a été déterminé, la longueur de la section d'entonnement est également déterminée, l'emplacement de l'interface structurale dans la section d'entonnement est défini en suivant les conditions géologiques, la méthode d'exécution de travaux prévue ainsi que l'expérience d'exécution. Or il peut être ajusté selon les conditions du terrain encaissant révélées, la méthode d'exécution de travaux, les exigences d'exécution et le niveau technique de l'unité d'exécution pendant la phase d'exécution. Dans les mêmes conditions topographiques et géologiques, en matière de niveau

de complexité et la sécurité pour l'exécution, la complexité de la reprise des efforts de la structure, et le coût, les types de tunnel peuvent être listés en ordre décroissant comme suit: tunnel à grande section et à double sens, tunnel en double-arc, tunnel bitube avec pilier central, tunnel bitube ;

- 3 L'ouvrage d'entonnement a une grande portée et une structure complexe, dont la section d'entonnement se situe généralement en approche du tunnel, où les conditions géologiques sont défavorables et qui sont impactées énormément par les conditions topographiques. Et l'expérience de conception en la matière est insuffisante. Donc, lors de la conception structurale, le profil le plus défavorable doit être sélectionné pour analyser la stabilité du terrain encaissant et vérifier la structure ;
- 4 Des méthodes de creusement doivent dépendre du type de soutènement, et en tous cas le creusement des deux tubes d'un tunnel doit être réalisé de manière décalée. Les analyses sur les efforts repris par la structure et sur la stabilité du terrain encaissant en conditions défavorables au cours de l'exécution sont identiques à celles pour le tunnel en double-arc ;
- 5 La section d'entonnement présente un changement structural brutal au niveau de la jonction des structures différentes, ce qui demande un basculement fréquent des processus d'exécution et conduit à une reprise des efforts compliquée et à des problèmes sur la stabilité structurale plus importants. La structure doit, par conséquent, y être renforcée de manière adéquate ;
- 6 Dans le cas d'une section de portail à faible profondeur, la structure à ciel ouvert doit être envisagée pour le cas de grande section et à double sens ainsi qu'une partie de sections en double-arc, ce qui rend claires les efforts repris par la structure et ainsi facilite l'exécution ;
- 7 Le joint de déformation doit être prévu si les conditions de la reprise des efforts et la déformation ne sont pas identiques au niveau du changement du type de structure ;
- 8 Le mur doit permettre de soutenir le terrain encaissant, et être conçu en prenant en compte l'étanchéité pour assurer une connexion efficace avec le revêtement.

11.4.3 Quand les approches de deux tubes sont proches l'une de l'autre et que la ventilation longitudinale est adoptée, l'air s'échappant depuis l'un des tubes risque d'être aspiré par l'autre. Pour l'éviter, le mur de séparation doit être disposé dans la section à grande section et le long du terre-plein de la plate-forme sur une certaine distance dans le prolongement de l'approche. Les portails du tunnel en double-arc et du tunnel bitube avec pilier central doivent être décalés. L'évent d'échappement d'air peut aussi être envisagé si possible.

11.5 Semi-tunnel

11.5.1 Le semi-tunnel est en effet construit sur la route, dont un côté s'appuie sur la montagne et que l'autre côté est libre. Son côté près de la montagne est constitué de mur de protection près de la paroi et le côté libre est constitué de poteaux ou de portiques ou est en fenêtre voûtée. Le haut du tunnel est fermé et couvert de remblai pour former ainsi une structure semi-ouverte. Récemment, le semi-tunnel est un champ d'application de plus en plus large. Il a principalement les fonctions suivantes :

(1) Éviter la chute des débris et les petits effondrements dus à l'altération de la pente de côté près de la montagne directement vers la chaussée. Par exemple, le semi-tunnel Moxi du Sichuan, celui Daqi sur la route nationale 317 et celui en approche du tunnel Xiushan sur l'autoroute Yuxiang sont construits à cet usage.

(2) Protéger l'environnement, diminuer l'emprise et la hauteur de creusement du talus, réduire la destruction de la végétation causée par la construction de route, maintenir la stabilité de pente ; le remblai est constitué du sol végétal sur l'approche de semi-tunnel pour restituer la végétation en haut du tunnel et ainsi améliorer le paysage. L'exemple pour ce type de fonctionnalité est le semi-tunnel Laoshan du Nanjing.

(3) Prévenir la chaussée contre l'accumulation de neige à cause de l'avalanche, le glissement de neige et la congère, éviter le blocage de la circulation sur la route à cause de l'enneigement trop important. Le couloir de protection contre la neige Haxilegen du Xinjiang sur la route nationale 217 en est un exemple.

11.5.2 Pour le semi-tunnel, il existe une typologie en fonction des caractéristiques de la reprise des efforts du tunnel : la structure de portique, la structure à appui simple ou la structure monolithique, et en fonction de la forme géométrique du profil de la superstructure majeure : le semi-tunnel voûté, celui demi-voûté ou celui de portique. Les types de tunnel courants classés en fonction de la forme géométrique sont présentés dans la figure 11-6.

(1) Le semi-tunnel voûté, généralement de structure monolithique, doit être remblayé de manière compacte à son extrados du côté près de la montagne pour pouvoir soutenir le talus tandis que le côté libre est en forme maille ;

(2) Le semi-tunnel demi-voûté généralement de structure monolithique, dont le côté près de la montagne est en voûte et que le côté libre est constitué de poteau droit ou oblique et plat en haut,

doit être remblayé de manière compacte à son extrados du côté près de la montagne pour pouvoir soutenir le talus et être couvert en toit par des terre-roches ou terres végétales ;

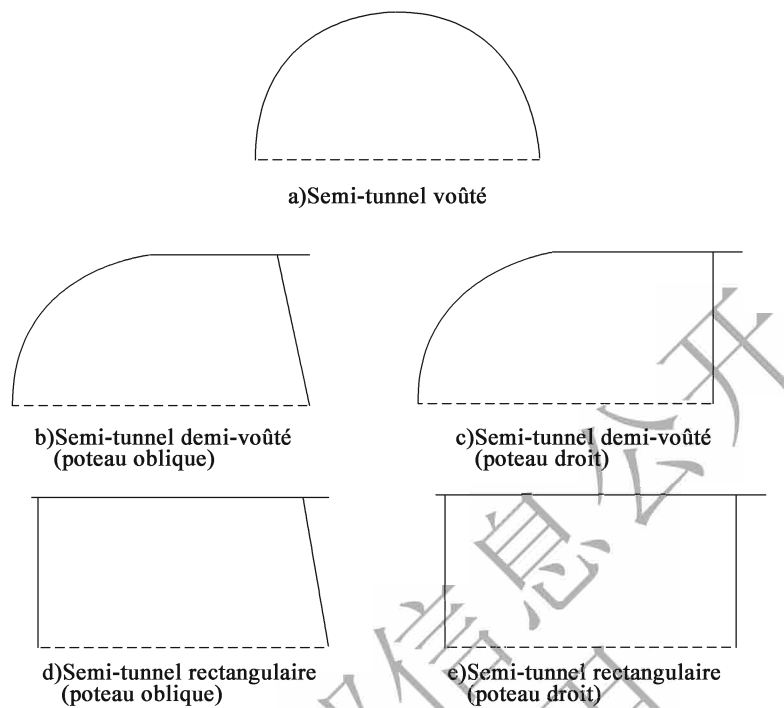


Figure 11-6 Schéma de forme de la structure du semi-tunnel

(3) Quant au semi-tunnel de portique, son côté près de la montagne est constitué d'un mur attenant à la paroi rocheuse, son côté libre de poteau droit ou oblique, son haut peut être soit en structure à appui simple soit une partie constituant avec les pénédroits une structure de portique, et son toit est plat ou oblique à pente unique sur lequel est réalisé le remblai de terre-roches ou de sol végétal.

11.5.3 Le dégagement de construction de la section de semi-tunnel au niveau de ou près de l'approche d'un tunnel est identique à celui du reste du tunnel. Le semi-tunnel n'est généralement pas long. Ceux qui sont indépendants et loin du tunnel sur l'autoroute peuvent avoir un dégagement horizontal de construction aussi large que la plate-forme pour assurer une circulation fluide et en sécurité.

11.5.4 Le remblai au dos des pénédroits de côté talus d'un semi-tunnel, avec une résistance à la poussée latérale de talus, exerce un bon confinement sur celui-ci. De ce fait, la conception de protection de talus dans le cadre vertical du semi-tunnel doit prendre en compte le soutènement offert par la structure du tunnel et aussi la poussée horizontale exercée par la déformation du talus sur celle-ci. La section de semi-tunnel à l'usage de protection contre la chute de débris permet l'accumulation de ces débris tombants du haut, dans ce cas, la charge du remblai et la charge de dépôt doivent être considérée comme la charge permanente. Il convient de négliger l'effet occasionnel causé par le choc de bloc tombant sur le tunnel ayant un remblai de grande épaisseur et

une accumulation épaisse.

11.5.5 La structure majeure du semi-tunnel est destinée à supporter la charge de dépôt en haut et la charge latérale de déformation de la montagne ; la stabilité et la résistance de la structure majeure du tunnel sont calculées en fonction des conditions géotechniques et topographiques et le type de tunnel et en se basant sur l'expérience de travaux réalisés et une analyse suffisante des efforts repris par le tunnel.

11.5.7 Les dispositions imposées à la conception de la fondation du semi-tunnel sont identiques à celles à la conception de la fondation du tunnel à ciel ouvert. Lorsque le poteau droit est appliqué au côté libre d'un semi-tunnel, le longeron est disposé pour renforcer la connexion entre ces poteaux.

11.5.9 Le drain disposé au dos du piédroit près de la montagne ainsi que la barbacane au piédroit sont disposés pour y éviter l'accumulation d'eau.

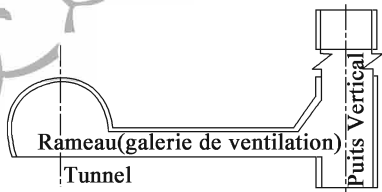
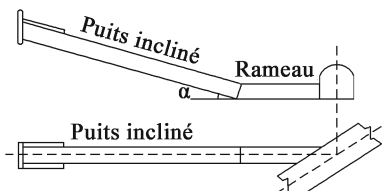
交通运输部信息公开
浏览专用

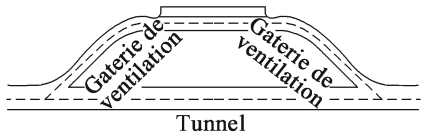
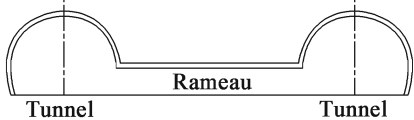
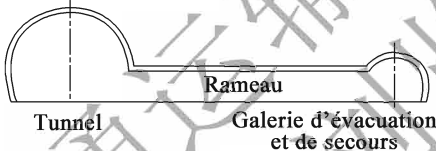
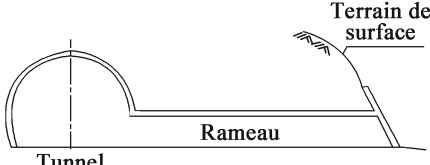
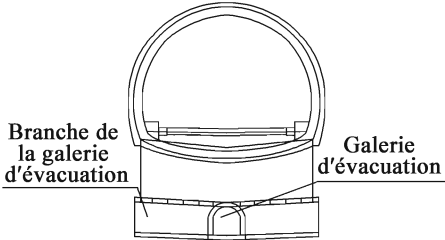
12 Ouvrages auxiliaires

12.1 Dispositions générales

12.1.1 Il existe deux types d'ouvrage auxiliaire: ouvrage auxiliaire d'exploitation qui est disposé pour répondre aux besoins de ventilation, de secours, de drainage, de protection antigél et de préservation thermique du tunnel routier, y compris le puits vertical, le puits incliné, la galerie pilote parallèle, le rameau, la galerie de ventilation, la galerie d'évacuation etc., et ouvrage auxiliaire d'exécution qui est disposé pour agrandir le plan de travail, y compris le puits vertical, le puits incliné, la galerie pilote parallèle et le rameau etc. Les types, les destinations ainsi que les domaines d'application des ouvrages auxiliaires sont présentés dans le tableau 12-1.

Tableau 12-1 Types, utilités et domaines d'application des ouvrages auxiliaires

Type d'ouvrage auxiliaire		Utilité principale	Domaines d'application
Puits vertical		Ventilation pour l'exploitation	Ventilation mécanique segmentée longitudinale pour le tunnel très long
		Augmentation de la plate-forme de creusement de travaux	Tunnel long ou très long présentant des conditions géologiques favorables, dépourvus de rameau ou puits incliné vers le sol ; couverture faible sur le tunnel partiel.
Puits incliné		Ventilation pour l'exploitation	Ventilation mécanique segmentée longitudinale pour le tunnel très long
		Augmentation du plan de travail de travaux	Tunnel long ou très long à faible profondeur présentant des conditions géologiques favorables, celui avoisinant le bas fond ou celui montagneux.

	Type d'ouvrage auxiliaire	Utilité principale	Domaines d'application
Galerie de ventilation	 <p style="text-align: center;">Tunnel</p>	Ventilation pour l'exploitation	Le puits vertical ou incliné est lié à la ventilation du tunnel ; elle sert de communication entre le local de ventilateur et le tunnel
Rameau	 <p style="text-align: center;">Tunnel Rameau Tunnel</p>	<p>Évacuation d'exploitation, galerie de secours (by-pass véhicules ou by-pass piétons)</p> <p>Raccordement de travaux, servant à augmenter le plan de travail pour transporter les déblais et faciliter la ventilation lors de l'exécution</p>	Elle sert de communication entre les tunnels gauche et droit du tunnel bitube
Galerie d'évacuation et de secours	 <p style="text-align: center;">Tunnel Rameau Galerie d'évacuation et de secours</p>	<p>Évacuation d'exploitation, galerie de secours (by-pass véhicules ou by-pass piétons)</p> <p>Raccordement de travaux, servant à augmenter le plan de travail pour transporter les déblais et faciliter la ventilation lors de l'exécution</p>	Liaison entre le tunnel monotube long ou très long et la galerie d'évacuation et de secours ; construction du deuxième tunnel planifiée à long terme
Rameau	 <p style="text-align: center;">Tunnel Rameau Terrain de surface</p>	Augmentation de la plate-forme de creusement de travaux	Elle est utilisée surtout dans la région en abondance d'eau souterraine et d'eau de karst
Galerie d'évacuation	 <p style="text-align: center;">Branche de la galerie d'évacuation Galerie d'évacuation</p>	Protection contre le gel, préservation thermique ou drainage	Elle est utilisée dans la région froide à haute altitude ou la région en abondance d'eau souterraine

12.1.2 Il vaut mieux de disposer les ouvrages auxiliaires aux sections présentant de bonnes conditions topographiques et géologiques, libre de la géologie difficile. L'eau de karst ou l'eau de fissure risque d'être introduite dans le tunnel via les ouvrages auxiliaires dans les régions où le karst se développe ou des eaux souterraines est en abondance, ce qui complique le drainage, de ce fait, il faut éviter de les y disposer.

12.1.3 En général, la longueur du tunnel est un fondement principal pour la disposition d'ouvrages auxiliaires. Pour un tunnel très long, le délai de son exécution est souvent un facteur contraint. Lorsque le recours au creusement seulement à partir de ses deux extrémités ne peut pas le satisfaire, des ouvrages auxiliaires doivent être mis en place pour augmenter le nombre des plans de creusement et accélérer l'exécution. Il convient aussi de le faire à des fins de ventilation d'exploitation ou d'évacuation et de secours pour le tunnel long ou très long. Du point de vue du drainage, plusieurs types d'ouvrages auxiliaire peuvent jouer rôle en la matière, par exemple, la galerie d'évacuation est utilisée pour évacuer l'eau de karst ou l'eau en provenance de la rivière souterraine. Dans la région froide, celle avec une protection contre le gel sert à évacuer de l'eau accumulée derrière le revêtement, afin de se prémunir contre le gel. Selon le rôle à jouer par l'ouvrage auxiliaire, il faut profiter de la galerie de ventilation ou celle d'évacuation et de secours dans la mesure du possible pour éviter tout gaspillage des ouvrages et toute perturbation envers la montagne.

12.1.4 Le gabarit des ouvrages auxiliaires d'exploitation est dimensionné en fonction des exigences fonctionnelles de l'ouvrage, telles que la ventilation, la disposition de tuyauterie, la prévention des catastrophes et du secours ou le drainage, ainsi que les conditions d'exécution.

(1) La section de la galerie de ventilation d'exploitation est dimensionnée en prenant en compte de l'espace demandée par l'excavation, le transport, les câbles et les canalisations, ainsi que des exigences relatives à la conception de ventilation du tunnel routier de façon à satisfaire le volume de ventilation exigé par l'exploitation ;

(2) La surface de section de la galerie de drainage est dimensionnée en fonction du débit d'eau souterraine et en prenant en compte de simplifier l'exécution ;

(3) Lorsque l'ouvrage auxiliaire d'exploitation sert également de galerie de ventilation pendant l'exécution, dont la surface de section est calculée en fonction du volume d'air demandé par l'exécution et de façon que la vitesse du vent soit contrôlée dans le cadre admissible. La formule de calcul est comme suit :

$$v = Q/F \leq v_{\text{admissible}} \quad (12-1)$$

Dans laquelle :

v —vitesse du flux d'air passant la galerie (m/s) ;

Q —volume d'air demandé (m^3/s) ;

F —surface de section transversale de la galerie (m^2) ;

$v_{\text{admissible}}$ —vitesse du vent admissible passant dans la galerie, $v_{\text{admissible}} = 6\text{m/s}$

(4) Si la surface de section de l'ouvrage auxiliaire ainsi obtenue ne peut pas satisfaire aux exigences de la ventilation pendant l'exécution, elle doit être dimensionnée conformément aux celles-ci ;

(5) Lorsque les engins mécaniques destinés à l'exécution du tunnel principal ou que la capacité de trafic imposent des exigences plus élevées au gabarit, la surface de section doit être dimensionnée conformément aux exigences de l'exécution du tunnel principal.

12.1.5 L'ouvrage auxiliaire d'exploitation doit être conçu comme un ouvrage définitif ayant la résistance, la stabilité et la durabilité stipulées et répondant aux exigences fonctionnelles de l'ouvrage, puisqu'il doit, après sa construction, jouer son rôle prévu dans le fonctionnement du tunnel pour longtemps, pendant lequel il convient de ne pas réaliser la réhabilitation, le prolongement ou l'élargissement. Le revêtement qui lui est appliqué est généralement composite. Et le revêtement de l'ouvrage auxiliaire à servir de galerie de ventilation est de type composite, qui est caractérisé par une surface lisse et peu résistante à l'air et dont le revêtement secondaire peut faciliter le montage de la cloison de ventilation. D'autres ouvrages auxiliaires peuvent être revêtus en béton projeté et boulonné dans le cas des conditions favorables du terrain encaissant, dans le but de réduire l'investissement. Il est nécessaire pour les ouvrages auxiliaires d'exploitation de mettre en place les systèmes d'étanchement et de drainage.

12.1.6 Le dégagement net du profil de l'ouvrage auxiliaire destiné à l'exécution est dimensionné en tenant compte des conditions géologiques, de la longueur destinée à aider à l'exécution du tunnel principal et des exigences sur les engins mécaniques mobilisés, la ventilation en phase d'exécution, la disposition de tuyauterie et le drainage etc.

12.1.7 L'ouvrage auxiliaire destiné à l'exécution est un ouvrage provisoire dont l'étanchéité et l'aspect du revêtement sont peu exigeants. Le revêtement en béton projeté et boulonné peut lui être appliqué à condition que la stabilité du terrain encaissant et la sécurité du revêtement puissent être assurées pendant la phase d'exécution. Des mesures doivent être prises pour les ouvrages auxiliaires d'exécution après l'achèvement du gros-œuvre du tunnel, pour qu'elles n'aient pas d'impact sur le tunnel principal ni sur les riverains.

- 1 À l'issue de l'exécution de l'ensemble de travaux, les ouvrages auxiliaires d'exécution sont généralement remblayés pour remettre le chantier en état original. Le vide souterrain dû au creusement de l'ouvrage auxiliaire d'exécution peut provoquer le changement des

contraintes. Une fois l'effondrement du terrain se produit, il se peut que le tassement de surface le suive, ce qui met les biens et la vie des riverains en péril surtout dans la zone, où il existe des habitants, et a des impacts éventuels sur la sécurité du tunnel principal. De ce fait, le renforcement et le remblayage sont très nécessaires pour les sections susceptibles de s'effondre. Et il faut que l'ouvrage auxiliaire non remblayé soit maintenu stable et ne s'effondre pas à long terme. Ce type d'ouvrage peut rester en état inutilisé pendant longtemps mais doit faire l'objet d'un contrôle régulier par le personnel d'entretien. Pour ce faire, les conditions d'y avoir accès doivent être toujours assurées.

12.1.8 Les déblais non valorisables, les eaux usées, l'air usé et le bruit produit pendant l'exécution de l'ouvrage auxiliaire débouchant sur l'extérieur ont des impacts négatifs sur l'environnement ambiant, donc, le positionnement des approches des ouvrages auxiliaires (de l'emplacement du puits), la disposition du chantier, le traitement de déblais non valorisables etc. doivent être coordonnés avec les dispositions générales sur la protection de l'environnement et le trafic routier. Des mesures de protection contre les crues et celles de sécurité doivent être mises en place lorsque les approches ou l'emplacement est au-dessous du thalweg.

12.1.9 Le puits incliné (vertical) présente une disposition structurale très particulière, caractérisée par une traversée verticale dans de plusieurs strates. À cet effet, l'eau souterraine dans sa structure s'évacue vers le bas et enfin s'accumule à son fond. Ceci a des impacts sur la sécurité structurale et le fonctionnement normal des équipements dans les niches techniques au fond du puits, et complique le drainage du tunnel principal. Par conséquent, les systèmes d'étanchement et de drainage du puits incliné (vertical) peuvent être conçus en « combinant le bouchage et l'évacuation ». L'imperméabilisation de l'eau souterraine dans le terrain encaissant peut recourir à l'injection radiale, pour réduire le débit d'eau pénétrant dans le tunnel principal.

12.2 Puits vertical

12.2.1 Il convient de ne pas disposer un puits vertical sur la ligne médiane du tunnel. Or l'exécution du tunnel principal pourrait être perturbée, le traitement de la voûte à la jonction entre le puits vertical et le tunnel deviendrait très complexe et la fuite depuis le puits vertical risquerait de tomber par la chaussée du tunnel principal et ainsi mettrait la circulation en tunnel en péril. La disposition sur un côté de la ligne médiane permet de les éviter. La distance entre la position en plan du puits vertical et le tunnel dépend du terrain à l'emplacement du puits, de la disposition des ouvrages débouchant sur le fond du puits, ainsi que des impacts de l'exécution du puits vertical sur le tunnel. La distance horizontale entre la position en plan du puits vertical et la limite du creusement du tunnel doit être déterminée compte tenu de la disposition du local de ventilateur et d'autres ouvrages, des impacts de l'exécution etc.

12.2.2 Des installations spécifiques telles que l'échafaudage suspendu, machine de prise de roche, bassicote, support de levage, sont nécessaires à l'exécution du puits vertical. L'emplacement du puits est déterminé de telle façon que le terrain autour de celui-ci permettrait la mise en place des équipements de levage, le déchargement de matériaux et l'évacuation de déblais. Lorsque le puits vertical sert de galerie de ventilation d'exploitation et que le local de ventilateur est disposé sur le terrain de surface, le terrain à l'emplacement du puits doit être aménagé en fonction du local de ventilateur et de la tour à vent à mettre en place, de façon à faciliter la gestion et l'extraction d'air et à réduire des impacts éventuels sur l'environnement.

12.2.3 L'application de la section circulaire au puits vertical favorise la mise en jeu de la capacité autoportante du terrain encaissant, ce qui assure une bonne reprise des efforts par le revêtement. Le puits peut être de section rectangulaire ou carrée, afin de répondre aux exigences fonctionnelles de l'ouvrage. Mis à part celles-ci, cette section doit aussi avoir une dimension pouvant assurer un dégagement net suffisant en phase d'exécution, pendant laquelle les espacements minimaux entre les conteneurs de levage et entre la partie la plus saillante du conteneur de levage et la paroi, le guidage ou la poutre du puits vertical sont présentés dans le tableau 12-2.

Tableau 12-2 Tableau d'espacement entre les équipements dans le puits vertical (unité : cm)

Disposition du guidage et de la poutre		Entre le conteneur et la paroi du puits	Entre les conteneurs	Entre le conteneur et le guidage	Entre le conteneur et la poutre	OBS
Guidage disposé sur un côté du conteneur		15	20	4	15	2 entre la roue de guidage et le collier de guidage
Guidage disposé sur deux côtés du conteneur	Grand guidage	39	—	5	20	En présence de volume pour la roue de décharge, 2,5 ajouté à l'espacement entre la roue et le guidage
	Guidage en acier	15	—	4	15	
Guidage disposé en face du conteneur	Guidage en bois	20	20	5	20	—
	Guidage en acier	15	—	4	15	
Guidage de câble d'acier		35	45	—	35	20 au minimum entre les conteneurs lorsque le fil antichoc est disposé

12.2.4 Le revêtement composite peut assurer une stabilité à long terme et une régularité conforme de la paroi du puits. Les raisons pour lesquelles le revêtement du puits vertical ne dispose pas de couche d'étanchéité sont que : ① l'étanchéité du puits vertical est peu exigeante; ② la mise en

place de l'étanchéité est complexe et une fois des fuites produites, tant l'évacuation que le drainage de l'eau sont compliqués; ③ la plaque d'étanchéité peut séparer le soutènement primaire du béton coffré, ce qui nuit à la maintenance du revêtement à l'aide du terrain encaissant.

12.2.5 La poutre de couronnement du puits, qui joue un rôle identique au portail de tunnel, est une structure très importante capable d'assurer l'exécution en sécurité et d'éviter tout effondrement du puits et toute chute de blocs. Vu que la partie supérieure du puits se trouve souvent dans la couche de sol superficielle tendre ou dans la couche de roche altérée et fracturée, il est prescrit explicitement dans la norme que: « Le puits vertical doit être munie en surface d'une poutre de couronnement en béton ou en béton armé », dont le type, la taille et les matériaux doivent être déterminés en fonction des conditions géologiques à l'emplacement du puits, des charges transmises à elle par le support du puits ou par des constructions à l'emplacement du puits, de la méthode d'exécution de travaux etc.

12.2.6 A la jonction entre le puits et ses raccordements se croisent la structure horizontale et celle verticale, où il existe une structure spéciale, soumis à des efforts complexes et reprenant également les efforts transmis par la paroi du puits. À cet effet, « le revêtement doit être composite ou monolithique ».

12.2.7 Le soutènement est dépourvu d'oreille de l'éléphant dans les conditions géologiques normales. Néanmoins, la disposition de cette structure est nécessaire au cas où il existe de mauvaises conditions géologiques, que l'adhérence entre le béton coffré du revêtement monolithique ou composite, s'il y en a lieu, et les strates est faible et que la paroi du puits présente un faible frottement. Dans ce cas-là, l'oreille de l'éléphant peut renforcer l'interaction entre la paroi du puits et le terrain encaissant, pour transmettre le poids de la paroi et les charges transmises par la paroi au terrain encaissant.

12.2.8 Il convient de disposer un escalier de sécurité pour aider à contrôler la structure du puits et les équipements à l'intérieur de celui-ci pendant la phase d'exploitation. Cet escalier sert également à évacuer les personnes et traiter le bouchage de guidage en cas d'accident et de coupure d'électricité.

12.3 Puits incliné

12.3.1 Le puits incliné est un ouvrage auxiliaire le plus couramment utilisé dans les travaux du tunnel, comportant le puits incliné de transport sur rail et sans rail. Sa disposition et sa longueur dépendent du terrain, des conditions du site, des exigences fonctionnelles de l'ouvrage et de la méthode de transport. Lorsque le tunnel est riverain et montagneux, d'une couverture latérale

faible ou sous un terrain de surface réparti de ravins ou de bas fond, il est préférable de disposer un puits incliné. Lorsqu'il est difficile de respecter le délai de construction ou répondre aux exigences de la prévention des catastrophes et du secours ainsi que de la ventilation d'exploitation pour un tunnel long ou très long franchissant la ligne de faîte, le positionnement de ce tunnel doit avoir recours à la position du puits incliné de bonnes conditions.

Avec une même profondeur d'intégration, un puits incliné de transport sur rail doit avoir une longueur à peu près de 1/3 de celle d'un puits incliné de transport sans rail. Ce premier présente des avantages comme un délai de construction court, une forte capacité d'évacuation de déblais, de bonnes conditions d'exécution dans le tunnel, dont l'organisation d'exécution complexe demande pourtant un système exigeant. En revanche, ce dernier se caractérise par ses fortes capacités de transport et d'introduction de matériaux, mais ses mauvaises conditions d'exécution demandent une forte capacité de ventilation.

12.3.2 Le puits incliné doit avoir un profil en forme de fer à cheval comme celui d'un rameau horizontalement disposé. Celui en terrain encaissant qui présente une bonne autostabilité doit être de profil voûté aux piédroits droits, alors que celui en terrain encaissant défavorable et avec de l'eau souterraine abondante doit être de profil voûté aux piédroits courbés. Mis à part les exigences fonctionnelles de l'ouvrage, la dimension du profil doit aussi assurer un dégagement net du profil satisfaisant pendant la phase d'exécution.

12.3.3 Selon les enquêtes, la plupart d'angles d'inclinaison du puits incliné sont inférieurs à 25° (46,6%). Un angle faible peut déboucher sur une construction rapide du puits incliné, un accès facile du personnel, une bonne sécurité et un transport efficace. Lorsque le levage est effectué par le skip sur rail, l'angle d'inclinaison peut atteindre 35° (70%) au maximum dans une longueur courte. Lorsque le levage est effectué par le wagonnet, le dépassement d'un angle d'inclinaison de 25° (46,6%) risque de provoquer la chute de déblais ou le déraillement au cours de transport. Le tapis roulant est moins utilisé dans le tunnel routier, causant le manque d'expériences, or considérant que la procédure d'évacuation de déblais non valorisables du tunnel ressemble à celle du levage de minerais ou de roches stériles par le département d'alliage, sur la base des références chinoises et internationales, il prescrit que l'angle n'est pas supérieur à 15° (26,7%) lors du levage par le tapis roulant. L'angle d'inclinaison du puits de transport sans rail n'est généralement pas supérieur à 7° (12,3%).

12.3.4 L'angle de croisement entre le puits incliné et la ligne médiane du tunnel est choisi en considérant les efforts repris par la structure et la fonction d'évacuation de déblais, il a un impact important sur la stabilité du terrain encaissant : un angle faible n'est pas favorable à la stabilité du terrain encaissant et entraîne l'exécution complexe, par contre, un angle important est favorable à la stabilité du terrain encaissant et conduit à une exécution simple.

12.3.5 La courbe verticale est disposée au point de changement de pente en section supérieure et au fond du puits, pour y atténuer le changement brusque de pente et pour que des véhicules puissent le passer progressivement. Il convient de ne pas concevoir un changement de pente sur le profil du puits en cas de transport sur rail; si la courbe concave est utilisée, la forme d'arc se présente entre le câble d'acier et le plan de rail, alors le câble balance avec une grande amplitude, voire frappe la dalle en haut, ce qui aggrave l'usure du câble d'acier et cause le déraillement du véhicule; en revanche, l'utilisation de la courbe convexe entraîne une mauvaise visibilité et augmente la difficulté de communication, n'étant pas donc en sécurité.

12.3.6 Des niches de sécurité sont disposées dans le puits incliné avec le levage avec rail pour fournir au personnel d'exécution l'espace de s'arrêter au cours du transport. La plate-forme de repos doit être prévue régulièrement sur la longueur du puits incliné, si l'angle d'inclinaison est supérieur à 15°; la voie de croisement prévue pour le transport sans rail est de section à voie unique et longue.

12.3.7 Plusieurs types de revêtement sont disponibles : revêtement en béton projeté et boulonné, revêtement monolithique et revêtement composite.

12.3.8 Tout comme le tunnel ordinaire, il convient d'équiper la section supérieure du puits incliné et ayant de mauvaises conditions géologiques d'un revêtement monolithique ou composite. Ces deux types de revêtement sont également applicables à la section de liaison entre le pied du puits et le rameau horizontalement disposé où le changement du profil structural entraîne probablement l'application de l'effort horizontal sur cette section-ci.

12.3.9 La disposition du joint de déformation doit se conformer aux dispositions de l'article 8.3.4 de la présente norme.

12.3.11 Des accidents comme la rupture de câble, le glissement du véhicule à cause d'un décrochement, le dépassement du conteneur de levage, le déraillement et le renversement peuvent avoir lieu au cours du transport sur rail dans un puits incliné à plus de 15° (12,3%). De ce fait, il est obligatoire d'y mettre en place des mesures de sécurité pendant l'exécution. Mis à part le dispositif d'arrêt du véhicule, des mesures à prendre en compte comprennent aussi la disposition de la butée-roue à l'emplacement du puits, de l'accrocheur sur le véhicule, du verrou de raccordement anti décrochement, du dispositif de prévention contre le dépassement, du limiteur de vitesse etc. En général, le puits est doté d'un dispositif d'arrêt du véhicule respectivement en sa surface et à sa fond, et il convient d'y ajouter 1 à 2 selon sa longueur.

12.4 Galeries parallèles et rameaux

12.4.1 La galerie parallèle intervient dans la ventilation, le drainage et le transport, la réduction

de la perturbation de l'exécution, et l'agrandissement de la plate-forme de creusement du tunnel principal. Son exécution préalable permet de connaître la géologie ; elle sert également de galerie d'évacuation et de secours ainsi que de galerie de ventilation d'exploitation en phase d'exploitation. Pourtant en raison de son coût élevé, elle n'est disposée que s'il en a bel et bien besoin.

12.4.2 La disposition de la galerie parallèle au côté où se trouve la source d'alimentation en eau souterraine du tunnel monotube permet de réduire la menace de cette dernière envers le tunnel principal ; en cas de tunnel bitube, elle peut être disposée entre deux tubes ou des deux côtés.

12.4.3 L'écartement net entre le tunnel principal et la galerie parallèle est identique à celui entre deux tubes d'un tunnel bitube de façon à ne pas avoir un impact négatif de l'un sur l'autre. Deux tubes s'approchant de l'un à l'autre sont favorables à profiter de la galerie parallèle et à réduire la quantité de travaux pour le rameau.

12.4.4 Lorsque la cote du fond de fouille de la galerie parallèle est inférieure à celle du fond du tunnel, la pente longitudinale du rameau peut s'incliner vers la galerie parallèle, ce qui aide à l'évacuation d'eau du tunnel principal vers celle-ci.

12.4.6 Lorsque plusieurs conditions topographiques profitables sont à la disposition du tunnel riverain ou montagneux, le rameau peut desservir directement l'extérieur pour augmenter le plan de travail pour l'exécution et faciliter la ventilation. Il est convenable d'envisager une pente descendante vers l'extérieur supérieure ou égale à 0,3% pour la pente longitudinale du tunnel en facilitant le drainage dans le tunnel. En cas de pente ascendante, des dispositifs doivent être mis en place selon les besoins, par exemple, fossé de crête à l'emplacement du tunnel, installations de blocage de l'eau, réseaux liés au système de drainage du tunnel principal, fosse collectrice ou pompe de relevage etc. Le rameau peut servir de rameau d'évacuation et de secours pendant la phase d'exploitation.

12.5 Galerie de ventilation et local de ventilateur souterrain

12.5.1 L'objectif de rendre régulière la paroi intérieure de la galerie de ventilation est de réduire la perte due à la résistance à l'air. La ventilation exige que la galerie présente une transition progressive et continue à la jonction de différents profils. Pourtant ceci conduit à une préparation du coffrage difficile. En cas de jonction entre différents profils, le changement de profil provoque des tourbillons ou vortex pour le flux d'air et aggrave la perte de celui-ci. À cet effet, le mur de transition doit être mis en place pour que le flux d'air passe progressivement. Des cloisons de galerie de ventilation doivent être disposées, lorsque les flux d'air de différents sens se rassemblent

dans une même galerie. Dans le cas où les cloisons seraient en béton, une jonction dans leur ensemble s'annonce indispensable pour assurer l'étanchéité de la galerie de ventilation et éviter le croisement des flux.

12.5.3 Il est exigé que les rails de roulement soient horizontalement installés et que le haut du mur et la pente longitudinale de la voûte soient de ce fait horizontaux. Il convient de prévoir une pente peu inclinée pour la pente longitudinale du fond des locaux.

12.5.5 La pente de drainage des caniveaux latéraux ne doit pas être inférieure à 0,3% pour répondre aux exigences du drainage latéral dans les locaux.

12.6 Croisement

12.6.1 Le croisement est celui entre le rameau et son tunnel principal, entre le rameau et le local de ventilateur souterrain, entre la galerie horizontale de ventilation et son tunnel principal ou entre la galerie horizontale de ventilation et le puits incliné etc., qui doit être hors des sections exposées à une mauvaise géologie.

12.6.2 Il existe différents types de croisement : croisements verticaux entre les profils identiques, entre les profils différents, entre le profil rond et celui en fer à cheval etc., le revêtement composite ou monolithique y est souvent appliqué pour assurer une structure stable du croisement. Il est bon d'envisager un revêtement en béton projeté et boulonné si les deux galeries croisées sont en petit profil, avec un terrain encaissant stable et sans aucune exigence spéciale en matière d'utilisation. Or le renforcement doit être prévu quand deux galeries se croisent au niveau de la voûte. Il convient que le cas, où une galerie en rencontre une autre plus petite au niveau du piédroit, ne soit pas considéré comme un cas de croisement. Des joints de tassement sont mis en place en fonction de la longueur du revêtement consécutif lorsque le croisement prévoit un revêtement monolithique ou composite.

13 Mesures auxiliaires

13.1 Dispositions générales

13.1.1 Les mesures auxiliaires consistent en mesures de stabilisation du terrain encaissant et mesures de traitement des fortes venues d'eau. La section de mauvaise autostabilité est une section susceptible d'avoir une perte de stabilité de la plate-forme de creusement, un effondrement du tunnel, un éboulement etc. puisque son terrain encaissant a des difficultés à maintenir sa propre stabilité même en mettant en place des boulons, le béton projeté ou des supports d'acier. Mais ce type de terrain encaissant peut voir sa stabilité renforcer avec des mesures de stabilisation. Dans les sections où apparaissent de fortes venues d'eau, des venues de boue brutales ou des eaux souterraines abondantes, des mesures de traitement des fortes venues d'eau peuvent être prises pour éliminer les problèmes causés par l'eau souterraine sur l'exécution et l'exploitation du tunnel ou pour réduire la perte d'eau souterraine. Les mesures de stabilisation du terrain encaissant consistent, quant à elles, en mesures de pré-renforcement du terrain encaissant et mesures de soutènement du terrain encaissant.

13.1.2 Une ou plusieurs mesures auxiliaires sont mises en place en fonction des conditions du terrain encaissant, de la conception structurale du tunnel, des conditions d'exécution, des exigences d'avancement, des engins d'exécution, du délai et de l'économie etc.

13.2 Mesure de stabilisation du terrain encaissant

13.2.1 La voûte parapluie (ou la prévoûte) consiste, avant le creusement de tunnel, à mettre en place des tubes d'acier (tube d'injection) suivant le contour de creusement dans la direction de l'axe du tunnel pour former une prévoûte en tube d'acier. À l'avancement du creusement, les tubes d'acier de la voûte parapluie et le cintre sont mis en place pour former un système de soutènement transversal et longitudinal (figure 13-1). La voûte parapluie, qui précède le creusement, constitue

un soutènement longitudinal du terrain encaissant en clé de voûte devant le front de taille. Au cours du creusement, elle, en coopération avec le cintre, joue un rôle important pour éviter le tassement du terrain encaissant, l'effondrement du front de taille et pour maintenir la stabilité de la clé de voûte du front de taille. Avec ses fortes capacités en support et en contrôle du tassement, elle peut être utilisée pour la terre déconfinée ou pour les sections à faible profondeur effondrées et qui imposent un contrôle rigoureux sur le tassement. En raison des restrictions technologiques, elle est appliquée en majorité aux approches d'un tunnel, mais peu au sein du tunnel pour lequel il y a d'autres mesures de pré-soutènement qui peuvent la remplacer.

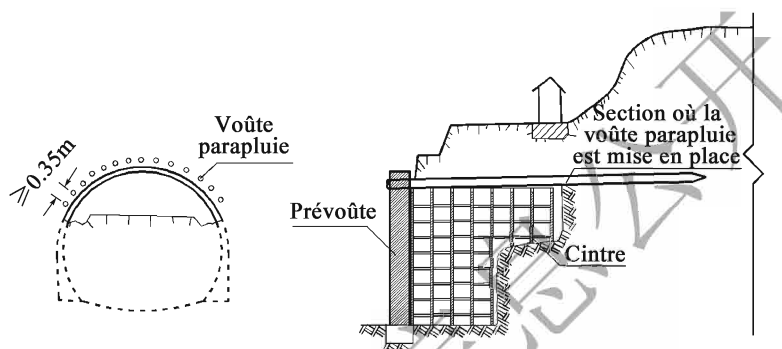


Figure 13-1 Voûte parapluie

- 1 Les tubes d'acier de la voûte parapluie sont mis en place selon la forme de la plate-forme de creusement du tunnel, dont le centre est à 100 à 200mm du contour de creusement, comme ce qui est indiqué dans la figure 13-2. Un angle incliné à l'extérieur de $0,5^\circ$ à 2° s'impose à la voûte parapluie pour éviter toute intrusion des tubes d'acier en deçà du contour de creusement.

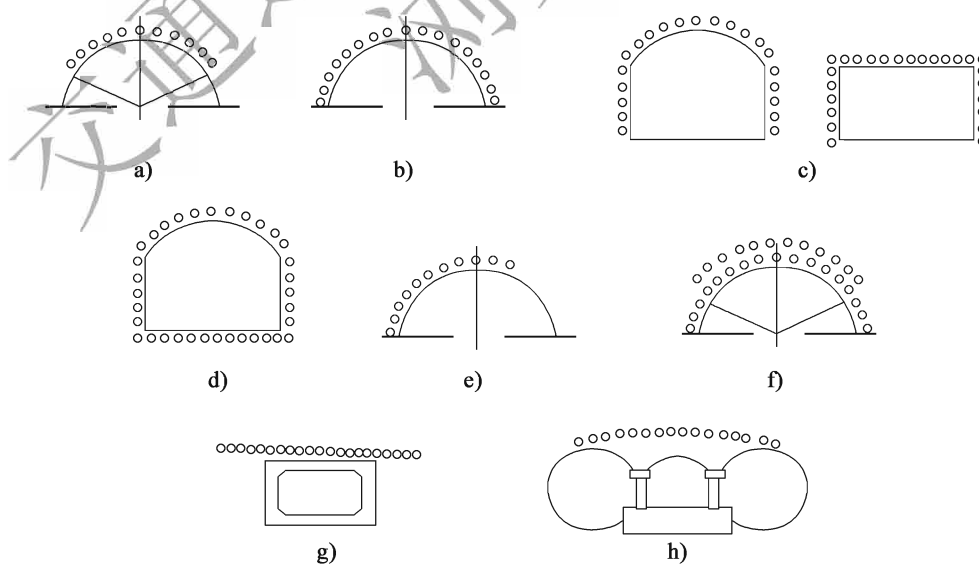


Figure 13-2 Forme de voûte parapluie

- 2 L'espacement circulaire entre les tubes d'acier est dimensionné en fonction des conditions géologiques de l'emprise de soutènement, de façon à assurer de ne pas avoir de chute de débris entre deux tubes. Il est généralement de 350 à 500mm. La valeur minimale est à prendre pour le terrain encaissant en terre sablonneuse qui contient de l'eau, celui en pierres concassées et déconfinées, celui en remblai ou celui fracturé avec des grains de petite taille.
- 3 Des tubes d'acier utilisés pour le soutènement primaire de la voûte parapluie mesurent en général de 10 à 45m de longueur, et peuvent assurer une longueur de soutènement de 8 à 40m. La longueur de pré-soutènement est définie selon les besoins. Dans les cas supérieurs à 40m, d'autres mesures sont prises à titre complémentaire ou il convient de réaliser ce soutènement en deux fois. Un chevauchement horizontal avec une longueur supérieure ou égale à 3,0m doit être mis en place entre deux prévoûtes ou entre la voûte parapluie et l'autre pré-soutènement pour assurer un soutènement suffisant à l'extrémité lointaine des tubes d'acier. Pourtant, il est coûteux d'utiliser la voûte parapluie comme le pré-soutènement lorsque la longueur de la voûte est inférieure à 10m. Lorsque la section où des pré-soutènements s'imposent est de longueur de 10m à 40m, les tubes d'acier doivent se prolonger d'au moins 3,0m dans des strates stables pour assurer que l'extrémité lointaine de la voûte parapluie a suffisamment de longueur de pré-soutènement même si le creusement démarré.
- 4 La longueur de chaque section de tube d'acier est déterminée selon la technologie de la voûte parapluie. Les raccords de tubes d'acier adjacents sont décalés d'au moins 500mm pour assurer que leur nombre n'est pas supérieur à 50% de la totalité sur la même section.
- 5 Pour assurer la continuité et la résistance des tubes, les tubes doivent, à leur intérieur, s'équiper de cages d'armature ou faisceaux d'acier et être remplis de mortier (figure 13-3). La mauvaise connexion entre les tubes d'acier pourrait entraîner la rupture du tube et de ce fait le dysfonctionnement de la voûte parapluie. L'insertion de cages d'armature ou de faisceaux d'acier permet d'assurer la continuité de l'ensemble des tubes d'acier reliés. Le remplissage par le mortier ayant une certaine résistance a pour objet d'assurer la résistance et la rigidité des tubes d'acier, qui, par la suite, ne se courbent pas ni se contractent sous efforts, permettant d'assurer une capacité de soutènement suffisante fournie par l'ensemble de la voûte parapluie. L'injection est souvent conçue en prenant en compte la méthode d'injection limitée, dont le rapport eau-ciment du coulis est de 1 : 0,5 à 1 : 1,0, que la quantité d'injection d'un tube peut être estimée selon l'article 13.2.2 et que la pression initiale de l'injection est de 0,5MPa à 1,0MPa.
- 6 Les trous d'injection percés sur le tube d'acier (figure 13-3) permettent la pénétration d'

une partie de coulis dans le terrain encaissant pour assister à renforcer le terrain encaissant et augmenter son autostabilité. À l'extrémité du tube d'acier, il y a une section d'étanchéité non percée, qui couvre de 1,0 à 2,0m de longueur enfoncée dans le massif rocheux. Cette section, de même que la section exposée, est dispensée de perçage.

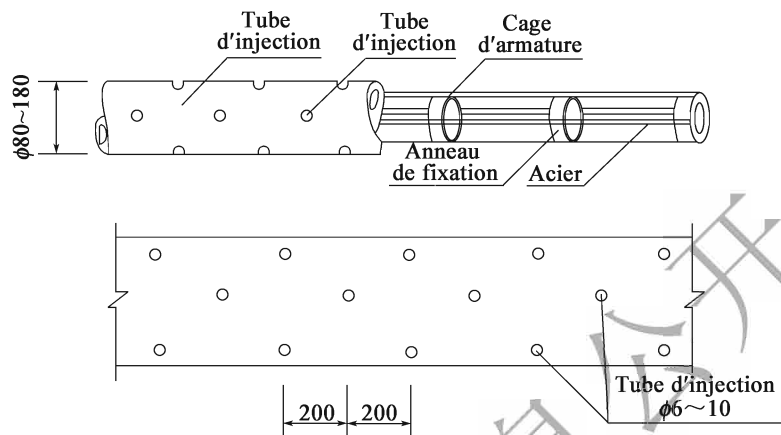


Figure 13-3 Structure du tube d'acier pour la voûte parapluie (unité : mm)

L'injection du tube d'acier de la voûte parapluie a pour objet de remplir des tubes de mortier pour augmenter leur rigidité et soutènement au sens longitudinal du tunnel. L'ancienne norme prescrit que « le diamètre du trou d'injection percé sur le tube d'acier convenable d'être 10 à 16mm tous les 150 à 200mm », l'espacement étant donc étroit. Néanmoins, dans la présente norme, un ajustement sur ceci est réalisé pour réduire la dégradation du tube d'acier causée par le perçage.

- 7 La voûte parapluie doit être supportée en sa queue pour mettre son effet du pré-soutènement en jeu. La mise en place de la prévoûte a pour objet de supporter effectivement la queue (section de début) des tubes d'acier de la voûte parapluie, elle étant de structure de support rigide. Des tubes pilotes sont disposés préalablement à la prévoûte pour assurer une mise en place exacte des tubes d'acier et le pilotage du sondage.

13.2.2 Le pré-soutènement par des tubes d'injection consiste à mettre en place de manière dense des tubes d'injection suivant le contour de creusement de la voûte de tunnel, avec un angle incliné à l'extérieur vers l'avant au sens longitudinal de 5° à 12° (figure 13-4). L'extrémité exposée des tubes doit s'appuyer sur le cintre adjacent de la plate-forme de creusement en formant ensemble un système de support longitudinal et transversal. L'injection dans le terrain encaissant est réalisée à travers les tubes, pour que le coulis pénètre, consolide et supporte le terrain encaissant dans un certain cadre. Le pré-soutènement par des tubes d'injection joue un rôle de même que la voûte parapluie; il a une capacité de soutènement plus forte que le boulon de pré-soutènement; il est flexible, économique et plus facile à exécuter que la voûte parapluie, mais a une capacité de soutènement moins forte que cette dernière; la réduction de l'espacement circulaire au sens longitudinal des tubes d'injection et l'augmentation de la longueur de chevauchement de chaque

cycle permettent d'avoir un effet équivalent à celui des deux couches de tubes d'injection.

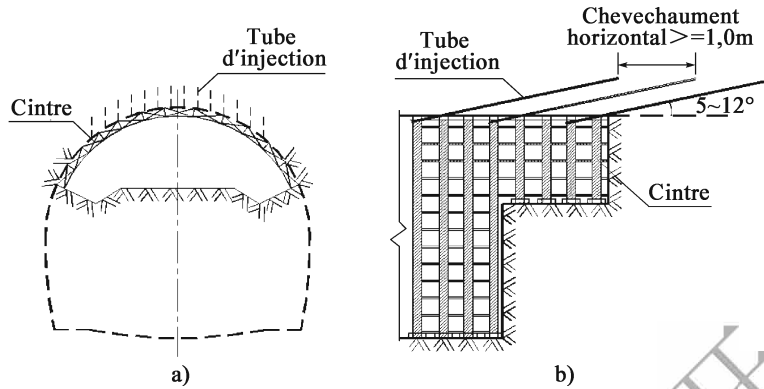


Figure 13-4 Pré-soutènement par tube d'injection

- Des trous d'injection sont percés sur le tube en quinçonce. L'approche du tube est conique, alors qu'une section d'étanchéité de longueur supérieure ou égale à 500 mm est réservée en queue de tube (figure 13-5).

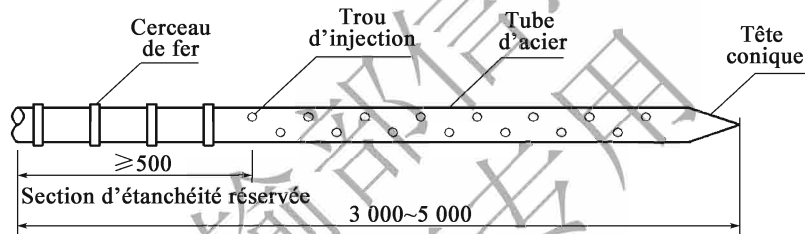


Figure 13-5 Structure du tube d'injection (unité : m)

- Le rapport eau-ciment du mortier pour l'injection à pression est en général de 1 : 0,5 à 1 : 1,0. Si le massif rocheux n'arrête pas bien le coulis en raison de terrain encaissant brisé, il convient d'adopter également l'injection de ciment-sollicite de soude, la durée de prise doit être limitée à quelques minutes et la pression d'injection est recommandée de 0,5 à 1,0MPa.

Le rayon de propagation du coulis R peut être déterminé selon la densité de tubes placés, en considérant les cadres de propagation chevauchés, il peut être calculé en suivant la formule (13-1) :

$$R = (0.6 \sim 0.7)L \quad (13-1)$$

Dans laquelle :

L —entraxe des tubes (m).

La quantité d'injection d'un tube est calculée en suivant la formule (13-2) :

$$Q = \pi R^2 l n \quad (13-2)$$

Dans laquelle :

R —rayon de propagation du coulis (m) ;

l —longueur du tube (m) ;
 n —porosité du terrain encaissant (%).

Il est possible que le massif rocheux entre les tubes s'effondre lorsqu'il est fracturé, dans ce cas-là, les tubes d'injection de double couche peuvent être disposés avec un angle d'insertion vers l'extérieur de 5° à 12° pour les tubes à couche interne et de 10° à 30° pour ceux à couche externe, avec une disposition alternative. Quand les tubes d'injection de double couche sont appliqués en approche du tunnel, l'espacement entre deux couches recommandées ne doit pas être supérieur à 300 mm.

13.2.3 Le boulon de pré-soutènement est disposé de même manière que les tubes d'injection de pré-soutènement, en appliquant le même principe, or son effet d'action est moins fort que ces derniers. Si le forage n'est pas facile à exécuter dans le terrain encaissant déconfiné et fracturé, le boulon autoforant peut être mis en place.

13.2.4 Les forages et injection à l'avancement consiste à compresser le coulis à caractère du gel et destiné au remplissage dans les strates à consolider par l'équipement d'injection, pour remplir et boucher les fissures des strates à l'aide de l'effet de durcissement du gel, afin d'augmenter la densité du terrain encaissant dans la zone d'injection et réduire le coefficient de perméabilité et le volume de fuite ou d'infiltration d'eau lors du creusement de tunnel. Il permet également de consolider le massif rocheux faible et déconfiné et d'augmenter sa résistance et autostabilité. Elle est une des mesures de consolider les couches de sol.

Ces trous d'injection sont disposés par couches en face de la plate-forme de creusement, sous forme de parapluie à partir du plan de travail dans la direction de creusement. Selon la méthode de creusement, la disposition consiste en disposition à pleine section en une fois et disposition en demi-section en plusieurs fois, les forages longs ou courts forment un ou plusieurs cycles comme ce qui est indiqué dans la figure 13-6.

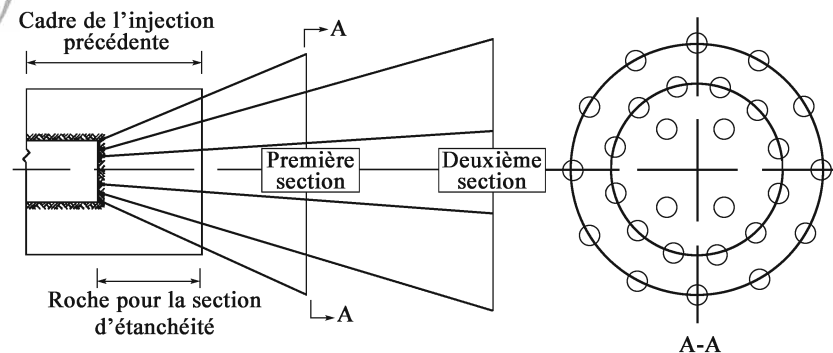


Figure 13-6 Disposition du forage d'injection

- 1 Le cadre de consolidation peut concerner l'ensemble du cadre de creusement et sa périphérie ou un côté, la voûte ou d'autres zones locales comme ce qui est indiqué dans la figure 13-7.

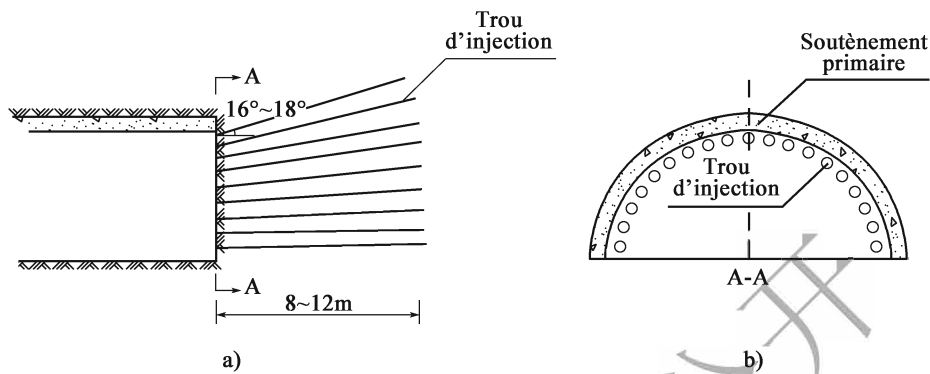


Figure 13-7 Pré-injection par le forage périphérique

- 2 La disposition des trous d'injection dépend de l'espacement entre les fonds de trous qui varie entre 1,4 et 1,7 fois le rayon de propagation de coulis limité entre 1,0 et 2,0m.

13. 2. 5 L'espacement des forages du jet-grouting est défini selon les conditions géologiques réelles. Les diamètres des colonnes de jet-grouting sont présentés dans le tableau 13-1, servant de référence. Le diamètre effectif de jet fixe et de jet oscillant est recommandé entre 1,0 et 1,6 fois le diamètre de colonne de jet-grouting.

Tableau 13-1 Diamètre de conception de la colonne de jet-grouting (m)

Nature de terre		Jet simple	Double jet	Triple jet
Sol argileux	$0 < N < 5$	0,5 à 0,8	0,8 à 1,2	1,2 à 1,8
	$6 < N < 10$	0,4 à 0,7	0,7 à 1,1	1,0 à 1,6
	$11 < N < 20$	0,3 à 0,6	0,6 à 0,9	0,7 à 1,2
Sol sableux	$0 < N < 10$	0,6 à 1,0	1,0 à 1,4	1,5 à 2,0
	$11 < N < 20$	0,5 à 0,9	0,9 à 1,3	1,2 à 1,8
	$21 < N < 30$	0,4 à 0,8	0,8 à 1,2	0,9 à 1,5

Nota: N signifie le nombre de coups à réaliser dans l'essai au pénétromètre dynamique.

Le coulis de jet-grouting est généralement le coulis de ciment, celui à prise rapide s'adapte à la zone en abondance d'eau souterraine. Le ciment Portland à adopter est de classe 32.5 ou 42.5 avec un rapport eau-ciment de 1 : 1 à 1,5 : 1.

Le volume d'injection peut être calculé à l'aide de la méthode volumétrique ou de volume de jet. La méthode volumétrique est réalisée à partir de la formule (13-3).

$$Q = \frac{\pi}{4} D_e^2 k_1 h_1 (1 + \beta) + \frac{\pi}{4} D_0^2 k_2 h_2 \quad (13-3)$$

Dans laquelle :

- Q —Volume de coulis nécessaire (m³) ;
- D_e —diamètre de buse de jet (m) ;
- D_0 —diamètre du tube d'injection (m) ;
- k_1 —taux de remplissage, prenant 0,75 à 0,9 ;
- h_1 —longueur de jet-grouting (m) ;
- k_2 —taux de remplissage dans la terre hors jet-grouting, prenant 0,5 à 0,75 ;
- h_2 —longueur de non jet-grouting (m) ;
- β —coefficient de perte, prenant 0,1 à 0,2.

La méthode de volume de jet consiste à calculer le volume du coulis à travers le volume de jet par unité de temps et la durée de jet en suivant la formule (13-4).

$$Q = \frac{H}{v} q (1 + \beta) \quad (13-4)$$

Dans laquelle :

- Q —volume de coulis utilisé (m³) ;
- v —vitesse de translation (m/min) ;
- H —longueur de jet-grouting (m) ;
- q —volume de jet par unité de temps (m³/min) ;
- β —coefficient de perte (0,1 à 0,2).

Le jet-grouting est souvent utilisé dans le terrain meuble saturée, pourtant il n'en convient pas dans le terrain meuble avec une vitesse d'eau souterraine importante, conduisant à ce que le coulis ne puisse pas être durci autour du tube d'injection.

13.2.6 Le boulon en fibre de verre est principalement utilisé pour renforcer le massif de sol en avant du creusement. Le renforcement par des boulons en fibre de verre est une technique associée à la méthode d'exécution de travaux « ADECO-RS ». Pour cette dernière, il s'agit d'une technologie de conception et d'exécution pour le creusement mécanique du tunnel à pleine section. D'un côté, des boulons en fibre de verre sont utilisés pour renforcer préalablement le front de taille pour qu'il porte en lui une autostabilité suffisante, de l'autre côté, le creusement mécanique à pleine section permet de rendre efficace l'exécution. La conception et l'exécution selon « ADECO-RS » sont écrites dans la norme et largement utilisées dans le domaine routier et ferroviaire en Italie ainsi que dans les grands projets de construction des pays européens.

Le boulon en fibre de verre est un boulon réparti, intégré de l'ensemble d'ancrage et d'injection et permettant de renforcer le front de taille et le terrain encaissant. Il se caractérise par sa haute résistance, son poids léger étant 1/4 à 1/5 du boulon en acier de mêmes spécifications, et sa

résistance à la traction pouvant être 1,5 fois celle du boulon en acier. Il fait preuve d'une bonne sécurité, d'une prévention d'électricité statique, d'un retardeur de feu, d'une haute résistance anticorrosion, d'une résistance à l'acide et l'alcali ainsi que d'une résistance à la basse température. Il peut être détruit par l'engin de travaux au cours du creusement grâce à sa faible résistance au cisaillement.

Le renforcement du noyau en avant du front de taille par des boulons en fibre de verre est présenté dans les figures 13-8 et 13-9.

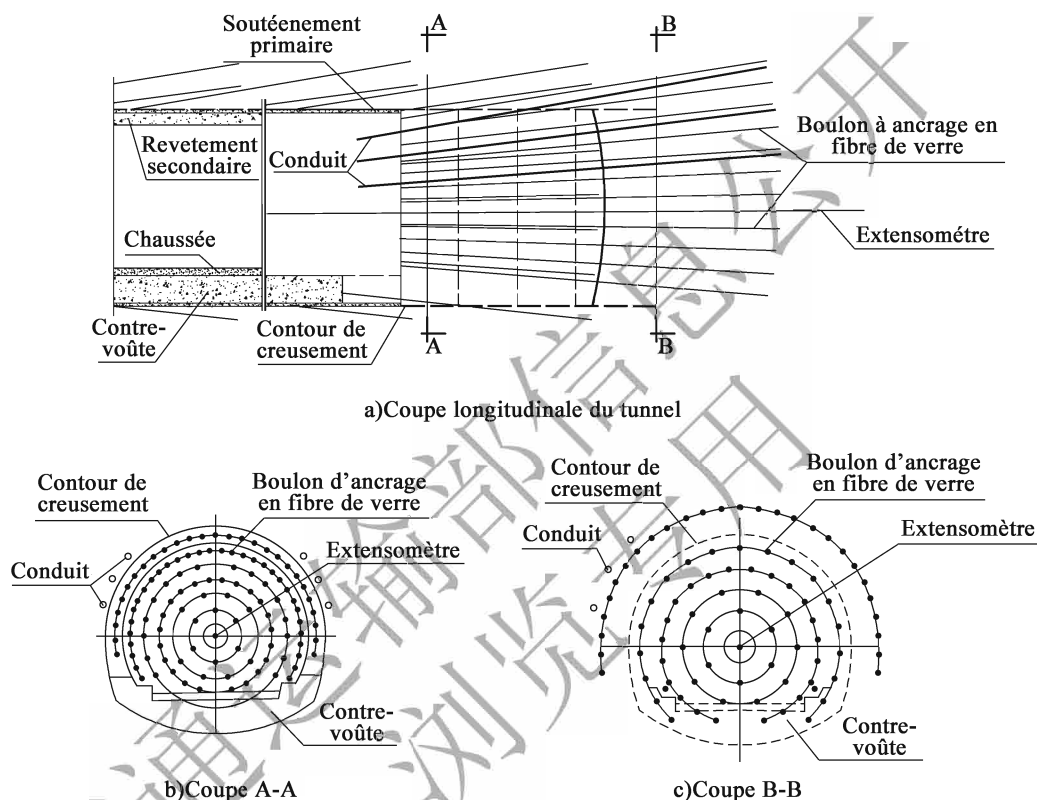


Figure 13-8 Schéma du renforcement par des boulons en fibre de verre

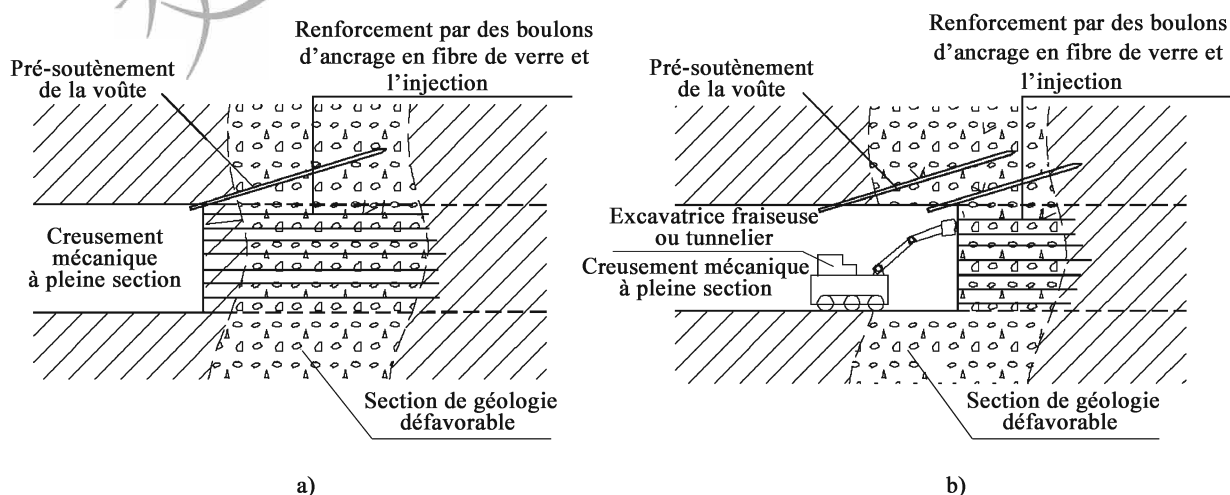


Figure 13-9 Schéma du creusement et du renforcement par des boulons en fibre de verre

13. 2. 7 Le boulonnage scellé par le mortier sur le terrain de surface est une méthode de consolider des strates à partir du terrain de surface pour le tunnel de moins de 25m de profondeur (figure 13-10). Pour assurer l'effet de consolidation, le creusement du tunnel sous la zone renforcée n'est exécuté qu'après que le mortier d'ancrage a atteint plus de 70% de sa résistance définitive.

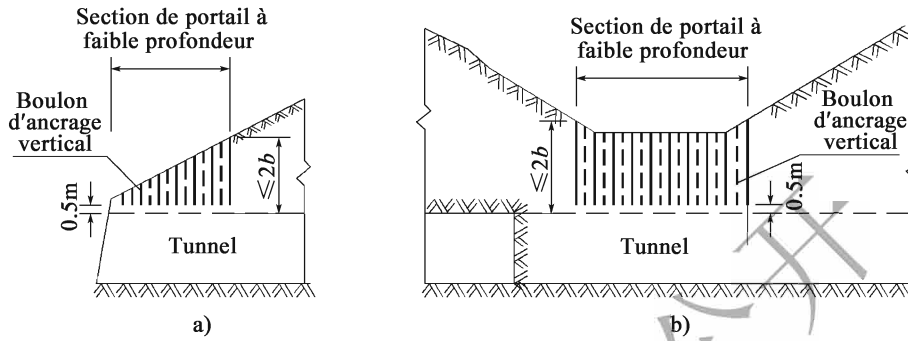


Figure 13-10 Disposition longitudinale du boulon scellé par le mortier sur le terrain de surface

Les boulons sont transversalement disposés, à 0,5m de la ligne de creusement du tunnel sans pénétrer le cadre de creusement, comme ce qui est indiqué dans la figure 13-11.

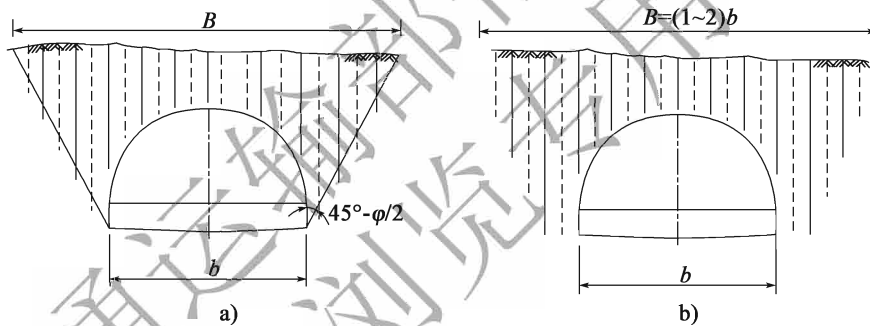


Figure 13-11 Disposition transversale du boulon scellé par le mortier sur le terrain de surface

Généralement, la largeur de renforcement par des boulons sur le terrain de surface est 1 à 2 fois la largeur de tunnel ou est déterminée selon les méthodes suivantes :

(1) Méthode d'estimation selon le plan de fracture

En adoptant cette méthode pour calculer la largeur de renforcement, il est supposé que au cours du creusement de tunnel en terrain encaissant faible, le massif rocheux à l'extérieur du piédroit glisse le long du plan de fracture qui forme un angle $45^\circ - \phi/2$ avec le plan vertical. La distance entre les points dans le prolongement du plan de fracture sur le terrain de surface est la largeur B à consolider (figure 13-12), dont la demi-largeur $B/2$ est :

$$B/2 = \frac{b}{2} + (h + H) \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad (13-5)$$

Dans laquelle :

$b/2$ —moitié de largeur de creusement de tunnel (m) ;

h —profondeur de tunnel (m) ;

H —hauteur de creusement du tunnel (m) ;

ϕ —angle de frottement interne du massif rocheux (°).

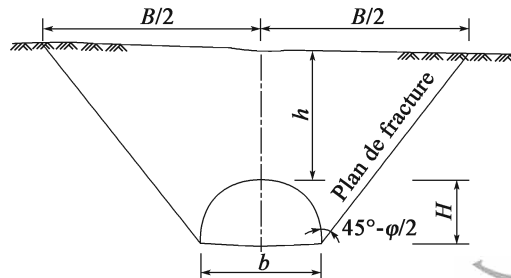


Figure 13-12 Largeur de renforcement B

(2) Longueur de renforcement longitudinal déterminée selon la profondeur du tunnel

La longueur de renforcement longitudinale est généralement la longueur de la section à faible profondeur ou celle de la section avec une profondeur de $h \leq 2b$ (b est la largeur de creusement du tunnel).

13.2.8 La consolidation par l'injection de surface consiste à forer et injecter à partir de la surface du sol pour consolider le terrain encaissant préalablement. Par rapport au renforcement par des boulons scellés par le mortier sur le terrain de surface, les exigences sont identiques sauf que la disposition des trous d'injection est différente (figure 13-13).

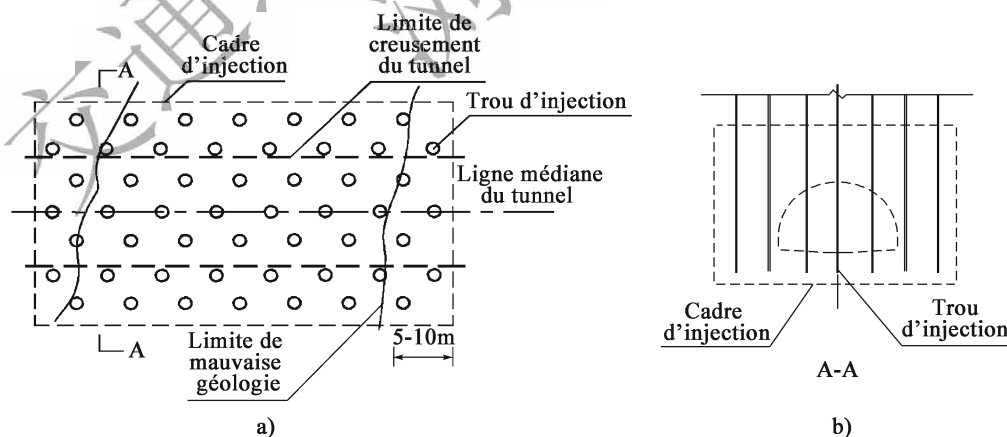


Figure 13-13 Disposition du forage d'injection

13.2.9 Le boulon (tube) à ancrage stabilisant les naissances de voûte est utilisé au niveau du raccord des naissances ou des cintres dans le cadre entre l'écoinçon du soutènement par cintre et le pied des piédroits, à savoir : les piédroits dans le creusement à pleine section, les naissances de la

section supérieure et les piédroits de la section inférieure dans le creusement en demi-section, pour limiter la déformation de tassement du soutènement primaire. Ce boulon est utilisé dans de bonnes conditions géologiques, alors que le tube à ancrage utilisé dans des conditions géologiques défavorables.

13.2.10 La longueur radiale du tube d'injection et l'espacement entre eux doivent être déterminés selon la dimension du profil de tunnel et le cadre de consolidation du terrain encaissant.

13.2.11 La fermeture provisoire et le support provisoire comprennent la fermeture provisoire du front de taille, la contre-voûte provisoire du soutènement primaire, le support provisoire par des composants, le support sectoriel de la voûte, le support de portique, le support de contrefort etc. Ils sont souvent appliqués au tunnel ayant besoin de basculer les processus d'exécution avec des conditions géologiques défavorables et une grande section. Leurs applications sont également de limiter la déstabilisation du front de taille, la fissuration du revêtement, l'évolution de la déformation ainsi que d'assister au traitement après l'effondrement du tunnel.

(1) La section avec un front de taille ayant l'extrusion ou des venues de boue abondantes et le massif effondré doivent être fermés par le soutènement en béton projeté et boulonné ou des sacs de terre ;

(2) La contre-voûte en profilé d'acier ou l'écharpe en profilé d'acier ou en bois équarri doit être disposée lors du creusement du terrain encaissant de grande déformation ou du massif effondré ;

(3) La section qui présente une fissuration très grave sur le soutènement primaire et nécessite le remplacement du revêtement de voûte, doit être supportée par des cintres voûtés ou sectoriels ;

(4) Le support de portique ou de contrefort doit être envisagé lorsque le tassement de la voûte est évident ou que des exigences sévères s'imposent au tassement du terrain de surface.

(5) Un mur en béton coulé en place ou des sacs de terre doivent être utilisés pour la fermeture lors de l'injection à haute pression en avant du front de taille.

(6) Le cintre voûté, le support sectoriel de la voûte, le support de portique ainsi que le support de contrefort doivent être utilisés pour renforcer la section d'effondrement.

13.3 Traitement des fortes venues d'eau

13.3.1 Beaucoup de pratiques des dernières années prouvent qu'avec la technologie d'exécution

actuelle, les mesures d'imperméabilisation envers de fortes venues d'eau du tunnel rencontrent beaucoup d'obstacles techniques, ce qui rend difficile l'obtention d'un effet désiré. De l'autre part, le drainage d'eau complet peut porter atteinte à la circulation de l'eau souterraine dans la zone traversée du tunnel. De ce fait, il faut réaliser les reconnaissances préliminaires, la détermination de l'itinéraire, la conception et l'exécution du tunnel suivant le principe de ce que « le bouchage est utilisé comme le moyen principal et associé avec l'évacuation à titre complémentaire en veillant au respect de l'environnement ». Une ou plusieurs mesures sont à mettre en place selon les conditions géologiques et topographiques sur place, les exigences sur la protection de l'environnement, le niveau d'exécution et le coût de travaux etc., pour assurer la sécurité et avoir un bon environnement en phase d'exécution et d'exploitation.

13.3.2 L'imperméabilisation par la pré-injection du terrain encaissant consiste à réaliser l'injection en avant du front de taille en bloquant de l'eau dans le terrain encaissant. L'épaisseur du cycle d'injection est déterminée en fonction du volume des fortes venues d'eau, des conditions géologiques du terrain encaissant, de la pression d'eau souterraine etc., alors que la longueur de section d'injection déterminée en fonction des conditions géologiques du terrain encaissant en avant du front de taille, de la pression d'eau souterraine, de l'épaisseur du mur d'arrêt de coulis, des performances des engins de travaux etc. L'entraxe des trous d'injection est déterminé de façon à faire chevaucher leurs cadres de propagation de coulis. Il est difficile de déterminer le volume d'injection et le rayon de propagation de coulis, qui sont initialement et généralement choisis à l'aide d'une analyse par analogie de travaux et ensuite justifiés par des essais sur place.

13.3.3 L'imperméabilisation par l'injection radiale du terrain encaissant consiste à réaliser le forage et l'injection radiaux le long du contour de creusement une fois le creusement de tunnel démarré et le soutènement achevé, dans le but de fermer de l'eau dans le terrain encaissant. Le débit, la position et le type de l'eau issue du terrain encaissant sont rendus clairs après le creusement. Cette mesure présente toujours un objectif précis, des processus simples, un bon effet et un coût plus bas que la pré-injection du terrain encaissant. Il convient de choisir au cas par cas la bonne solution parmi l'injection radiale sur pourtour, l'injection radiale locale et l'injection supplémentaire.

13.3.4 Le drainage par le sondage à l'avancement est une mesure prise pour prévenir la survenance de la venue d'eau confinée, il constitue également une méthode efficace de détection d'eau préalable. L'enquête et l'analyse sur la géotechnique et l'hydrologie permettent de juger le sens d'écoulement d'eau souterraine et le volume des fortes venues d'eau, de déterminer le positionnement, la direction, le nombre de forage ainsi que la profondeur et le diamètre de celui-ci. Au cours du creusement du front de taille, le fond de sondage à l'avancement devant le front de taille de 1 à 2 pas d'avancement a pour objet d'assurer une épaisseur suffisante pour le batholite entre le terrain encaissant qui n'est pas encore foré et le front de taille.

13.3.5 Le drainage par la galerie d'évacuation est appliqué quand il y a des eaux souterraines à haute pression, de fortes venues d'eau saisonnières ou approvisionnées par une source suffisante en avant de la plate-forme de creusement qui constituent des menaces sévères envers l'exécution et l'exploitation, et que l'évacuation d'eau souterraine n'influence pas la stabilité du terrain encaissant et n'a pas d'impact important sur la circulation d'eau autour de tunnel.

13.3.6 L'abaissement du niveau d'eau souterraine par puits est exécuté pour réduire ou éliminer l'impact d'eaux souterraines à haut niveau sur l'exécution. Il consiste à extraire de l'eau par la pompe de relevage via un certain nombre de tubes (puits) collecteurs perméables situés sur le terrain de surface au-dessus des deux côtés du tunnel afin de réduire le niveau d'eau souterraine. Le type du puits à des fins d'abaissement du niveau d'eau comporte: puits sous vide, puits d'éjection, puits d'électro-osmose, puits à tube et puits profond etc. Le type du puits, la méthode d'abaissement du niveau d'eau ainsi que la disposition des puits doivent être déterminés en fonction du coefficient de perméabilité des strates du cadre et de la profondeur de la précipitation etc.

交通运输部信息
浏览专用

14 Conception du tunnel en cas de conditions géologiques particulières

14.1 Dispositions générales

14.1.1 Il est difficile de réaliser l'exécution avec des méthodes conventionnelles dans la section soumise à une géologie spéciale, puisque les origines géologiques sur la formation des couches de roche traversées par elle sont complexes, ce qui suscite beaucoup de difficultés pour l'exécution. Il est donc nécessaire d'utiliser une conception spécifique et des méthodes d'exécution spéciales pour construire le tunnel dans un tel terrain encaissant.

14.1.2 Il est impossible pour les documents collectés et les mesures de traitement élaborées avant l'exécution sur ce type de section d'être cohérents parfaitement avec la réalité, de ce fait, pendant l'exécution, il faut veiller à observer le changement des strates et l'évolution de la déformation et des efforts repris par la structure, et à maîtriser les efforts repris par le soutènement et le revêtement du terrain encaissant à l'aide de l'auscultation sur place, pour ajuster à temps les mesures et les paramètres, découvrir et éliminer les risques et prévenir toute arrivée d'accident.

14.2 Terrain encaissant gonflant

14.2.1 Lorsque le revêtement du tunnel en terrain encaissant gonflant est soumis à une pression de gonflement importante venant de tout sens, un profil rond ou quasi-rond (ovale) peut être prévu pour s'y adapter mieux en matière de reprise des efforts.

14.2.2 Le soutènement du tunnel en terrain encaissant gonflant doit être réalisé suivant les principes suivants : premièrement, il faut réaliser aussi tôt que possible un soutènement souple pour former un cercle pour que la déformation du terrain encaissant évolue sous le contrôle ; deuxièmement, le soutènement doit être fait par étapes avec une rigidité progressivement

augmentée, de telle façon que le contrôle de déformation du terrain encaissant soit renforcé après son évolution dans un certain temps; troisièmement, il faut exécuter le revêtement secondaire à un temps adéquat. Une exécution trop tôt risque de l'opposer à une pression de gonflement trop élevée et de lui endommager en conséquence; en revanche, celle trop tard peut avoir pour conséquence que le volume de déformation dépasse la marge réservée à la déformation en envahissant l'espace dédiée au revêtement secondaire.

14.2.3 Si la pression de gonflement cause une grande déformation, auront lieu des phénomènes tels que détachement, chute de blocs ou destruction de la couche en béton projeté ou torsion du cintre. Par conséquent, pour s'adapter aux caractéristiques de grande déformation, le revêtement en béton projeté et boulonné à double couche est exécuté en deux fois avec une rigidité de soutènement progressivement augmentée; ou bien le cintre coulissant, le boulon long ou la combinaison des boulons longs et courts peut être adopté pour contrôler et résister à la grande déformation.

Le cintre coulissant est constitué de profilés en U, chaque cintre peut disposer de 5 à 7 raccords télescopiques dont chacun peut avoir une longueur de réduction d'environ 50 à 100mm.

14.2.4 Comme le terrain encaissant gonflant se caractérise par sa grande déformation, il lui faut prévoir une marge réservée à la déformation plus élevée que celle pour le terrain encaissant ordinaire, afin de réduire la pression de gonflement sur la structure.

14.2.5 Le revêtement en béton projeté et boulonné dans le massif rocheux gonflant présente des avantages telles que l'exécution rapidement, adhérence au terrain encaissant et évolution simultanée avec la déformation de la roche encaissante, permettant de contrôler effectivement la déformation; le revêtement secondaire est destiné principalement à supporter la pression de terrain encaissant gonflant ultérieurement augmentée. Une structure en béton armé doit être adoptée pour assurer sa portance suffisante. La mise en place de la voûte à temps permet de mettre la portance globale du revêtement en jeu.

14.2.6 L'eau a un impact important sur le changement de la résistance et le volume du terrain encaissant gonflant. De ce fait, il faut exécuter l'interception et le drainage d'eau au terrain de surface pour réduire la pénétration d'eau superficielle vers le tunnel et évacuer à temps l'eau accumulée dans le tunnel.

14.3 Karst

14.3.1 Le développement du karst est conditionné par la roche soluble, la fissure du massif

rocheux, l'érosion par l'eau et la circulation d'eau. La roche soluble se distingue par composition en : roche carbonatée (calcaire, dolomie, marne), roche sulfatée (gypses, muabilité) et roche de chlorures évaporitiques (sel gemme).

L'influence de karst sur le tunnel se manifeste principalement par l'effondrement du tunnel ou le tassement de surface causé par la cavité, l'eau souterraine ou le bourrage de cavité. En général, des mesures de traitement peuvent être mises en place en fonction de la position du karst par rapport au tunnel et de la méthode d'exécution des travaux : franchissement, renforcement de cavité, interception et drainage d'eau du karst, élimination ou renforcement par injection du bourrage, remblayage ou fermeture de l'effondrement du sol, drainage d'eau superficielle etc. comme ce qui est indiqué dans la figure 14-1.

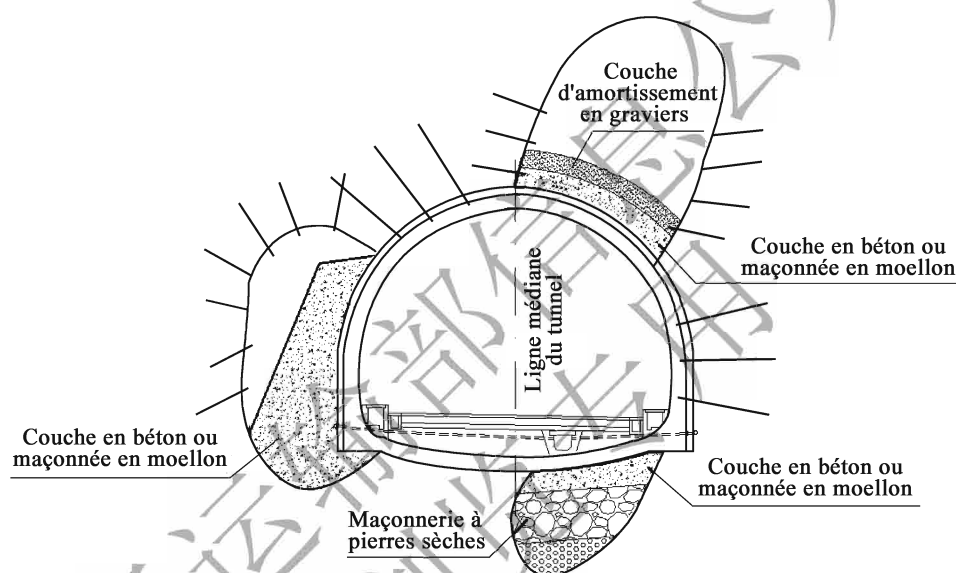


Figure 14-1 Schéma de la solution de remblayage composite

14.3.2 Les ponts à poutre ou à arc sont en général adoptés en tant que méthode de franchissement du tunnel, le moyen de détour peut également être utilisé.

14.3.3 Avec une grande cavité de karst en-dessus du tunnel, le franchissement du tunnel se fait en fait de la manière de construire un tunnel à ciel ouvert, c'est-à-dire que le remblayage sur l'extrados et sur les deux côtés du tunnel est réalisé comme celui d'un tunnel à ciel ouvert. Le remblayage en clé de voûte (ou bien la disposition du dispositif de protection de voûte) a pour objet d'éviter le choc sur la clé de voûte causé par la chute de blocs karstiques; l'objectif de remblayer les deux côtés du tunnel de béton ou de moellons maçonnes est de procurer une résistance suffisante aux piédroits de tunnel (voir la figure 14-1).

14.3.4 Le fond du tunnel peut être remblayé de béton, de moellons maçonnes ou de moellons secs.

14.3.5 Selon les expériences de traitement du karst au cours de l'exécution du tunnel de ces dernières années, l'obstruction du canal de drainage de l'eau de karst est susceptible d'endommager le soutènement du tunnel et de menacer le tunnel en exploitation. Par conséquent, des aqueducs souterrains peuvent être disposés en vue d'assurer le drainage d'eau depuis le karst à condition que la circulation originale d'eau souterraine soit maintenue. Au cours de l'exécution du tunnel, le canal de karst situé sous le fond du tunnel peut être obstrué, des mesures de protection et de dégagement devant être prises; il faut également restituer le canal de karst au-dessus du tunnel et percé par celui-ci.

14.4 Carrière non remblayée

14.4.1 Lorsque le tunnel passe par la carrière non remblayée, il faut déterminer la structure de tunnel et les mesures de son traitement de manière adéquate en fonction du périmètre et de la méthode de son exploitation, de sa répartition, de sa taille et de ses usages, ainsi que de l'existence et de la concentration du gaz nocif et dangereux dont elle regorge.

14.4.2 Des impacts d'une carrière non remblayée sur les travaux du tunnel se manifestent principalement sous les formes de problèmes causés par la cavité, l'eau et le gaz. Des mesures de traitement peuvent être mises en place au cas par cas: la carrière remblayée et effondrée peut être renforcée par l'injection; celle en cours de service peut voir sa structure renforcer; celle révélée peut être traitée de la même manière que le karst; l'eau souterraine dans la carrière non remblayée est à drainer; le gaz nocif, s'il y en a lieu, doit être extrait ou enfermé.

14.4.3 Le tunnel situé dans le cadre d'impact de la carrière non remblayée doit être équipé d'un soutènement fort et être capable de blinder le gaz en empêchant toute fuite. La structure du tunnel dans la carrière non exploitée pouvant l'affecter doit également être pourvue d'une capacité de blindage contre le gaz.

14.5 Sables mouvants

14.5.1 Les sables mouvants, résultant de la perte de cohésion interne des sables, terres ou argiles silteuses sous l'effet de l'eau, sont généralement sous la forme de boue; puisqu'ils peuvent entraîner des problèmes très graves aux travaux du tunnel, comme la déstabilisation et l'effondrement du terrain encaissant, la déformation voire la destruction du soutènement, il convient de prendre des mesures de travaux adéquates.

14.5.2

- 1 L'eau souterraine est la cause principale de la production des sables mouvants, donc la réduction du niveau d'eau souterraine est une mesure favorable à la sécurité de tunnel. Des mesures y relatives concernent : l'abaissement du niveau d'eau par puits ou le drainage d'eau par sondage à l'avancement etc. ;
- 2 L'effondrement des sables mouvants influence l'exécution des travaux, conduisant à la formation de cavités dans le terrain encaissant et ainsi à l'instabilité de celui-ci. Des mesures de fermeture, généralement l'utilisation des sacs de sables ou du ciment à prise rapide, doivent donc être mises en place pour l'éviter ;
- 3 Le terrain encaissant dans l'emprise des sables mouvants peut être consolidé ou supporté par le béton projeté, le sac de sables ou le mur en béton, en moellons maçonnés ou en moellons secs, afin de maintenir sa stabilité et d'éviter l'extension de l'emprise de sables mouvants ;
- 4 Les mesures de pré-renforcement comportent : la voûte parapluie, le jet-grouting, injection de surface, le boulonnage scellé par le mortier sur le terrain de surface, le pré-soutènement par des tubes d'injection intensifs ou par rideau de tubes d'acier le cas échéant ;
- 5 Le cintre du soutènement primaire, la fermeture à l'avancement et la disposition de la contre-voûte provisoire permettent d'augmenter la portance de la structure de support ; l'ajout d'une sole au pied du support a pour objet d'augmenter la surface de contact du point de support ;
- 6 En cas de support par des contreforts ou des cintres, plus large est la surface de contact du socle, plus forte est la résistance au tassement.

14.6 Gaz explosif et nocif

14.6.1 En ce qui concerne les mesures de traitement du gaz explosif au cours de l'exécution du tunnel, l'extraction et l'évacuation est d'extraire et chasser le gaz explosif en avance par le biais du sondage à l'avancement, l'isolation et la fermeture est d'isoler le gaz explosif derrière le soutènement avec des plaques d'étanchéité de gaz (similaire à des plaques d'étanchéité d'eau du tunnel) et un revêtement secondaire en béton coffré imperméable, le renforcement est de remplir des fissures et boucher les passages de fuite du gaz explosif à l'aide des mesures traditionnelles, telles que l'injection du terrain encaissant, qui peuvent réduire le coefficient de perméabilité du

terrain encaissant et lui accorder une résistance en stabilité. La conception de prévention et de traitement du gaz explosif du tunnel concerne non seulement la conception structurale, mais aussi la reconnaissance à l'avancement du gaz explosif, la révélation du charbon, l'excavation, le soutènement, la prévention et l'évacuation du gaz explosif, la ventilation, l'auscultation et le contrôle etc. Par conséquent, il faut combiner les mesures de renforcement avec la reconnaissance à l'avancement, la ventilation et la surveillance etc., afin de former une conception synthétique pour la prévention et le contrôle du gaz explosif.

14.6.2 Vu que le gaz explosif contenu dans les couches de sol pénètre le tunnel via les fissures minuscules et les joints de reprise du revêtement en béton, un revêtement composite fermé avec contre-voûte est adopté et l'imperméabilité de son revêtement secondaire en béton coffré doit être augmentée, pour réduire la quantité de gaz explosif pénétrant le tunnel pendant l'exploitation et l'exécution.

14.6.3 Les mesures d'étanchéité pour les joints de reprise dans le tunnel consistent généralement en: mousse gonflable à l'eau, tube d'injection, bandes d'arrêt d'eau incorporées et extérieures etc. Dans le cas d'un revêtement en béton coffré à double couche, les joints de reprise sur ces deux couches doivent être décalés pour augmenter leur effet d'imperméabilité.

14.6.4 La formulation d'une épaisseur minimale du béton projeté et de celle du béton coffré du revêtement secondaire a pour objet d'assurer l'isolation offerte par le revêtement.

14.6.5 L'épaisseur du revêtement des niches du tunnel et à leurs alentours doit se conformer aux dispositions de l'article 14.6.5 de la présente norme; les attaches ne doivent pas percer la structure.

14.6.6 D'autres gaz nocifs sont le sulfure d'hydrogène ou gaz du bitume de pétrole etc.

14.7 Löss

14.7.1 Le löss est issu de l'accumulation sédimentaire à l'ère quaternaire et est une terre spéciale finement poreuse et ayant des fissures verticales formées sous un climat semi-aride. Le löss, en fonction de son ère de formation, consiste en ancien löss représenté par löss Wucheng et Lishi, et nouveau löss, représenté par löss Malan et löss récemment accumulé. L'ancien löss se distingue du nouveau löss par ses propriétés physiques et mécaniques et sa stabilité du terrain encaissant. La structure du revêtement est déterminée en fonction de la catégorie de terre et de ses propriétés physiques et mécaniques. La méthode d'exécution de travaux a un effet direct sur la stabilité, l'importance et la répartition des charges du löss. La détermination du revêtement du tunnel doit tenir compte de plusieurs combinaisons de charges défavorables, de sorte que le

revêtement puisse s'adapter aux combinaisons de charges éventuelles apparaissant au cours d'exécution et de service du tunnel.

14.7.2 Beaucoup d'essais sur place et de documents de mesure montrent que les pressions verticales exercées sur le revêtement du tunnel en loess ne sont pas homogènes, la pression latérale étant plus large dont le coefficient peut atteindre 0,5 à 0,8. Donc le revêtement composite avec la contre-voûte et les piédroits courbés (ou coffré de double couche) est favorable au maintien de la stabilité du terrain encaissant.

Actuellement, il existe pour le tunnel en loess deux types de revêtement : revêtement coffré à double couche ou composite. si le terrain encaissant en loess s'expose trop longtemps à l'issue du creusement, il y a des fuites d'eau souterraine ont lieu, ce qui accélère le déconfinement du terrain souterrain et conduit ainsi à son effondrement. La durée d'exposition du terrain encaissant en cas de revêtement coffré à double couche est plus longue que celle en cas de revêtement composite. pour celui-ci le terrain encaissant est fermé à temps par le béton projeté après l'excavation. L'utilisation du béton projeté, du cintre et du treillis soudé permet la formation rapide d'un soutènement fermé, avec moins de temps de fermeture et un contrôle efficace sur la déformation du terrain encaissant. A cet effet, le revêtement composite est plus souvent utilisé. Son revêtement secondaire peut également être en béton coffré à double couche.

Les boulons cloués dans la strate de loess permettent d'augmenter le module d'élasticité, la cohésion et l'angle de frottement interne du terrain encaissant dans la zone de clouage et limiter en quelques sortes le déplacement du tunnel. Mais dans la section à faible profondeur ou en terrain de teneur d'eau élevé ou dans la zone au-delà de l'angle de fracture des strates, au lieu du boulonnage systématique, des mesures telles que le soutènement de cintre renforcé, le soutènement en béton projeté, le soutènement de treillis soudé ou l'ajout de boulon stabilisant les pieds de cintre en approche du tunnel sont mises en place.

14.7.3 Les mesures de renforcement du substratum comportent : pieux en tube d'acier, pieux de compactage, colonne de jet-grouting, micro pieux etc. Les mesures à prendre en compte doivent s'adapter au dégagement du tunnel et au rythme d'exécution.

14.7.4 Le loess, caractérisé par sa porosité, son effondrement lorsqu'il est saturé, son amollissement par eau, voit ses résistances au cisaillement et à la compression diminuer considérablement avec l'augmentation du teneur en eau. L'eau est extrêmement néfaste pour la stabilité et l'intégrité des strates de loess, avec une réaction très rapide envers le loess. Des ravins de surface, dépressions de surface ou fissures de surface à proximité du tunnel doivent être remblayées ou revêtues, et des installations de drainage d'eau superficielle doit être mises en place, afin de réduire l'infiltration de l'eau superficielle.

14.7.5 Lorsqu'il y a de l'eau souterraine abondante et que le niveau d'eau souterraine est plus haut que le tunnel à creuser, il convient de disposer des puits sur le terrain de surface ou dans le tunnel pour réduire le niveau d'eau souterraine jusqu'à 1,5m en dessous de la contre-voûte. L'eau pénétrée et des venues d'eau dans le tunnel sont traitées par voie d'imperméabilisation ou d'évacuation pour éviter toute immersion des naissances et du fond du tunnel.

14.7.6 La déformation effondrée lorsque le loëss est saturé signifie que le loëss imbibé d'eau avec une certaine pression, voit sa structure rapidement détruite en conduisant ainsi à une déformation de tassement importante. Il se distingue en loëss effondré par son propre poids lorsqu'il est saturé et celui effondré par une charge supplémentaire en plus de son propre poids lorsqu'il est saturé. Le premier est un loëss susceptible de s'effondrer sous l'effet de son propre poids lorsqu'il est saturé et le deuxième est celui susceptible de s'effondrer sous l'effet de charges supplémentaires en plus de son propre poids.

Il y a plusieurs mesures pour traiter l'effondrement du loëss produit lorsqu'il est saturé et la sélection de celle à prendre dépend généralement des conditions de travaux et des engins à employer. Lorsque la strate de loëss au-dessous de la contre-voûte est faible, elle est souvent remplacée et remblayée par des chaulages en proportion de 3:7, en revanche, lorsqu'elle est épaisse, il faut adopter des pieux de compactage, des colonnes de jet-grouting, des pieux en tube d'acier ou des micro pieux pour s'opposer contre ce caractère d'effondrement.

14.7.7 Le portail du tunnel en loëss est conçu en se conformant aux exigences suivantes :

- 1 La conception et l'exécution des portails du tunnel sur le substratum en loëss sont essentiellement identiques à celles pour d'autres sections tout en mettant l'accent sur l'interception, le drainage et l'évacuation d'eau superficielle. La fondation susceptible d'affouillement et les pieds des talus de front et latéraux doivent être revêtus pour prévenir l'affouillement. Une excavation avec l'angle arrondi doit être exécutée à la jonction des talus latéraux et des talus de front pour réduire l'affouillement par la pluie ;
- 2 Pour les murs du portail du tunnel basés sur le substratum en loëss effondré lorsqu'il est saturé, il faut prendre des mesures en vue de renforcer la fondation du mur d'approche, du mur en aile et du tunnel à ciel ouvert en fonction des propriétés physiques et mécaniques du loëss pour éliminer l'effet dû à l'effondrement du substratum lorsque le sol est saturé ou reposer la fondation de ces murs sur la strate de loëss non effondré lorsqu'il est saturé.

14.8 Zone de haute contrainte crustale

14.8.1 Dans la zone de haute contrainte crustale, la disposition sur l'axe du tunnel doit permettre

de le croiser d'un petit angle avec la direction de la contrainte principale maximale pour réduire de l'impact des contraintes crustales sur le tunnel. Lorsque la contrainte principale maximale est perpendiculaire au plan du profil du tunnel, la structure du revêtement en profil en travers est soumise à une pression la plus forte. Le tunnel dans la zone ordinaire est pourvu, pour la plupart, de piédroits courbés avec une voûte ou est en profil en fer à cheval, en prenant la contrainte verticale comme la contrainte principale maximale. Mais dans la zone de haute contrainte crustale, les contraintes venant de tout sens, le profil rond est donc adopté de sorte que les contraintes autour du tunnel soient amenées d'être relativement uniformes. De plus, le profil rond et lisse du tunnel permet d'éviter toute concentration des contraintes provoquée par un changement brusque d'angle.

14.8.2 La déstabilisation du terrain encaissant du tunnel dans la zone de haute contrainte crustale se manifeste principalement sous les formes suivantes : l'éclatement et le détachement des roches pour le terrain encaissant à caractère dur, la grande déformation pour la roche tendre et la réduction du dégagement net du tunnel. Il existe actuellement plusieurs méthodes de classification pour l'éclatement des roches et la grande déformation, sans avoir débouché sur des spécifications unifiées. Les éclatements des roches peuvent se classer par les théories de résistance, de rigidité, d'énergie, de déstabilisation, de rupture ou d'onde de choc etc. et les grandes déformations : soit par analogie des travaux sur la base des expériences, soit en se basant sur l'analyse des valeurs, avec des méthodes telles que les comparaisons de la résistance au cisaillement et à la compression et des contraintes, la méthode de profondeur critique etc.

1 Les 5 conditions suivantes doivent être réunies pour que l'éclatement des roches ait lieu :

- 1) Résistance de la roche $R_0 \geq 50 \text{MPa}$;
- 2) Contrainte initiale dans la couche de roche $\sigma_0 \geq (0,15 \text{ à } 0,2) R_0$, la contrainte principale maximale est en général supérieure à 20MPa ;
- 3) Classe du terrain encaissant : I, II, III ;
- 4) La roche est sèche, sans eau, fragile, généralement sans fissure ;
- 5) L'excavation de travaux libère l'énergie de déformation élastique.

2 Les 5 conditions suivantes doivent être réunies pour que la grande déformation ait lieu :

- 1) Le terrain encaissant est doux, avec un caractère plastique et rhéologique très typique, et classé en IV, V ou VI, dont la résistance à la compression uniaxiale, l'angle de frottement interne, et la cohésion sont toutes faibles ;

- 2) Le terrain encaissant se trouve dans la zone de haute contrainte crustale ($R_c/\sigma_{\max} < 7$), dont les contraintes crustales sont beaucoup plus importantes que la résistance du terrain encaissant ;
- 3) Le coefficient de la pression latérale (λ) est supérieur à 1 ;
- 4) Le terrain encaissant présente une teneur en eau élevée ;
- 5) La rigidité et la résistance du soutènement sont insuffisantes, la mise en place du soutènement est tardive, la formation de l'anneau du soutènement n'est pas réalisée à temps.

Les critères de classification pour l'éclatement des roches et la grande déformation sont formulés en fonction des conditions de production de l'éclatement des roches et de la grande déformation et sur la base des expériences et des résultats des recherches relatifs à la construction des tunnels à haute contrainte crustale.

14. 8. 3 L'éclatement des roches signifie des phénomènes comme la forte fragmentation du bloc, le détachement, la projection, la vague d'air, la vibration, la production du son qui ont lieu au niveau du front de taille ou sur la paroi du tunnel sous la haute contrainte crustale; de l'énergie de déformation accumulée dans le massif rocheux sous les contraintes aux trois sens se libère lorsque le plan libre se forme suite au creusement, ce qui conduit à la déstabilisation du terrain encaissant et à la transformation de cette énergie en énergie cinétique du choc débouchant finalement sur une catastrophe géologique destructive et susceptible d'endommager le personnel et les équipements. L'éclatement des roches arrive souvent dans la section où la roche est dure et que le massif rocheux est complet avec peu ou pas d'eau souterraine. Lorsqu'il existe le risque d'éclatement des roches, il faut respecter le principe d'« avoir pour priorité la prévention et d'associer celle-ci et l'aménagement », la mesure de la contrainte crustale est à mener sur place au cours de l'exécution pour anticiper la probabilité de l'éclatement des roches. Le creusement à pleine section est adopté pour le cas d'un éclatement des roches léger de classe I; le creusement à pleine section, le creusement en demi-section avec un décalage faible et une exécution parallèle ou le creusement en section divisée pour le cas d'un éclatement des roches moyen de classe II; le creusement en section divisée ou avec galeries pilote à l'avancement pour le cas d'un fort éclatement des roches de classe III ou IV pour limiter l'ampleur de creusement, ralentir l'avancement d'exécution en prenant des mesures comme pas d'avancement court, forages intensifs aux alentours, division en plusieurs cycles, soutènement à temps, libération en avance de contrainte ou changement de conditions de contraintes du terrain encaissant etc.

14. 8. 4 La grande déformation du tunnel dans la zone de haute contrainte crustale est la déformation

plastique progressivement accumulée et évoluée dans le temps ou la réduction évidente du dégagement net du tunnel du fait de la libération progressive de l'énergie de déformation de son terrain encaissant due à la perte d'une partie ou de l'ensemble de sa capacité autoportante sous l'effet d'une contrainte crustale haute ou très haute. La destruction par la grande déformation de la roche tendre est due à l'application d'une pression de déformation excédant celle du soutènement, ce qui demande que seulement une structure de soutènement s'adaptant aux caractéristiques de la grande déformation de la roche tendre peut limiter la déformation du terrain encaissant et maintenir la stabilité de celui-ci. Pour ce faire, il est proposé d'adopter le pré-soutènement (renforcement) afin de renforcer et améliorer les performances du terrain encaissant et d'augmenter sa résistance à la déformation; le soutènement actif (flexible) doit permettre à la fois de s'opposer au terrain encaissant et de le laisser évoluer, à la recherche de contrôler la déformation du terrain encaissant dans une limite admissible, tout en produisant un cercle plastique raisonnable et en libérant certaines énergies et enfin en maintenant une dégradation progressive de la résistance du terrain encaissant sans avoir aucun cercle de déconfinement. Le soutènement passif (rigide) est appliqué au terrain encaissant ayant déjà été partiellement déformé en renforçant le contrôle d'exécution et la résistance et la rigidité du revêtement secondaire, pour empêcher l'évolution davantage de la déformation du terrain encaissant et maintenir la stabilité du soutènement à long terme.

14.9 Pergélisol

14.9.1 Le gonflement dû à la congélation ou le dégel arrive souvent au tunnel en pergélisol, il faut donc définir soigneusement la position du tunnel à la suite des enquêtes minutieuses.

14.9.3 La conception des approches du tunnel en pergélisol a pour points importants l'étanchement, le drainage d'eau, la préservation thermique et la protection de l'environnement du pergélisol. Le H/L des talus de front et latéraux en approche du tunnel à prendre en compte doit permettre de réduire la perturbation sur la pente d'origine et la destruction des végétations. Des mesures de préservation et d'isolation thermiques sont appliquées à ces talus à l'issue de leur excavation, afin de réduire de l'impact sur l'équilibre thermique existant.

14.9.4 Il existe deux types de revêtement du tunnel applicables à la zone de pergélisol: revêtement composite en béton projeté et boulonné, applicable au tunnel en roche gelée; revêtement en béton coffré à double couche, applicable au tunnel en terre gelée. Vu les caractéristiques mécaniques complexes de la terre (roche) gelée, le changement de l'environnement du pergélisol et du champ de température du terrain encaissant dû à la construction du tunnel peut conduire à la formation d'un cercle de gel-dégel posant des problèmes sur le gonflement dû à la congélation et le cycle gel-dégel, le revêtement étant soumis à un gonflement dû à la congélation. Or le revêtement

composite avec des piédroits courbés et une contre-voûte s'y adapte bien. L'objet de l'agrandissement du gabarit du tunnel est de réserver une certaine espace supplémentaire à des mesures de renforcement.

14.9.5 Le béton coffré qui est coulé à basse température et a une chaleur d'hydratation faible permet de réduire la perturbation sur le champ de température du terrain encaissant.

交通运输部信息公开
浏览专用

15 Radier et chaussée dans le tunnel

15.1 Dispositions générales

15.1.1 à 15.1.3 Vu que le tunnel traverse des strates, les conditions d'intégration et d'exploitation du tunnel sont différents de celles à l'extérieur et le radier et la chaussée du tunnel ont les particularités suivantes par rapport à la plate-forme et la chaussée du reste de l'itinéraire :

- 1) Comme le radier et la chaussée du tunnel se trouve dans la montagne, ils sont plus influencés par des eaux souterraines;
- 2) Le tunnel, étant un ouvrage sous la forme de tube, présente une espace étroite où il y a de l'échappement accumulé en provenance des véhicules. Des échappements, fumées, essences et poussières adhèrent plus étroitement à la chaussée intérieure qu'à celle extérieure. L'essence, la pollution et la poussière adhèrent à la chaussée affaiblissent la résistance au glissement de celle-ci et cet effet peut durer longtemps puisqu'elles ne peuvent pas être emportées par la pluie;
- 3) La température de l'incendie dans le tunnel a un impact plus grave sur la chaussée intérieure que sur celle extérieure;
- 4) Restreintes par des conditions de l'emprise dans le tunnel, le radier et la chaussée intérieurs revêtent des conditions d'exécution très défavorables et une intervention de maintenance très difficile; ;
- 5) La pluie a un impact important sur la sécurité de la circulation. L'eau apportée par les véhicules dans le tunnel, notamment dans la section de portail, peut réduire la résistance au glissement de la chaussée;

- 6) En général, les conditions d'éclairage dans le tunnel sont défavorables, ce qui conduit à une mauvaise visibilité et défavorise la circulation.

Lesdites particularités font que le volume de trafic, la vitesse du trafic, les indices d'alignements horizontaux et verticaux et les climats ont des impacts plus importants sur la route dans le tunnel que le reste de l'itinéraire. À cet effet, la structure de chaussée dans le tunnel doit être dotée de capacités plus fortes contre la corrosion et l'amollissement. Le système de chaussée rigide, grâce à sa bonne stabilité à l'eau et à sa bonne adaptabilité, est dans de nombreux cas utilisé dans les tunnels chinois. En revanche, le système de chaussée semi-rigide ou souple est moins utilisé, car ce type de chaussée a un faible module d'élasticité, ce qui entraîne une réduction de la durée de vie.

Il existe deux types de système de chaussée rigide: la chaussée en béton de ciment (y compris chaussée en béton à fibres d'acier et chaussée en béton armé continu) et la chaussée composite constituée d'une couche supérieure en enrobé et d'une couche inférieure en béton de ciment (y compris chaussée en béton à fibres d'acier et chaussée en béton armé continu). La conception de la chaussée dans le tunnel doit être conformée aux dispositions relatives de la *Norme de conception de la chaussée en béton de la route* (JTG D40) et de la *Norme de conception de la chaussée bitumineuse de la route* (JTG D50) en vigueur.

15.1.4 Un système de drainage complet sous la chaussée de tunnel permet de réduire les défauts et d'augmenter largement sa durée de vie, notamment pour la couche de roulement bitumineuse qui est sensible à l'eau ayant une mauvaise stabilité à l'eau et pour laquelle il est primordial d'assurer l'absence de l'eau.

15.2 Radier dans le tunnel

15.2.1 Le tunnel avec une contre-voûte est en revêtement fermé. Il est exigé de remplir la contre-voûte de béton ou de béton de moellon, ce qui lui permet d'avoir une bonne stabilité, un bon compactage et une bonne homogénéité de la plate-forme.

15.2.2 Le radier du tunnel, reposant sur le substratum rocheux naturel sans contre-voûte, est conditionné énormément par des eaux souterraines, ce qui impose des exigences sur la stabilité à l'eau et l'amollissement. Le substratum rocheux stable est celui en roche dure en bloc énorme ~ intégrale et est dépourvue d'amollissement évidant ou de celui naturel en roche assez dure. Le tir, qui est très couramment utilisé pour le creusement du tunnel sous montagne, peut entraîner certain impact sur l'intégrité de son terrain encaissant.

15.3 Chaussée dans le tunnel

15.3.1 En Europe, la quasi-totalité des tunnels sont de chaussée bitumineuse, alors qu'au Japon c'est la chaussée en béton de ciment qui prévaut. Avant l'année 2000, la chaussée en béton de ciment était plus couramment utilisée pour les tunnels routiers en Chine. Pourtant, après la publication et la mise en vigueur de la *Norme de conception des Tunnels routiers (JTG D70—2004)*, la chaussée composite est de plus en plus appliquée aux tunnels autoroutier et routier de première classe. Elle voit son application étendre du fait qu'elle permet d'assurer une circulation plus en sécurité et de réduire le taux d'accident. De ce fait, la présente norme propose la chaussée composite constituée d'une couche supérieure en enrobé et d'une couche inférieure en béton de ciment pour les tunnels routiers de première classe et autoroutiers. Mais les exigences en la matière dans les régions de la Chine se diffèrent vu que le territoire est vaste et qu'il existe une grande disparité entre ces régions en ce qui concerne volume de trafic, de l'état de transport et du développement etc. Les tunnels routiers d'autres classes peuvent faire appel à la chaussée composite ou à la chaussée en béton de ciment et ceci dépend de l'état de circulation et de transport, des particularités régionales, de l'approvisionnement de matériaux et de l'analyse économique etc.

15.3.2 Étant donné qu'une sur-excavation ou une sous-excavation peut se produire sur le radier rocheux, la chaussée de tunnel sans contre-voûte doit disposer d'une couche de base qui peut également servir de couche d'arasement. Une couche d'arasement indépendante peut aussi être disposée en cas de sur-excavation importante au fond ou selon les besoins de l'exécution de travaux. Quant au tunnel avec une contre-voûte, le remplissage de contre-voûte peut servir de couche d'arasement et de couche de base rigide, donc il convient de ne pas envisager la couche de base.

15.3.3 Comme les eaux souterraines influent plus sur la couche de base de la chaussée dans le tunnel que sur celle à l'extérieur, il convient donc de la concevoir comme une couche rigide très stabilisée à l'eau, à titre de conseil, en béton non armé de résistance élevée et de bonne stabilité.

La couche d'arasement, s'il y en a lieu, doit avoir une épaisseur moyenne supérieure ou égale à 15cm, dont la quantité de travaux peut être déterminée en fonction de la profondeur de sur-excavation admissible en moyenne du radier de tunnel. L'enquête pour la présente révision s'avère qu'une couche d'arasement de 100 à 150mm d'épaisseur est relativement mince.

15.3.4

- 1 Les travaux construits dans certaines provinces montrent que les tunnels routiers de

deuxième, troisième et quatrième classe prévoient généralement l'utilisation de la couche de roulement en béton de ciment avec des joints, qui présente globalement un bon état ;

- 2 Pour la couche superficielle ou inférieure en béton de ciment ordinaire (y compris le béton armé continu et le béton à fibres d'acier) de la chaussée en béton de ciment de la route de première classe ou de l'autoroute, le ferrailage ou l'utilisation du béton à fibres d'acier permet de réduire les fissures réfléchies, d'augmenter la durabilité et les performances de la chaussée et de diminuer le coût d'entretien, cette méthode est de ce fait proposée par la présente norme ;
- 3 La conception doit tenir compte du fait que la différence de changement de température est faible dans le tunnel et être effectuée de telle façon que l'espacement entre les joints de reprise et les joints de dilatation sur la dalle puisse être plus grand que celui sur la dalle à l'extérieur ;
- 4 Compte tenu de la difficulté d'exécution et de maintenance dans le tunnel, la dalle en béton de ciment dans le tunnel devrait être plus épaisse que celle à l'extérieur ou au moins aussi épaisse. Lorsque la conception structurale de la chaussée est réalisée en suivant les critères de conception de fiabilité, il convient de choisir le coefficient de variation C_v entre le niveau moyen ~ haut pour les performances de matériaux et les dimensions de structure ;
- 5 Les exigences posées par le tableau 4.5.7 dans la *Norme de conception de la chaussée en béton de ciment de la route (JTG D40-2011)* sur la profondeur de structure superficielle de la couche de roulement en béton de ciment des routes de toute classe sont présentées dans le tableau 15-1.

Tableau 15-1 Exigences sur la profondeur de la structure superficielle de la couche de roulement en béton de ciment des routes de toute classe (mm)

Classes de route	Autoroute, route de première classe	Route de deuxième, troisième, quatrième classe, by-pass véhicules
Section ordinaire	0,70 ~ 1,10	0,50 ~ 1,00
Section spéciale	0,8 ~ 1,2	0,6 ~ 1,1

Nota:

1. Section spéciale—croisement dénivelé ou plan ou voie de changement de vitesse pour l'autoroute et la route de première classe et virage subit, pente raide, croisement ou proximité de l'agglomération pour les routes d'autres classes ;
2. Les valeurs listées dans le tableau peuvent être réduites de manière adéquate pour les régions dont les précipitations sont inférieures à 600mm.

Ces dernières années, la chaussée en béton de ciment du tunnel routier se dévoile des problèmes comme l'insuffisance de la résistance au glissement de la surface ou un faible coefficient d'

adhérence (coefficient de frottement), par conséquent, la présente révision propose de considérer la structure de surface de la chaussée dans le tunnel comme une section spéciale et de la doter d'une résistance à l'usure. En raison des conditions défavorables (trafic lourd ou très lourd, virage subit, pente longitudinale continue, longue et raide), elle prescrit que la profondeur de la structure superficielle prenne la valeur maximale pour augmenter la sécurité d'exploitation du tunnel.

Des recherches et des mesures pratiques montrent que le rainurage longitudinal sert à augmenter le frottement transversal par glissement ou par braquage pour éviter le dérapage, tandis que le rainurage transversal sert à augmenter le frottement de freinage longitudinal pour raccourcir la distance de freinage. De ce fait, le rainurage transversal est appliqué à la chaussée dans la section ordinaire du tunnel routier égal ou inférieur à deuxième classe, alors que le rainurage longitudinal ou la combinaison des deux types de rainurage devrait être appliqué à la chaussée de grande pente longitudinale, de l'autoroute et du tunnel de première classe, afin d'augmenter la résistance au glissement.

- 6 La pose du revêtement supplémentaire est appliquée à la chaussée du tunnel autoroutier ou routier de première classe et pour la réhabilitation de l'ancienne route du tunnel d'autres classes.

15.3.5 Des calculs indiquent qu'avec la couche de base rigide stipulée par la présente norme, la dalle de la couche de roulement en béton de ciment subit une contrainte de traction relativement faible, le ferrailage sert donc à limiter la production du retrait du béton et de fissure de retrait de séchage. Il ne convient pas d'utiliser directement la méthode de calcul mentionnée dans l'*Annexe E Calcul de ferrailage longitudinal de la couche de roulement en béton armé continu de la Norme de conception de la chaussée en béton de ciment de la route (JTG D40—2011)*. Le ratio d'armature pour la chaussée dans le tunnel est donc réduit par la présente révision.

15.3.6

- 1 Si les matériaux et les performances d'usage routier de la chaussée bitumineuse dans le tunnel sont identiques à ceux à l'extérieur, ils satisfont généralement aux exigences environnementales du tunnel, les dispositions relatives doivent donc se conformer aux exigences de la *Norme de conception de la chaussée bitumineuse de la route (JTG D50)* en vigueur ;
- 2 L'espace dans le tunnel est long, étroit et demi-fermé, conduisant donc à un entretien et une maintenance difficiles, la couche de roulement bitumineuse d'une épaisseur totale de 80 ~ 100mm de la chaussée composite fait preuve d'un bon effet dans les tunnels construits, la valeur de cette épaisseur reste donc identique à celle de l'ancienne version ;

- 3 Le type d'enrobé est identique à celui à l'extérieur du tunnel pour faciliter l'étalement et l'entretien. L'enrobé tiède a déjà été utilisé dans les tunnels très longs, l'ajout d'adjuvant tiède, qui n'influe pas sur ses performances, aide à améliorer les conditions de l'étalement ;
- 4 La couche de liaison est disposée entre la couche inférieure bitumineuse et la dalle en béton pour renforcer la cohésion et éviter le glissement entre les couches ;
- 5 Les mesures telles que l'utilisation des géosynthétiques armés ou la mise en place de la couche d'absorption des contraintes permettent de réduire l'apparition des fissures réfléchies au niveau des joints de déformation etc.

15.3.7 Pour les zones de la dalle en béton qui sont susceptibles de se fissurer ou présentent des fissures, il convient de disposer une couche d'arasement au niveau de la couche inférieure en béton ou du radier en béton armé pour réduire les fissures réfléchies sur la couche de roulement bitumineuse. Les dispositions imposées sur la couche d'arasement ont pour objet de renforcer la cohésion entre la couche de roulement bitumineuse et la couche inférieure en béton de ciment ainsi que d'augmenter la résistance à l'arrachement de la couche supérieure bitumineuse et de réduire la destruction de structure par l'étalement. Le présent article se réfère aux dispositions concernant l'étalement sur le tablier du pont en béton de ciment dans la *Norme de conception de la chaussée bitumineuse de la route* (JTG D50).

15.3.8 L'incohérence du type de couche de roulement entre la chaussée à l'intérieur du tunnel et celle à l'extérieur provoque la différence des résistances au glissement, ayant des impacts sur la sécurité de circulation.

- 1 La longueur totale de la section d'entrée éclairée et la section de transition du tunnel est calculée selon les *Règlements détaillés de conception de l'éclairage du tunnel routier* (JTG/T D70/2-01—2014), la résistance au glissement est sujette aux dispositions plus sévères que celles concernant les alignements horizontaux et verticaux en 3s en approche du tunnel posées par la *Norme Technique des Travaux routiers* (JTG B01—2014).

- 2 Or, les dispositions sont identiques à celles concernant les alignements horizontaux et verticaux en approche du tunnel posées par la *Norme Technique des Travaux routiers* (JTG B01—2014).

15.3.9 Lorsque la chaussée en béton est liée avec celle bitumineuse dans le tunnel, la section de transition peut être disposée selon la figure 15-1.

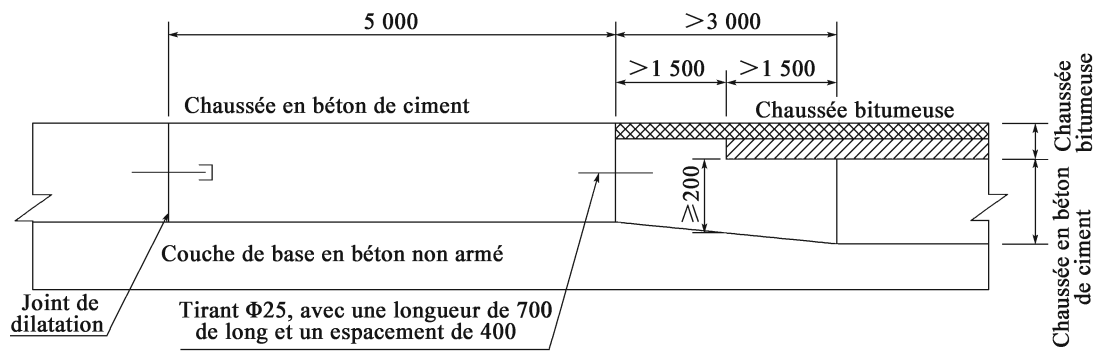


Figure 15-1 Section de transition entre la chaussée en béton et la chaussée bitumineuse (unité: mm)

交通运输部信息公开
浏览专用

16 Conception parasismique

16.1 Classification et critère de la conception et la protection parasismiques

16.1.1 La classification et le critère de la conception et protection parasismiques du tunnel routier sont tous déterminés selon les caractéristiques propres du tunnel et conformément à la *Norme de classification de la conception et la protection parasismiques pour les travaux de construction* (GB 50223) et à la *Norme de protection parasismique pour les travaux routiers* (JTG B02).

La classification et le critère de la conception et la protection parasismiques proposés par la *Norme de protection parasismique pour les travaux routiers* (JTG B02—2013) sont applicables globalement. Pourtant, avec le développement rapide la construction de tunnel routier en Chine, notamment la construction d'envergure du tunnel très long, il est nécessaire d'ajuster la classification de la sensibilité des ouvrages pour la conception et la protection parasismiques, afin de rendre plus opérationnelle la conception parasismique. Selon les exigences de la conception et protection parasismiques, les tunnels sont classées en A, B, C et D, dont la classe A concerne le grand tunnel immergé qui ne fait pas objet de la présente norme. Le domaine d'application du tunnel de classes B, C et D est proposé en se référant au critère de classification de la sécurité de la structure du tunnel routier.

16.1.2 à 16.1.3 Dans l'objectif de ce que « les ouvrages ne doivent pas être endommagés par le séisme faible, doivent être réparables après le séisme moyen et ne doivent pas s'effondrer par le séisme fort » et compte tenu de la continuité et cohérence de la capacité parasismique objective prescrite par les normes parasismiques en vigueur et des nouveaux objectifs des conceptions parasismiques chinoises et internationales sur le tunnel, la présente norme prescrit que: l'objectif parasismique du tunnel de classe B est que le dommage ne se produit pas sous le séisme E1 (période de retour de 75 ans), le dommage limité peut apparaître sous le séisme E2 (période de retour d'environ 1 000 ans), et la circulation normale peut être maintenue après le séisme; pour le tunnel de classe C, l'objectif est que le dommage ne se produit pas sous le séisme E1 (période de

retour de 50 ans), l'effondrement partiel ou entier ne se produit pas sous le séisme E2 (période de retour d'environ 475 ans); pour le tunnel de classe D, l'objectif est que le dommage ne se produit pas sous le séisme E1 (période de retour de 30 ans).

Le critère de la conception et la protection parasismiques stipulé par la présente norme est presque le même que celui par la *Norme de protection parasismique pour les travaux routiers* (JTG B02—2013). La conception parasismique connaît cependant de grandes évolutions, en adoptant la conception et la protection parasismiques à deux niveaux et en deux stades. Il s'agit d'une conception parasismique élastique pour le premier stade et d'une conception parasismique plastique pour le deuxième stade. Celle-là, correspondant au séisme E1, permet d'atteindre le niveau de conception et protection parasismiques équivalent à la *Norme de protection parasismique pour les travaux routiers* (JTG B02—2013) et celle-ci, correspondant au séisme E2, permet d'assurer à travers la vérification que la structure ait une déformation plastique suffisante pour ne pas s'effondrer. La conception des mesures de lutte contre le séisme doit assurer que la structure ait une capacité parasismique suffisante.

Plusieurs investigations sur les dommages causés aux tunnels par le séisme concourent à montrer que la capacité parasismique des ouvrages souterrains est meilleure que celle de la structure de surface et que peu de tunnels subissent des dommages structuraux dans les régions d'intensité VI à VII. De ce fait, il ne suffit de concevoir que des mesures de lutte contre le séisme pour le tunnel routier dans la région où l'accélération maximale du sol fondamentale est égale ou inférieure à 0,10g.

16.2 Action sismique

16.2.1 En général, la conception parasismique du tunnel routier ne nécessite pas d'évaluation spécifique sur la sécurité sismique du site. En effet, l'action sismique est définie explicitement dans la présente norme.

16.2.2 Le tableau 16.2.2 de la présente norme, citant les dispositions de la norme chinoise *Carte de zonage chinois des Risques sismiques* (GB 18306), définit la classification de la conception et la protection parasismiques ainsi que l'intensité parasismique pour juger la liquéfaction du sol et déterminer les mesures de lutte contre le séisme de la structure.

16.2.3 Les tableaux 16-1 à 16-3 montrent que; en considérant le coefficient de sensibilité et les coefficients d'influence synthétique différents, le paramètre du mouvement sismique pour la conception du tunnel de classe B est entre (0,34 à 0,425) A, correspondant à 0,426A du coefficient du mouvement sismique de conception de la période de retour de 75 ans; celui pour le

tunnel de classe C est entre $(0,26 \text{ à } 0,325)A$, correspondant à $0,34A$ de la période de retour de 50 ans; celui pour le tunnel de classe D est entre $(0,20 \text{ à } 0,25)A$, correspondant à $0,255A$ de la période de retour de 30 ans.

Tableau 16-1 Paramètres du mouvement sismique calculés sur la base du coefficient de sensibilité et du coefficient d'influence synthétique dans la Norme de protection parasismique

coefficient d'influence synthétique	Coefficient de sensibilité			
	1,7	1,3	1,0	0,8
0,20	0,34A	0,26A	0,20A	0,16A
0,25	0,425A	0,325A	0,25A	0,20A

Nota: A est l'accélération sismique de conception

Tableau 16-2 Période de retour (an) correspondant au coefficient de sensibilité et coefficient d'influence synthétique dans le tableau 16-1

Coefficient de sensibilité	coefficient d'influence synthétique			
	1,7	1,3	1,0	0,8
0,20	50	31	21	16
0,25	75	46	29	21

Tableau 16-3 Période de retour (an) pour la conception sismique en ne considérant que le coefficient de sensibilité

Coefficient de sensibilité	Probabilité de dépassement annuelle	Période de retour
1,7	0,048%	Environ 2 000 ans
1,3	0,106%	Environ 1 000 ans
1,0	0,210%	Environ 475 ans
0,8	0,370%	Environ 270 ans

Selon le tableau, il est constaté qu'en cas de séisme E1, le paramètre du mouvement sismique de conception peut être ajusté par l'intégration des différents coefficients d'importance, il est convenable d'adopter la conception élastique et de supprimer le coefficient d'influence synthétique. Le coefficient de sensibilité de classe B, C et D prend respectivement 0,43, 0,34 et 0,26, correspondant à la période de retour de 75 ans, 50 ans et 30 ans.

En matière d'action du séisme E2, le coefficient de sensibilité de classe B et C prend la même valeur que celle donnée par la Norme de protection parasismique pour les travaux routiers (JTG B02—2013), correspondant respectivement à 1,3 et 1,0 et à la période de retour de 1 000 ans et 475 ans. La Norme de protection parasismique pour les travaux routiers (JTG B02—2013) ne tient compte que de la conception de premier stade, avec une conception parasismique élastique suite à la

réduction de l'effort sismique par l'intégration du coefficient d'influence synthétique, en impliquant que la structure est autorisée à se mettre en état plastique et qu'il y a des exigences imposées sur sa déformation plastique. Néanmoins, la conception parasismique plastique nécessaire n'est pas réalisée pendant la conception, il n'est donc pas certain que les exigences sur la déformation plastique puissent être satisfaites, ceci est un défaut important. De ce fait, la présente norme prescrit des règlements sur la conception parasismique plastique sous l'action du séisme E2 pour rectifier ce point.

16.2.4 Pour les tunnels qui doivent être soumis à l'évaluation sur la sécurité sismique du site conformément à la présente norme et à la *Norme d'évaluation sur la sécurité sismique du site* (GB 17741), le niveau d'action sismique ne doit pas être inférieur à celui prescrit par la présente norme, à savoir le niveau d'action E1 et E2 mentionné dans le tableau 16.2.3. Comme il est conclu de l'évaluation sur la sécurité sismique du site des paramètres du mouvement sismique sous la forme de « probabilité de dépassement en période de référence », donc, pour les tunnels soumis à cette évaluation, sa probabilité de dépassement de l'action sismique ne doit pas être inférieure à celles indiquées dans le tableau 16.2.3. En résumé, pour le tunnel soumis à l'évaluation sur la sécurité sismique du site, les valeurs recommandées de l'action sismique sont présentées dans le tableau 16-4.

Tableau 16-4 Niveau d'action sismique du tunnel soumis à l'évaluation sur la sécurité sismique du site

Type parasismique	E1	E2
B	63% de probabilité de dépassement en période de référence de 75 ans	10% de probabilité de dépassement en période de référence de 100 ans
C	63% de probabilité de dépassement en période de référence de 50 ans	10% de probabilité de dépassement en période de référence de 50 ans
D	63% de probabilité de dépassement en période de référence de 30 ans	—

16.3 Vérification parasismique

16.3.1 La vérification parasismique sert à déterminer les caractéristiques objectives de vérification après avoir formulé des exigences de la capacité parasismique, les caractéristiques actuellement choisies sont les suivantes : niveau de contrainte (résistance), exigences fonctionnelles de l'ouvrage (volume de déformation, largeur de fissure, ouverture du raccord etc.), et stabilité du massif de sol autour du tunnel. Les spécifications admissibles doivent être déterminées en prenant en compte de la sensibilité d'ouvrage, du niveau d'action sismique, du type de structure et des

conditions du terrain encaissant.

La méthode de combinaison des charges sous l'action sismique est prescrite tant dans la présente norme que dans la *Norme de conception du tunnel immergé*.

16.3.2 Dans la vérification parasismique sous l'action sismique E1, les caractéristiques de structure sont dans la limite élastique, le niveau de contrainte de la structure est sous la limite d'élasticité, des règlements relatifs se trouvent dans la norme parasismique en vigueur. Le tunnel creusé à l'explosif doit se conformer aux règlements concernant le coefficient de sécurité de la résistance structurale dans la *Norme de protection parasismique pour les travaux routiers* (JTG B02—2013), le tunnel à ciel ouvert peut se référer aux règlements concernant la vérification de résistance de la structure dans la *Norme de conception parasismique de la construction* (GB 50111).

16.3.3 En ce qui concerne la structure du tunnel creusé à l'explosif, une analyse globale et systématique sur la réponse au séisme du tunnel routier voûté (en fer à cheval) a été réalisée au cours de l'élaboration de la présente norme : des calculs ont été exécutés en matière de rigidité du massif roche-sol, de profondeur du tunnel et de rigidité de structure sur la base du comportement de dommage élastique et plastique du béton. On obtient ainsi la courbe de capacité parasismique du tunnel basée sur le degré de dommage et analyse la relation entre celle-ci et les dommages sismiques ; en s'appuyant sur la recherche à l'égard de la sensibilité de réponse de la structure et les spécifications caractéristiques, le taux de déformation maximal (soit la valeur de convergence maximale) est choisi comme l'indicateur parasismique de performance ; trois niveaux de performance sont identifiés sur la courbe de capacité parasismique classique : structure intégrale, structure légèrement détruite et structure gravement détruite. En considérant généralement la conception, l'exécution et l'entretien etc., sur la base des statistiques et de l'analyse, le seuil de l'indicateur de performance finalement proposé est comme suit : la valeur de convergence maximale pour la structure légèrement détruite prend 5%, la structure gravement détruite 15%.

16.3.4 Selon la sensibilité et les caractéristiques structurales du tunnel et les conditions géotechniques dans la zone traversée du tunnel, le calcul parasismique du tunnel se déroule sur trois aspects : profil en travers, sens longitudinal et modélisation à trois dimensions du tunnel. Les méthodes de calcul du profil en travers du tunnel concernent les méthodes statiques, de réponse de déplacement et d'analyse dynamique (course de temps), et celles dans le sens longitudinale sont les méthodes de réponse de déplacement et d'analyse dynamique (course de temps).

L'action sismique que la structure supporte dans la méthode statique comprend la force d'inertie sismique du poids propre, la force d'inertie sismique de la colonne de sol en haut du tunnel et l'incrément dynamique de poussée active, cette méthode est convenable pour le tunnel de dimension

importante creusé à l'explosif et en roche encaissante.

La méthode de réponse de déplacement, quant à elle, prend en compte la différence de déplacement des strates autour du tunnel, le cisaillement du plan périphérique du tunnel et la force d'inertie de la structure comme les charges sismiques. Cette méthode est applicable au tunnel dont la réponse sismique est influée par le déplacement relatif des strates, par exemple, le tunnel au tunnelier et celui creusé à ciel ouvert dans la zone urbaine, le tunnel au tunnelier et celui immergé pour traverser la rivière ou la mer etc.

En ce qui concerne la méthode d'analyse dynamique (course de temps), elle présente une haute précision, prend en compte non seulement des caractéristiques non linéaires du terrain encaissant et de la structure du tunnel, mais aussi du comportement de la réponse sismique à tous sens du tunnel. Il s'agit d'une méthode applicable aux tunnels de tout type, néanmoins, sa réalisation prend beaucoup de temps et d'efforts, et son calcul et son analyse des résultats nécessite une compétence personnelle rare.

16.4 Mesures de lutte contre le séisme

16.4.1 En général, il est favorable à la protection parasismique pour le tunnel en massif rocheux dur et intégral et y est défavorable pour le tunnel de mauvaises conditions géologiques ; il y est favorable pour celui à grande profondeur et y est défavorable pour le tunnel à faible profondeur ; du point de vue de la structure d'un tunnel, ses approches et talus latéraux et de front sont les parties plis défavorables pour la protection parasismique. Notamment dans de mauvaises conditions géologiques telles qu'éboulis, glissement du terrain, éboulement du terrain, effondrement, chute de blocs depuis le terrain encaissant, au thalweg difficile à drainer ou dans la zone au-dessous d'une falaise escarpée et instable, il arrive une déformation de la montagne si un séisme fort a lieu.

16.4.2 Les approches, les talus latéraux et de front excavés et les sections en roche peu intégrale ou en sol de conditions géologiques défavorables dans la zone soumise au séisme, en raison d'une érosion éolienne à long terme, risquent d'avoir des effondrements et chutes de blocs, débouchant ainsi sur un bouchage des approches du tunnel qui y interrompt le trafic. Il est exigé donc de limiter strictement la hauteur de creusement en approche du tunnel et d'y prévoir une section à ciel ouvert ou de prendre des mesures de prévention efficaces en approche du tunnel soumises aux conditions géologiques défavorables, pour assurer la sécurité.

16.4.5 L'intégrité des structures est un des facteurs importants pouvant conditionner sa capacité parasismique. Vu que la jonction entre le mur d'approche du portail du tunnel et le cadre circulaire du revêtement et celle entre le mur d'approche et le mur ou le corbeau du tunnel à ciel ouvert

pourvu de porte-à-faux sont les parties faibles du point de vue parasismique, il faut donc prendre des mesures de lutte contre le séisme pour renforcer la connexion.

16.4.6 Une attention particulière doit être accordée à la conception et la protection parasismiques des approches, de la section à faible profondeur ou de la section à charge excentrée du tunnel, dont le revêtement doit être renforcé en prenant en compte de classe du terrain encaissant. La longueur à renforcer du tunnel, d'un point de vue parasismique, est calculée en fonction de l'épaisseur de couverture la plus faible de l'écoïçon et de la variation de pente longitudinale du sol en approche du tunnel et en prenant en compte de la largeur de profil du tunnel et de la classe du terrain encaissant. Dans la pratique, quand les conditions topographiques et géologiques au niveau du tunnel paraissent compliquées, il faut réserver une marge de sécurité en fonction de la situation de travaux.

16.4.7

- 4 L'élargissement du profil du tunnel après le séisme peut offrir un espace supplémentaire pour des réparations à intervenir ultérieurement. La quantité de sur-excavation est déterminée en fonction de l'intensité du séisme, des conditions du terrain encaissant et du profil de tunnel etc.

Le joint parasismique, servant à la fois de joint de reprise et de joint de tassement, a une largeur plus grande que ces deux derniers. Il est en mesure de réserver une marge de déplacement longitudinal du tunnel après le séisme; il faut assurer que le joint parasismique est bien rempli et compacté, avec des mesures d'étanchéité du tunnel, telles que bande d'arrêt d'eau extérieure et bande d'arrêt d'eau incorporée avec bordure d'acier dont les indices de performance physiques et mécaniques satisfont aux exigences de déplacement et de déformation du tunnel.

16.5 Installations dans le tunnel

16.5.1 à 16.5.3 Les installations dans le tunnel comprennent les ouvrages auxiliaires, les installations de ventilation, d'éclairage et de circulation etc. Lors de la conception parasismique du tunnel routier, il faut assurer la stabilité des installations dans le tunnel vis-à-vis du séisme pour éviter tout dommage des installations en eux-mêmes ou tout impact sur la sécurité de la structure, des piétons et du trafic routier.

17 Conception de réhabilitation et d'élargissement/prolongement

17.1 Dispositions générales

17.1.1 La réhabilitation et l'élargissement/prolongement du tunnel routier ont pour objectif de monter la classe de route et d'améliorer les conditions et la capacité de trafic et consistent, en profitant des alignements, de la position, de l'itinéraire et du couloir du tunnel existant, à élargir, à étendre ou à réhabiliter le tunnel, y compris l'élargissement d'un tunnel bitube à quatre voies existant à celui bitube à six ou huit voie et l'élargissement d'un tunnel monotube à double sens existant à celui bitube à sens unique.

Réhabilitation : renforcement du revêtement, ajustement de la largeur de la chaussée, réfection de la chaussée, réhabilitation des réseaux d'assainissement et des réseaux secs, construction de nouveaux rameaux pour le tunnel existant, amélioration ponctuelle des exigences techniques et des caractéristiques de sécurité, amélioration des services etc.

Élargissement : élargissement du profil et du dégagement net du profil d'un tunnel existant, s'accompagnant d'une démolition du revêtement existant.

Construction d'un nouveau tube parallèle : construire un ou plusieurs nouveau (x) tube (s) parallèle(s) à celui existant.

17.1.2 Avant la conception de réhabilitation et d'élargissement/prolongement du tunnel, il faut effectuer un diagnostic sur le tunnel existant sur les plans de la conception, de l'exécution et de l'exploitation, à titre plus précis, visant les plans de conception, les documents géologiques en phases de conception et d'exécution, les informations sur les modifications de conception, les plans de récolement après la fin de travaux, les conditions en approche du tunnel, les constructions concomitantes ou ouvrages existants à proximité, les installations et capacité de drainage du tunnel,

les documents de contrôle, de maintenance et de renforcement vis-à-vis des défauts des structures et du tunnel, ainsi que la situation sur les défauts, les structures et l'exploitation du tunnel etc.

17.2 Conception de réhabilitation et d'élargissement/prolongement du tunnel

17.2.1 La réhabilitation et l'élargissement/prolongement consistent à mettre en usage partiellement ou intégralement le tunnel existant. Pendant ce cours, il faut généralement maintenir la circulation normale dans le tunnel existant. Il est inévitable que la structure et la circulation du tunnel existant soient influencées. De ce fait, il faut tout d'abord procéder à des analyses et diagnostics détaillés sur l'état du tunnel existant et prévoir les critères techniques de manière raisonnable, en réutilisant le tunnel existant dans la mesure du possible pour économiser le coût de construction. La rétention d'une solution répondante aux exigences fonctionnelle et sécuritaire du trafic routier parmi les variantes prévues doit recourir aux comparaisons technique et économique.

17.2.2 L'élargissement/prolongement du tunnel, tout comme la construction d'un nouveau tube parallèle, doivent être réalisées conformément aux normes techniques en vigueur.

17.2.3 L'élargissement en place d'un tunnel bitube à quatre voies à un tunnel bitube à six voies est une solution économique, permettant d'avoir de bonnes conditions d'exploitation.

17.2.4 Il existe quatre variantes pour élargir ou étendre un tunnel bitube à quatre voies à un tunnel à huit voies : I élargir respectivement les deux tubes à quatre voies existant pour former un tunnel bitube à huit voies, à savoir l'élargissement en place (voir la figure 17-1) ; II construire deux nouveaux tubes à deux voies pour former un tunnel à quatre tubes, à huit voies et à double sens en complément du tunnel existant (voir la figure 17-2) ; III construire un nouveau tube à deux voies parallèle à un existant et élargir directement l'autre tube à un tube à quatre voies (voir la figure 17-3) ; IV élargir le tunnel existant à un tube à quatre voies, construire un nouveau tube à quatre voies et transformer l'autre tube existant en galerie de service ou galerie de secours d'urgence (voir la figure 17-4). Pour l'élargissement en place, il existe deux méthodes de creusement : creusement à côté unique et celui à deux côtés (voir la figure 17-1).

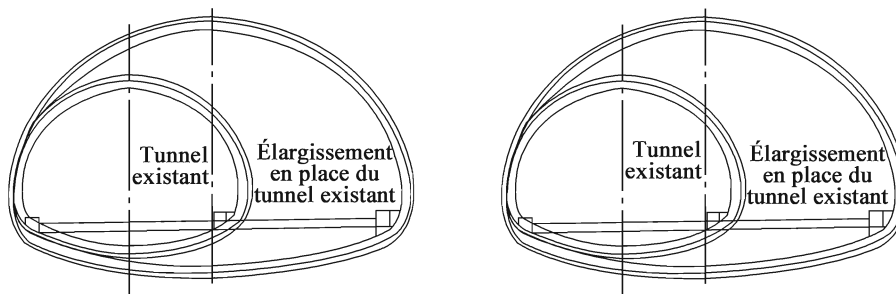


Figure 17-1 Élargissement en place du tunnel

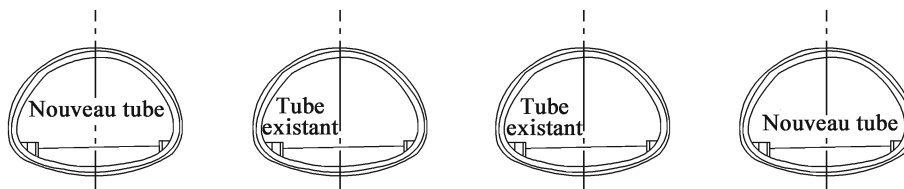


Figure 17-2 Construction de deux nouveaux tubes à deux voies

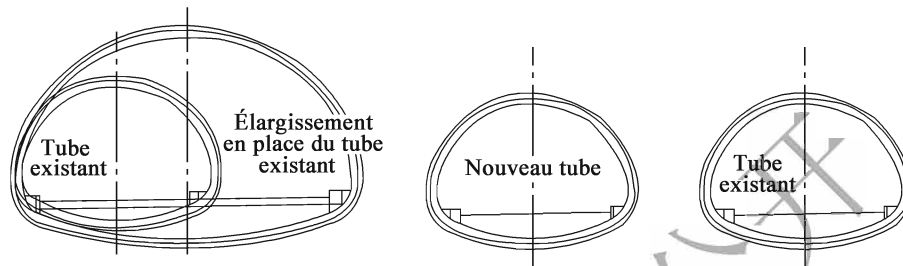


Figure 17-3 Construction d'un nouveau tube à deux voies et élargissement du tube à deux voies existant à un tube à quatre voies



Figure 17-4 Élargissement en place d'un existant et construction d'un nouveau tube à quatre voies

17.2.5 à 17.2.6 Vu que l'élargissement/prolongement d'un tunnel en double-arc à quatre voies est très compliquée et qu'il risque beaucoup de l'endommager lors de la démolition, il vaut mieux réserver sa structure originale.

17.2.7 Le cas de séparation de la circulation du même sens par deux tubes risque de causer des accidents de route dus au changement subit des conditions du trafic, à cet effet, il faut les équiper des installations de sécurité nécessaires.

17.2.9 Après la réhabilitation, élargissement/prolongement, s'il n'est pas convenable « d'abandonner » le tunnel existant qui ne sert plus à la circulation, celui-ci peut servir de galerie de maintenance et d'entretien ou de galerie de secours d'urgence et doit pouvoir assurer la stabilité du tunnel à long terme.

17.2.10 L'élargissement de l'ancien tunnel après la construction d'un nouveau tube parallèle a pour objectif d'assurer une circulation normale au cours de la construction. Il faut prendre des mesures provisoires de protection ou de renforcement pour le tunnel existant puisque la nouvelle construction du tunnel peut impacter les structures du tunnel existant et la circulation à l'intérieur du tunnel.

17.2.11 La réhabilitation, l'élargissement/prolongement du tunnel ont un impact important sur le trafic existant et les riverains, pendant lesquelles la circulation ne doit pas être interrompue en général. Ceci impose donc une organisation de circulation très complexe. De ce fait, la conception de réhabilitation et d'élargissement/prolongement doit comprendre la conception de la solution d'exécution et la conception de l'organisation de circulation.

17.3 Élargissement du tunnel

17.3.1 L'élargissement du tunnel existant doit respecter, dans la mesure du possible, l'itinéraire et la position de ses structures existantes en permettant de réduire l'investissement. Le tunnel après avoir été étendu en place doit garder ses alignements, sa position et sa cote en cohérence avec ceux de l'ancien tunnel, ce qui a pour objectif de maintenir l'itinéraire, la position, la cote, l'écartement et les dimensions des anciens bandes d'arrêt d'urgence et by-pass piétons et by-pass véhicules.

17.3.2 La démolition des structures existantes et la mise en place du soutènement provisoire sont les étapes importantes de l'exécution : une démolition inadéquate, irraisonnable ou tardive risque de provoquer des accidents de travail et de créer une perturbation secondaire excédante sur le terrain encaissant en nuisant à la stabilité de celui-ci, à cet effet, la conception détaillée est nécessaire. La démolition du revêtement existant, la méthode d'élargissement et les soutènements provisoires à prendre en compte ont un impact important sur la stabilité du terrain encaissant et la sécurité des structures du tunnel, il faut donc réaliser le calcul sur les efforts repris par la structure et la stabilité du terrain encaissant pendant l'exécution.

Le calcul structural concernant le tunnel à élargir est complexe et nécessite des analyses et calculs sur les efforts repris par la structure et la stabilité du terrain encaissant sous plusieurs régimes vis-à-vis de différentes situations.

17.3.3

- 2 Si la hauteur d'effondrement du tunnel existant est inférieure à la hauteur équivalente de la pression verticale uniformément répartie du terrain encaissant qui est calculée selon la norme, au cours de la réhabilitation et de l'élargissement/prolongement, la pression du terrain encaissant du tunnel peut être prise en compte selon la classe et la pression du terrain encaissant d'un nouveau tunnel. Si la hauteur d'effondrement du tunnel existant est supérieure à la hauteur équivalente de la pression verticalement répartie du terrain encaissant calculées à partir de la formule (6-2) de la présente norme, la charge verticale uniformément répartie du tunnel existant peut être calculée en prenant en compte de la hauteur d'effondrement.

17.3.4 L'élargissement du tunnel existant peut avoir recours à la méthode d'excavation à côté unique ou à deux côtés. L'excavation à côté unique entraîne moins de perturbation sur le terrain encaissant et moins de soutènement primaire à démolir. Ce type d'excavation doit être réalisé de telle façon qu'aucun espace excavé ne fasse l'objet du remblayage à cause de l'abandon.

17.4 Réhabilitation du tunnel

17.4.1 Le diagnostic sur le tunnel existant concerne :

(1) Informations fondamentales comme année de construction, position, longueur, alignements horizontaux et verticaux, dimension géométrique du profil, conditions géologiques etc. du tunnel.

(2) Type de revêtement du tunnel, méthode d'exécution de travaux, dégagement net de conception du tunnel, matériaux de construction et leur situation de corrosion, résistance et remblayage du revêtement ;

(3) Défauts actuels du tunnel, réparation et renforcement historiques, situation d'étanchéité et drainage ;

(4) Disposition et utilisation de ventilation, d'éclairage, de protection contre l'incendie, d'équipements d'auscultation du tunnel, disposition des niches d'équipement ;

(5) Type, dimension, profondeur de la fondation et matériaux de construction du portail de tunnel, talus de front en approche du tunnel, talus de déblai, situation actuelle des travaux de protection, de l'interception et du drainage en approche du tunnel ;

(6) Présence de mauvais facteurs comme présence de blocs instables, effondrement, glissement, éboulement du terrain, congère etc. en approche du tunnel ;

(7) État technique sur l'itinéraire en tunnel et situation de l'exploitation du tunnel.

L'état technique et de sécurité du tunnel existant doit faire l'objet d'une évaluation selon les résultats du diagnostic.

17.4.2 La conception de réhabilitation du tunnel est en général réalisée conformément à la *Norme Technique des Travaux routiers (JTG B01)* en vigueur. Néanmoins, les tunnels existants ont souvent été construits conformément aux exigences des alignements et du dégagement net du profil prescrites dans l'ancienne norme technique, qui sont moins exigeantes que celles indiquées dans la norme en vigueur. De ce fait, en application de celle-ci, il faut agrandir le profil du tunnel existant

et démolir son revêtement existant pour réaliser l'élargissement, ce qui débouche sur une grande quantité de travaux, un délai de travaux long, une augmentation de l'investissement et un impact important sur la circulation existante. En résumé, il convient de maintenir les exigences techniques du tunnel existant, afin de réduire l'investissement et la perturbation sur la circulation.

La réhabilitation du tunnel consiste principalement à réparer ses défauts et le remettre en état. Lorsque ces défauts menacent les structures du tunnel et la circulation, la mise en place des prévoûtes est un moyen efficace le plus utilisé pour renforcer les structures et améliorer les conditions d'étanchéité et de drainage d'eau, mais cette méthode peut rendre réduit le profil ainsi que le dégagement de construction du tunnel. Son adoption permet d'économiser l'investissement et de réduire de l'impact sur la circulation, à condition d'assurer les conditions de circulation fondamentales, c'est à dire assurer la largeur circulable, la largeur latérale des accotements et le dégagement vertical. L'insuffisance en largeur peut être remédiée par une contraction raisonnable des pistes d'entretien ou des passages piéton, alors que l'insuffisance en dégagement vertical remédiée par la réduction de la cote de la chaussée ou la mise en place des installations de sécurité en exploitation, y compris la signalisation de limitation de largeur, de hauteur et de vitesse, bande de lampe d'intrados, niches de sécurité etc.

17.5 Construction d'un nouveau tube parallèle

17.5.1 à 17.5.3 La conception structurale du tunnel à étendre, tout comme la construction d'un nouveau tunnel, doit se conformer aux dispositions des chapitres de la présente norme.

17.5.4 La position du croisement du rameau avec le tunnel existant doit s'écarter de tout joint de reprise ou joint de déformation de ce dernier pour réduire la dégradation de la structure existante et assurer la stabilité de celle-ci.

17.5.5 Pour assurer la sécurité du tunnel ou des ouvrages avoisinants existants au cours de la construction d'un nouveau tube, l'impact de l'ébranlement du tir sur le tunnel existant doit faire objet d'une auscultation. La vitesse de vibration critique admissible pour la sécurité du tunnel en service est entre 100mm et 200mm/s conformément aux exigences des *Règlements de sécurité de l'explosion* (GB 6722). La valeur caractéristique du contrôle de la vitesse de vibration du tir doit être proposée en fonction de la classe de terrain encaissant et de l'écartement net entre les tunnels. En général, la valeur est de 80mm à 200mm/s pour le terrain encaissant de classe III, 50mm/s à 150mm/s pour classe IV, égale ou inférieure à 100mm/s pour la classe V. Dans la pratique, cette valeur doit être déterminée par des essais sur la base des conditions réelles de la construction d'un nouveau tube parallèle.

18 Attaches, niches et équipements dans

18.1 Dispositions générales

18.1.1 En général, le tunnel routier doit être pourvu d'un certain nombre de niches auxiliaires à y intégrer des équipements électriques, de communication et de protection contre l'incendie ainsi que des attaches dédiées à la connexion, au contrôle, au montage et à la maintenance de ces équipements et niches. Les niches d'équipement consistent en niche de distribution électrique, niche de transformateur, niche d'incendie et niche de sécurité etc. Les attaches, quant à elles, comprennent des aciers plats de mise à la terre, des suspentes de ventilateur, des tuyaux de câble etc. Ces niches et attaches doivent se conformer aux exigences électromécaniques et de circulation.

18.1.2 Ce que la mise en place des niches et attaches, notamment les premiers, demande le creusement sur le revêtement, peut conduire au changement des efforts repris par la structure de tunnel en lui apportant un impact négatif. Par conséquent, il faut prendre des mesures convenables sur la structure pour assurer la portance du revêtement de tunnel.

18.2 Attaches et niches

18.2.1 Les niches d'équipement dans le tunnel sont positionnées et dimensionnées de manière à assurer une exploitation en sécurité du tunnel. Pour faciliter leur exécution et gestion, il convient d'avoir recours à la conception standardisée, au lieu de prévoir des formes géométriques et dimensions trop variées.

(1) La niche de distribution électrique est dimensionnée en fonction des équipements à y loger, étant en général 800mm x 950mm x 400mm (largeur x hauteur x longueur), le fond de la niche de distribution électrique dépasse d'environ 1,10m le haut de la piste d'entretien ou du passage

piéton;

(2) La niche de transformateur est dimensionnée en fonction des équipements à y loger, étant en général 2,5m x 3m x 1,8m (largeur x hauteur x longueur), deux réservations électriques verticales de 500mm x 600mm sont disposées en bas pour se connecter avec la réservation de câble du tunnel principal ;

(3) La dimension de la niche d'incendie dépend des équipements d'extinction à y loger qui sont généralement : bouche d'incendie, équipement en agent formant un film flottant (AFFF), extincteur, etc. comme l'illustrent les figures 18-1 et 18-2.

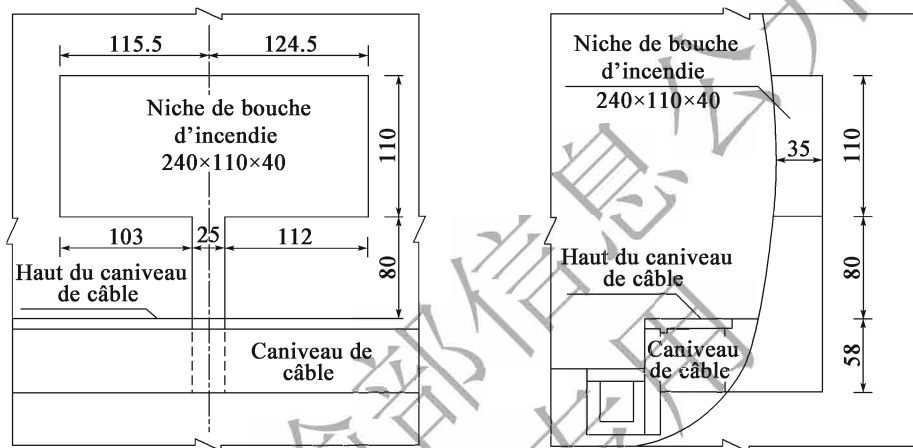


Figure 18-1 Schéma de structure de la niche de bouche d'incendie et d'extincteur (unité : cm)

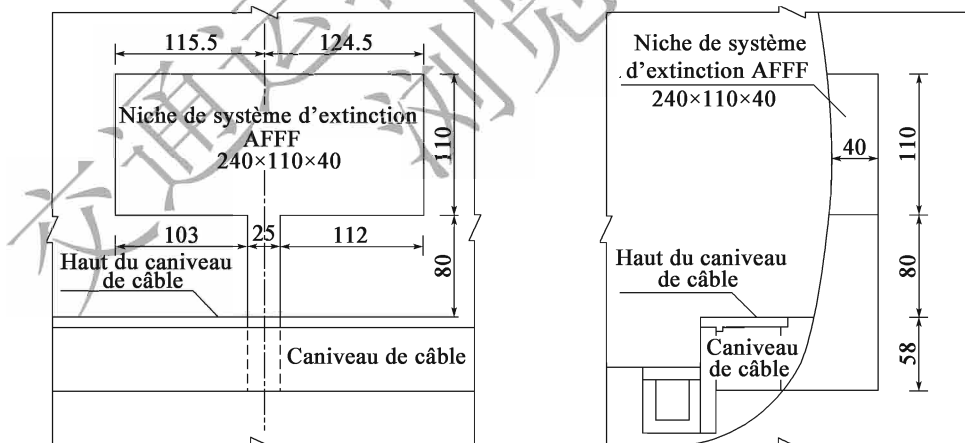


Figure 18-2 Schéma de structure de la niche d'extincteur AFFF (unité : cm)

(4) La structure de la niche de sécurité est présentée dans la figure 18-3.

18.2.2 Les niches en général n'ont pas d'impact important sur la structure, sans besoin donc de précautions particulières. Par contre, les niches de taille importante peuvent nuire à la portance de la structure, plus grandes sont les niches, plus considérablement elles envahissent la structure, et

plus fortement elles influent sur le revêtement, il faut donc réduire la dimension et la profondeur de leur intrusion dans la structure dans la mesure du possible. En général, une ouverture de moins de 1 500mm de large est dispensée d'aucune précaution particulière. Quant à celle de grande profondeur, l'épaisseur résiduelle du revêtement ne peut pas être inférieure à 100mm en cas normal. L'armature dans le revêtement doit contourner l'emplacement de la niche ou être coupée le cas échéant. Dans les sections de revêtement non armé, l'ajout des aciers structuraux dépend de la dimension de l'emplacement réservé. L'existence d'une niche au niveau du joint de déformation ou du joint de reprise du revêtement a un impact relativement important sur ce dernier.

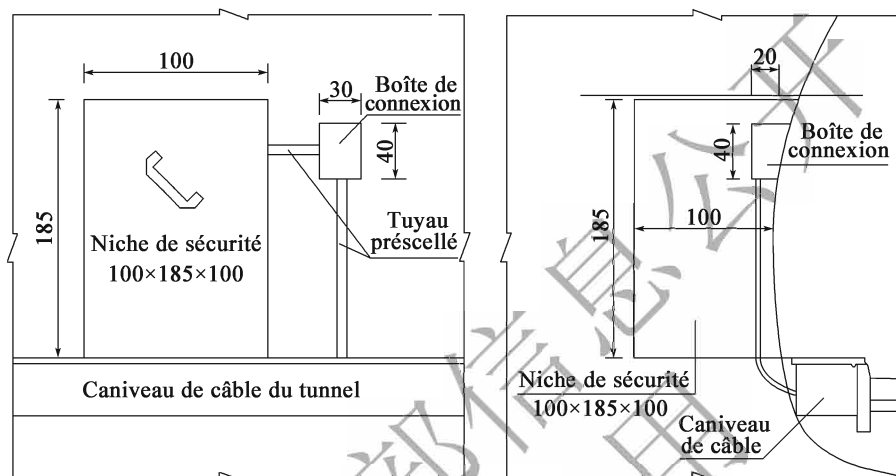


Figure 18-3 Schéma de structure de la niche de sécurité (unité : cm)

18.2.3 Il est exigé aux niches de ne pas avoir de l'infiltration d'eau afin d'assurer l'utilisation en sécurité et la durée de vie des équipements électriques installés. Il faut par conséquent y prendre des mesures fiables d'étanchement et de drainage.

18.2.4 Les attaches dans le tunnel telles que le câble aérien ou le ventilateur axial doivent préserver un coefficient de sécurité conforme aux exigences et connaître un traitement anticorrosion pour assurer sa durée de vie :

- 2 Les attaches porteuses du tunnel comprennent : câble aérien, panneaux de signalisation, marquage, support de caméra et celles pour le ventilateur axial.
- 3 Les attaches des ventilateurs doivent être soumises à l'essai de charge pour examiner leur portance avant l'installation de ceux-ci.

18.2.5 La paroi extérieure des tuyaux fixés dans le revêtement, notamment pour leurs parties entièrement noyées, mais sans compter leur ouverture, ne doit pas être à moins de 100 mm de l'intrados et de l'extrados du revêtement.

18.2.6 Dans le tunnel de plus de 300 m de longueur doit être posé le câble de courant fort, pour lequel le technicien électrique peut procéder à la conception lui-même ou formuler ses demandes pour que la conception en génie civil les prenne en compte.

18.3 Caniveau de câble

18.3.1 Le caniveau de câble sert à loger le câble de communication, le câble de puissance et les conduits d'incendie etc. , dont les deux premiers sont en général situés à ses deux côtés.

18.3.2 En cas général, la dimension du caniveau de câble de communication ne doit pas être inférieure à 500mm x 500mm et celle du caniveau de câble de puissance est recommandée de ne pas être inférieure à 700mm x 600mm. Lorsque le câble tourne sur le plan ou verticalement, la dimension du caniveau doit satisfaire aux exigences du courbage du câble, dont le rayon n est pas inférieur à 1,2m, que l'angle de tournant n est pas supérieur à 30° et que la longueur de tournant n est pas inférieure à 0,6m. La dimension du caniveau de câble à loger des conduits d'incendie doit être agrandie.

18.3.3

(1) Le crochet d'ouverture, la plaque de visite ainsi que le joint d'installation doivent être disposés pour le caniveau de câble afin de faciliter la maintenance et la gestion des câbles et canalisations dedans ;

(2) Les spécifications du couvercle doivent être unifiées pour faciliter la préfabrication, dont le poids doit permettre à une seule personne de le manutentionner ;

(3) Les charges à supporter par le couvercle du caniveau de câble consistent principalement en poids propre, poids des piétons et poids du petit chariot.

18.3.4 Le support est disposé au niveau de la paroi latérale du caniveau de câble. La paroi extérieure du caniveau doit avoir une certaine résistance au choc pour éviter tout dommage du câble causé par le véhicule hors contrôle.

18.3.5 Etant donné que le caniveau de câble évacue de l'eau par gravité à la faveur de la pente longitudinale du tunnel, la pente transversale, la fosse d'accumulation d'eau et la barbacane transversale liée au caniveau latéral doivent être disposées au fond du caniveau de câble.