

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Hassiba Benbouali de Chlef

Faculté de Génie Civil et d'Architecture

Département de Génie Civil



Polycopié de

Ponts

Domaine: Science et Technologie

Filière: Travaux Publics

Spécialité: Travaux Publics

Niveau: Licence 3

Réalisé par:

Dr Farid BOUZIADI

Décembre 2022



Avant-propos

Le présent polycopié intitulé "Pont" s'adresse aux étudiants de 3^{ème} année Licence, filière "Travaux Publics", spécialité "Travaux Publics". Le contenu de ce document est largement inspiré des documents et sources cités dans la liste des références bibliographiques. Ce document présente la conception et des différents types des ponts, et notamment celle des ponts routiers, ainsi que le règlement des charges et surcharges statiques et mobiles sur les ponts. Ce document expose aussi des qui permettent de déterminer les sollicitations maximales dans les poutres, poutres en treillis et les arcs des ouvrages d'arts ou des ouvrages similaires. En générale, Ce présent document a pour objet de familiariser l'étudiant avec les règles de conception et de réalisation des ponts routiers et ferroviaires conformément aux normes en vigueur.

Ce polycopié est structuré en Cinq chapitres: le premier chapitre expose des généralités sur les ponts, classification des ponts selon plusieurs critères et les éléments constitutifs des ponts. Ensuite, et avant de choisir un type de pont, il est nécessaire de connaître la reconnaissance du site, les différentes données naturelles et fonctionnelles nécessaires pour la conception d'un projet de pont, ce sujet est exposé dans le deuxième chapitre. Ensuite, dans le troisième chapitre, l'étudiant peut ainsi différencier entre les différents types des ouvrages et leur utilité. Le quatrième chapitre est dédié aux définitions des différents types des actions et combinaisons d'actions appliquées sur les ponts-routes et les ponts-rails. Enfin, les charges et surcharges considérées dans le calcul des éléments constitutifs des ouvrages d'art, ainsi que d'autres ouvrages qui ne sont pas fixes. Pour prendre en compte cette mobilité, lorsque des logiciels ne sont pas disponibles, les projeteurs ont souvent recours aux lignes d'influence. Ceci est présenté dans le cinquième chapitre.

Pour que ce polycopié soit un instrument de travail pratique, de nombreuses applications sont traitées dans le dernier chapitre. J'espère aussi que ce document sera d'une grande aide pour les concepteurs de ponts en Algérie.

Table des matières

Chapitre 1: Généralités sur les ponts.....	2
1.1. Introduction.....	2
1.2. Eléments constitutifs d'un pont.....	2
1.3. Quelques notions géométriques.....	2
1.4. Classification des ponts.....	3
1.4.1. Selon la nature de la voie portée.....	3
1.4.2. Selon les matériaux de construction.....	3
1.4.3. Selon la mobilité du pont.....	5
1.4.4. Selon la vue en plan.....	7
1.4.5. Selon la position du tablier.....	8
1.4.6. Suivant leur niveau de passage.....	9
1.4.6.1. Pont de passage supérieur.....	9
1.4.6.2. Pont de passage inférieur.....	10
1.4.7. Selon le schéma statique longitudinal (RDM).....	10
1.4.7.1. Pont isostatique	10
1.4.7.2. Pont hyperstatique.....	11
1.4.7.3. Pont cantilever.....	11
1.4.7.4. Pont en arc.....	12
1.4.7.5. Pont portique.....	13
1.4.7.6. Pont cadre fermé.....	13
1.4.7.7. Ouvrage busé.....	14
1.4.7.8. Pont à béquilles.....	16
1.4.7.9. Pont Bow-String.....	16
1.4.7.10. Pont suspendu.....	17
1.4.7.11. Pont à haubans (pont haubané).....	18
1.4.8. Selon la constitution du tablier (coupe transversale).....	18
1.4.8.1. Pont à poutres multiples.....	18
1.4.8.2. Pont à poutres latérales.....	19
1.4.8.3. Pont à poutres en caisson.....	19
1.4.8.4. Pont à poutres plissées.....	20
1.4.8.5. Pont dalles.....	21
1.4.9. Selon leur procédé de construction.....	21
1.4.9.1. Ponts construits sur échafaudages au sol.....	21
1.4.9.2. Ponts à poutres préfabriquées.....	21
1.4.9.3. Par lanceurs de poutres.....	22
1.4.9.4. Ponts poussées.....	22
1.4.9.5. Ponts construits sur cintres autoporteurs et autolanceurs.....	22
1.4.9.6. Ponts construits par encoffrement successifs.....	23
1.5. Domaine d'emploi des ponts selon leurs portées.....	24
1.6. Conclusion.....	24
Chapitre 2: Conception des ponts.....	27
2.1. Introduction.....	27
2.2. Données naturelles.....	27
2.2.1. Géotechnique.....	27
2.2.2. Topographie.....	28
2.2.3. Hydraulique.....	28
2.2.3.1. Niveaux d'eau.....	29
2.2.3.2. Tirant d'eau.....	29
2.2.4. Climat.....	29
2.2.5. Sismicité.....	30
2.3. Données fonctionnelles.....	30
2.3.1. Données relatives à la voie portée.....	30
2.3.1.1. Tracé en plan.....	30

2.3.1.2. Profil en long.....	31
2.3.1.3. Profil en travers.....	32
2.3.2. Données relatives à l'obstacle franchi.....	34
2.3.2.1. Franchissement d'une route.....	34
2.3.2.2. Franchissement d'une voie ferrée.....	36
2.3.2.3. Franchissement d'une voie navigable.....	37
2.3.3. Données relatives aux charges d'exploitation.....	38
2.3.4. Données relatives à la durabilité de l'ouvrage.....	39
2.4. Données esthétiques et paysager.....	39
2.4.1. Esthétique.....	39
2.4.2. Aspect paysagère et d'environnement.....	43
2.5. Conclusion.....	43
Chapitre 3: Différents types d'ouvrage.....	45
3.1. Introduction.....	45
3.2. Ouvrages hydrauliques.....	45
3.3. Ponts à poutres.....	48
3.4. Ponts-dalles.....	50
3.5. Ponts en arc.....	52
3.6. Ponts à poutres-caissons.....	53
3.7. Ponts à câbles.....	54
3.7.1. Ponts suspendus.....	54
3.7.2. Ponts à haubans (pont haubané)	55
3.8. Conclusion.....	56
Chapitre 4: Actions et combinaisons d'action.....	58
4.1. Introduction.....	58
4.2. Charges permanentes pour ponts routes.....	58
4.2.1. Poids propre de la structure.....	58
4.2.2. Poids propre des équipements.....	58
4.2.3. Actions dues à la précontrainte et aux variations linéaires du tablier (retrait, fluage).....	58
4.2.4. Tassements d'appuis.....	59
4.2.5. Force de rappel due au frottement des appareils d'appui.....	59
4.3. Charges dues au trafic pour ponts routes.....	59
4.3.1. Considérations générales.....	59
4.3.2. Système A(l)	61
4.3.3. Système B.....	63
4.3.3.1. Système B _c	63
4.3.3.2. Système B _r	65
4.3.3.3. Système B _t	65
4.3.4. Coefficient de majoration dynamique (δ).....	67
4.3.5. Force de freinage (F _r)	69
4.3.5.1. Freinage dû au système A(l)	69
4.3.5.2. Freinage du au système B _c	69
4.3.6. Force centrifuge (F _c)	69
4.3.7. Charges sur les remblais.....	70
4.3.8. Charges sur le trottoir.....	70
4.3.8.1. Charges locales.....	70
4.3.8.2. Charges générales.....	70
4.3.9. Charges militaires.....	71
4.3.10. Charge exceptionnelle.....	73
4.4. Combinaisons des actions.....	73
4.4.1. Etat limite ultime (ELU)	73
4.4.1.1. Etats limites ultimes d'équilibre statique.....	74
4.4.1.2. Etats limites ultimes de résistances.....	74
4.4.2. Etat limite de service (ELS)	75
4.5. Actions sur les ponts rails.....	76

4.5.1. Description générale d'un pont-rail.....	76
4.5.2. Charges permanentes.....	76
4.5.2.1. Poids propre de la structure.....	76
4.5.2.2. Revêtements (selon EC1)	77
4.5.2.3. Structures à pose de voie ballastée.....	77
4.5.2.4. Structures à pose de voie ballastée.....	77
4.5.3. Charges dues au trafic.....	77
4.5.3.1. Charges verticales sur les voies.....	77
4.5.3.1.1. Modèle de charge LM71.....	77
4.5.3.1.2. Modèle de charge SW/0.....	78
4.5.3.1.3. Modèle de charge SW/2.....	78
4.5.3.1.4. Modèle de charge « train vide »	78
4.5.3.2. Excentricité des charges verticales.....	79
4.5.4. Coefficient de majoration dynamique.....	80
4.6. Conclusion.....	81
Chapitre 5: Lignes d'influence.....	83
5.1. Introduction.....	83
5.2. Poutres simplement appuyées.....	83
5.2.1. Pourquoi les lignes d'influence ?	83
5.3. Qu'est ce que c'est la ligne d'influence?	85
5.4. Comment calculer l'effet élastique?	86
5.5. Lignes d'influence dans une poutre isostatique.....	87
5.5.1. Réactions d'appuis.....	87
5.5.1.1. Réaction R_A	87
5.5.1.2. Réaction R_B	88
5.5.2. Effort tranchant.....	89
5.5.2.1. 1 ^{er} cas : $x \leq x_S$	89
5.5.2.2. 2 ^{ème} cas: $x_S \leq x \leq l$	89
5.5.3. Moment fléchissant dans une section S.....	90
5.5.3.1. 1 ^{er} cas: $x \leq x_S$	90
5.5.3.2. 2 ^{ème} cas : $x_S \leq x \leq l$	90
Exercice 1.....	91
Solution 1.....	91
Exercice 2.....	93
Solution 2.....	94
5.6. Théorème de Barré.....	96
Exercice 3.....	98
Solution 3.....	98
Exercice 4.....	100
Solution 4.....	100
5.7. Poutres en treillis.....	101
Exercice 5.....	103
Solution 5.....	103
5.8. Arcs.....	107
5.8.1. Définition.....	107
5.8.2. Hypothèses.....	108
Exercice 6.....	108
Solution 6.....	108
5.9. Conclusion.....	110
Références bibliographiques.....	112
Canevas.....	115

Chapitre 1

Généralités sur les ponts

Chapitre 1: Généralités sur les ponts

1.1. Introduction

Un pont est un ouvrage d'art pour lequel une voie de circulation franchit un obstacle naturel ou une autre voie de circulation terrestre, fluviale ou maritime. C'est le type d'ouvrage le plus employé en Algérie. Dans la pratique, on parle d'un ouvrage d'art pour désigner un pont.

1.2. Éléments constitutifs d'un pont

Le pont est constitué essentiellement de 2 parties principales:

1-Le tablier: C'est la partie horizontale du pont qui supporte directement les charges roulantes.

2-Les appuis: Ils transmettent les charges du tablier vers les fondations. On distingue les appuis intermédiaires qui sont les piles et les appuis de rive qui sont les culées.

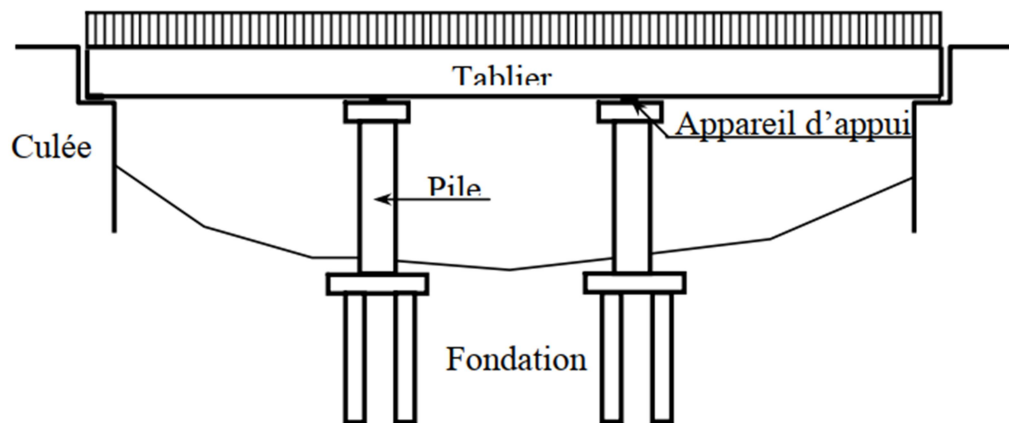


Figure 1.1. Schéma général d'un pont.

1.3. Quelques notions géométriques

La travée est la partie du pont qui se trouve entre 2 appuis consécutifs. Dans l'exemple de la figure 1.1, le pont est constitué de 3 travées.

Les caractéristiques géométriques d'une travée sont:

1-Portée: C'est la distance entraxe de 2 appuis consécutifs;

2-Ouverture: C'est la distance entre nus de 2 appuis consécutifs;

3-Longueur: La travée déborde toujours par rapport à ses 2 appuis, donc sa longueur dépasse sa portée;

4-Hauteur libre: Appelée aussi le tirant d'air, c'est la hauteur du vide entre la face inférieure du tablier et l'obstacle franchi.

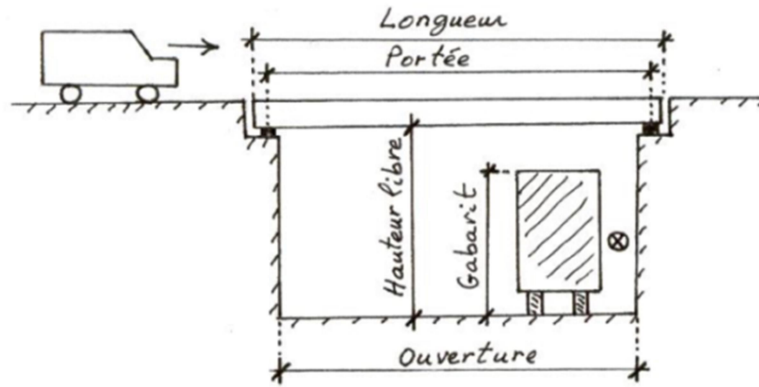


Figure 1.2. Caractéristiques géométriques d'un pont à une seule travée.

1.4. Classification des ponts

1.4.1. Selon la nature de la voie portée

- 1-Pont routier:** Il porte une ou plusieurs voies routières;
- 2-Pont-rail:** Il porte une ou plusieurs voies ferrées ou de tramway;
- 3-Pont mixte:** Il porte à la fois des voies routières et des voies ferrées;
- 4-Pont canal:** Il porte un canal d'eau à ciel ouvert, il peut aussi porter des conduites d'eau de gaz ou de pétrole ...etc.;
- 5-Passerelle:** C'est un pont destiné à la circulation des piétons;
- 6-Pont spécial:** Il sert à porter des avions.

1.4.2. Selon les matériaux de construction

Les éléments porteurs du pont sont construits par divers types de matériaux. On distingue :

- 1-Pont en bois :** Il sert généralement de passerelle pour piétons (Figure 1.3);
- 2-Pont en maçonnerie :** Il est construit en pierres taillées ou en briques en béton non armé. Ce type d'ouvrage résiste très bien à la compression mais se comporte mal à la traction. C'est pour cette raison qu'il est réalisé en voûtes (arcs) pour pouvoir reprendre les charges sous forme d'efforts de compression (Figure 1.4);
- 3-Pont en béton armé:** Le matériau est constitué de béton pour résister à la compression et d'acier pour résister à la traction (Figure 1.5);
- 4-Pont en béton précontraint:** Le matériau est constitué de béton pour résister à la compression, d'aciers passifs comme celles du béton armé, et de câbles précontraints pour comprimer le béton et l'alléger de sa traction (Figure 1.6);
- 5-Pont métallique:** Le tablier est construit en charpente métallique (Figure 1.7). Parfois même les piles sont en acier avec fondation en béton armé;
- 6-Pont mixte:** Les poutres sont métalliques tandis que l'hourdis (la dalle) est en béton armé (Figure 1.8).



Figure 1.3. Pont en bois.



Figure 1.4. Pont en maçonnerie construit en voûte.



Figure 1.5. Pont en béton armé.



Figure 1.6. Vue du dessous d'un tablier d'un pont à poutres en béton précontraint.



Figure 1.7. Pont métallique.

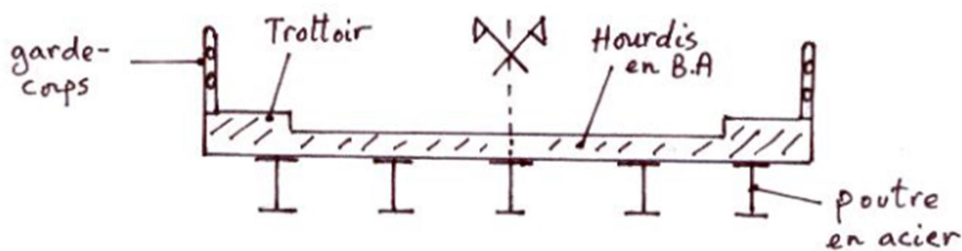


Figure 1.8. Coupe transversale du tablier d'un pont mixte (acier-béton).

1.4.3. Selon la mobilité du pont

1-Pont fixe: Il n'exerce aucun mouvement comme c'est le cas de la majorité des ponts (Figures 1.4-1.7);

2-Pont mobile: Une partie du pont peut se mouvoir pour assurer une surface d'encombrement suffisante pour permettre la circulation des engins hors gabarit. Parmi les ponts mobiles, on peut citer les types suivants:

1-Pont tournant: Le tablier peut tourner autour de l'axe vertical de la culée ou la pile (Figure 1.9);

2-Pont levant: Le tablier est soulevé par des câbles vers les sommets des deux pylônes. L'équilibre est assuré par 2 contre poids (Figure 1.10);

3- Pont basculant: Le tablier peut pivoter autour d'un axe horizontal (Figure 1.11);

4-Pont flottant: Il est constitué de massifs flottants liés entre eux par des câbles (amarrage). Généralement, il s'agit des ponts provisoires tels que les ponts militaires (Figure 1.12).

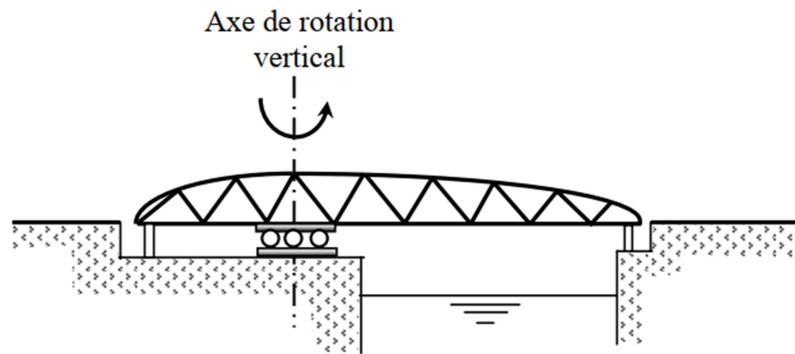


Figure 1.9. Pont tournant.



Figure 1.10. Pont levant.



Figure 1.11. Pont basculant.

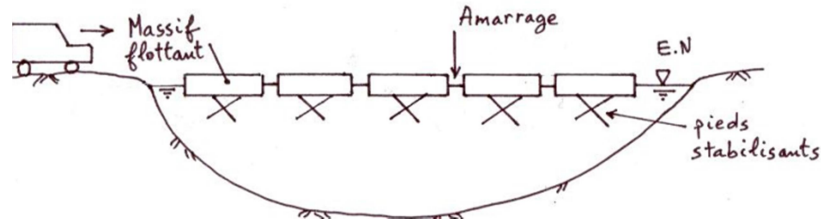


Figure 1.12. Pont flottant.

1.4.4. Selon la vue en plan

1-Pont droit: Lorsque l'axe longitudinal du pont fait un angle droit avec les lignes d'appui transversales, le pont est droit géométriquement. Dans le cas où l'axe longitudinal du pont fait un angle droit avec l'axe de la voie franchie, on dit que l'angle de franchissement est droit (Figure 1.13);

2-Pont biais: Lorsque l'axe longitudinal du pont fait un angle biais avec les lignes d'appui transversales, il s'agit d'un biais géométrique. S'il existe un angle biais entre les axes longitudinaux du pont et de la voie franchie, on parle d'un biais de franchissement est droit (Figure 1.14). L'unité de mesure de l'angle est le grade, et ce pour augmenter la précision;

3-Pont courbe: L'axe en plan de l'ouvrage est soit un arc circulaire, soit une partie d'un raccordement progressif (Figure 1.15). Dans les ponts courbes et biais, l'effet de torsion est considérable. Leur étude et réalisation de pont courbe sont plus difficiles que celle pour le pont droit.

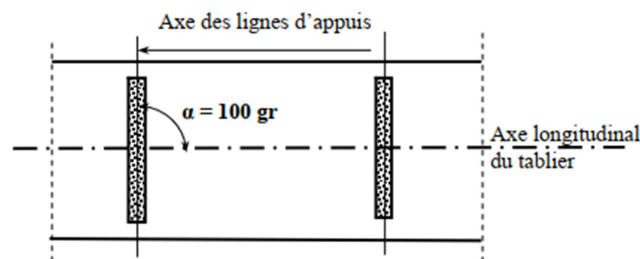


Figure 1.13. Vue en plan d'un pont droit en géométrie et en franchissement.

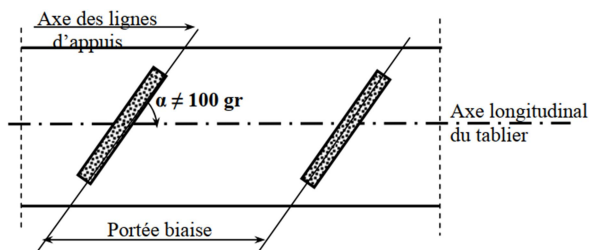


Figure 1.14. Pont biais (tracé en plan).

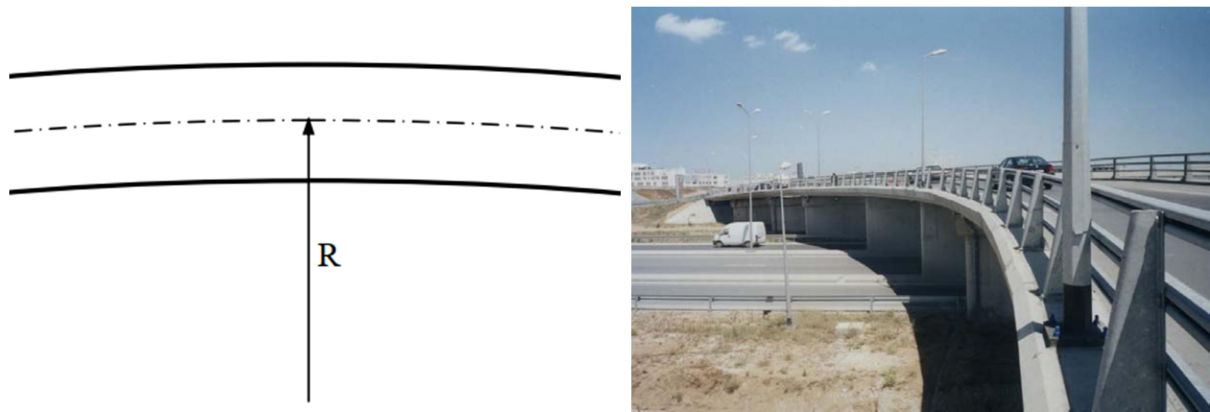


Figure 1.15. Pont courbe.

1.4.5. Selon la position du tablier

1-Pont à tablier supérieur: Le tablier se situe au-dessus des éléments porteurs (Figure 1.16);

2-Pont à tablier inférieur: Le tablier se trouve dans la partie inférieure des éléments porteurs (Figure 1.17);

3-Pont à tablier intermédiaire: (supérieur et inférieur) (Figure 1.18);

4-Pont à double tablier: Le 1^{er} tablier est l'extrados du pont tandis que le 2^e est un tablier intermédiaire (Figure 1.19). D'après cette figure, on peut définir:

1-Intrados: C'est la ligne qui définit le contour inférieur du pont;

2-Extrados: C'est la ligne qui définit le contour supérieur du pont.



Figure 1.16. Pont à tablier supérieur.



Figure 1.17. Pont à tablier inférieur.



Figure 1.18. Pont à tablier intermédiaire.

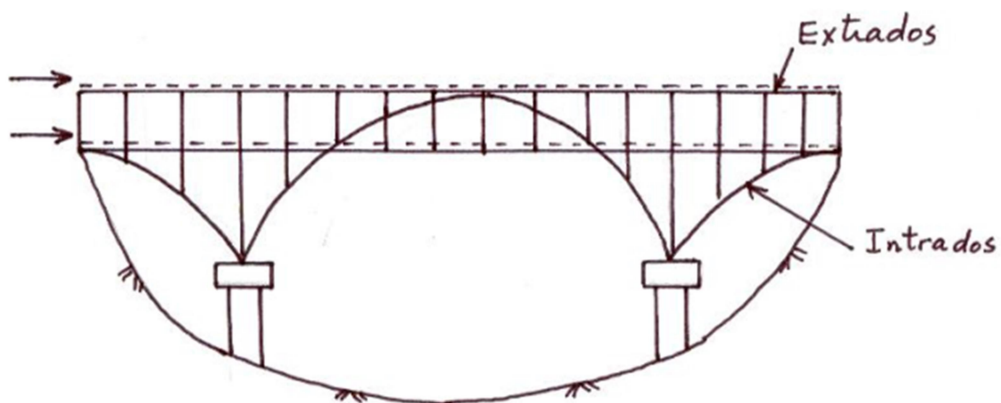


Figure 1.19. Pont à double tablier.

1.4.6. Suivant leur niveau de passage

1.4.6.1. Pont de passage supérieur

Le pont est placé en dessus de la voie principale prise comme référence telle qu'une autoroute ou la voie à construire (Figure 1.20).

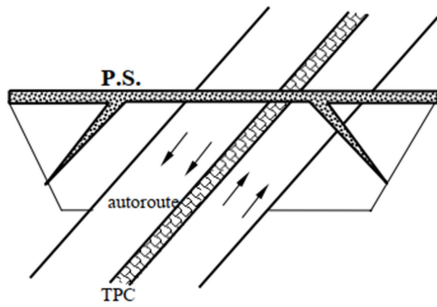


Figure 1.20. Passage supérieur (PS).

1.4.6.2. Pont de passage inférieur

Le pont est placé en dessous de la voie de référence (Figure 1.21).

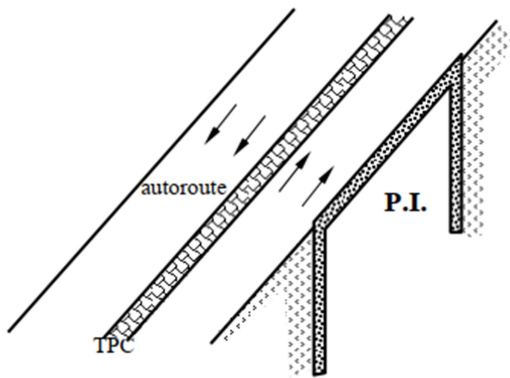


Figure 1.21. Passage inférieur (PI).

1.4.7. Selon le schéma statique longitudinal (RDM)

Il existe 11 grandes catégories:

1.4.7.1. Pont isostatique

Les travées sont indépendantes (Figure 1.22). Le schéma statique selon cette figure est

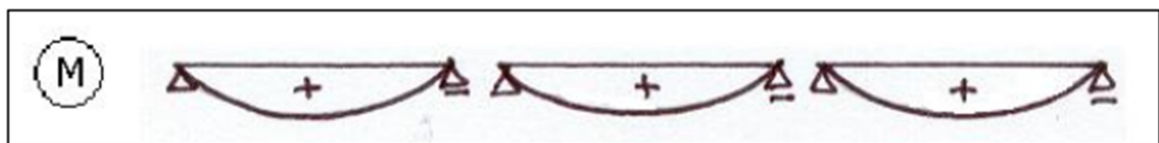
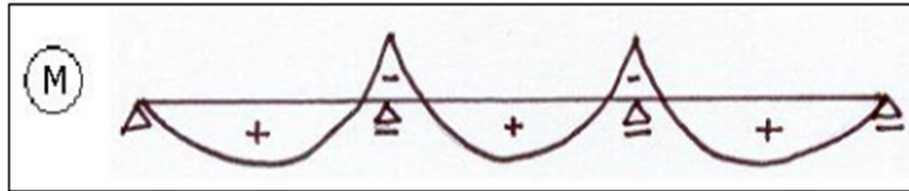


Figure 1.22. Pont à poutres à travées indépendantes (pont isostatique).

1.4.7.2. Pont hyperstatique

Les travées sont solidaires, le tablier travaille comme une poutre continue. Dans la figure 1.23 le pont est continu, il est constitué de 3 travées dont le schéma statique montre l'existence d'un moment fléchissant négatif au niveau des appuis intermédiaires :



Lorsque le moment négatif est trop grand, on est obligé d'augmenter la hauteur de la poutre au niveau des appuis comme le montrent les exemples de la figure 1.24.

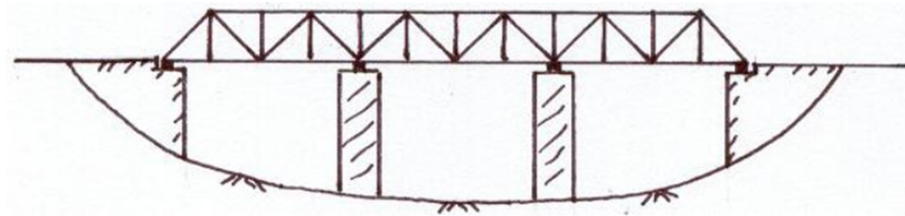


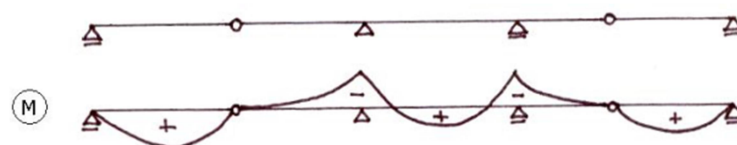
Figure 1.23. Pont continu de 3 travées.



Figure 1.24. Pont en béton précontraint à piles en forme de doubles voiles.

1.4.7.3. Pont cantilever

Ce type d'ouvrage contient une ou plusieurs travées qui s'appuient librement sur les autres (Figure 1.25). Selon le nombre d'appuis et d'articulations, le pont est considéré soit isostatique soit hyperstatique. Le schéma statique de l'exemple de la figure 1.25 est comme suite:



Ces ponts sont à l'origine des ponts continus pour lesquels on introduit des articulations pour les rendre isostatiques. Ils présentent certains avantages des ponts continus et ceux des ponts isostatiques. Mais, cette conception a tendance à être abandonnée vu les problèmes aux articulations (joint de chaussée et étanchéification) (Figure 1.26).

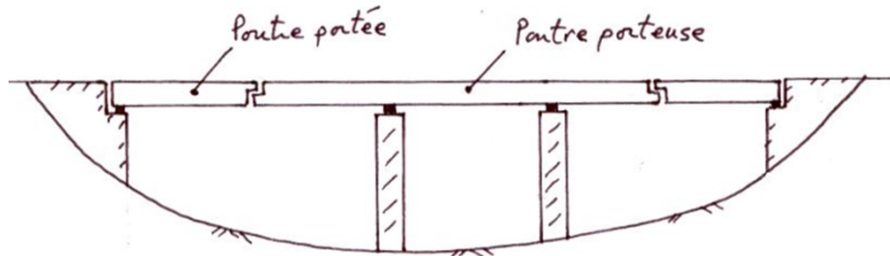


Figure 1.25. Pont à poutres cantilevers en B.A.



Figure 1.26. Pont à poutres cantilevers.

1.4.7.4. Pont en arc

Il est utilisé dans les vallées larges et profondes, cela permet d'éviter l'implantation des piles très hautes et trop coûteuses. La figure 1.27 montre l'exemple d'un pont en arc à tablier supérieur. L'arc est soumis principalement aux efforts de compression. Il existe 2 familles différentes: les arcs isostatiques et les arcs hyperstatiques.

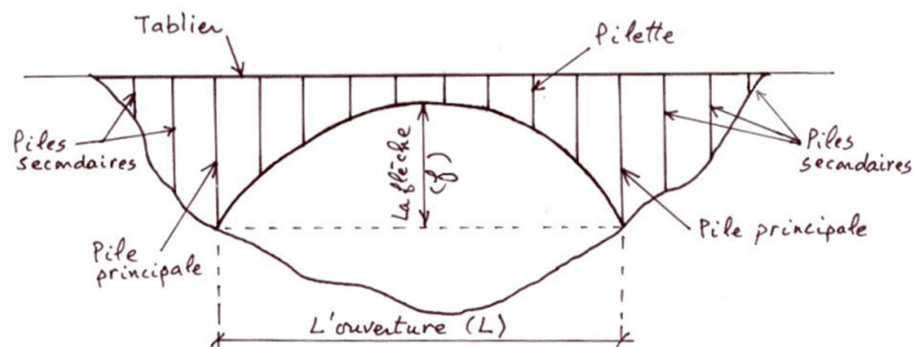


Figure 1.27. Constitution d'un pont en arc en B.A à tablier supérieur.

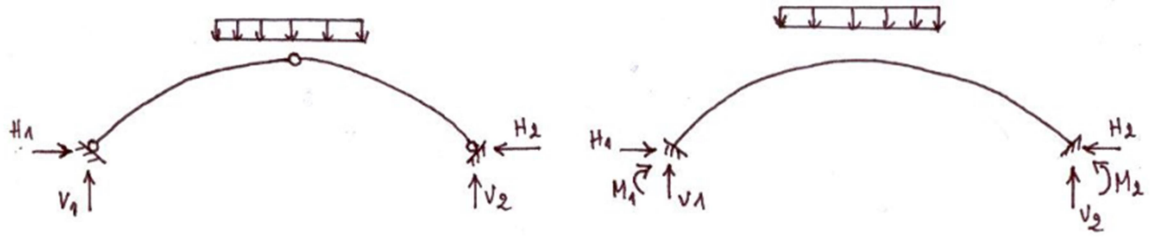


Figure 1.28. Schémas statiques d'un pont en arc.

1.4.7.5. Pont portique

Le tablier est solidaire aux piles. Ils leurs transmet non seulement les charges verticales mais aussi les moments de flexion (Figures 1.29-1.30).

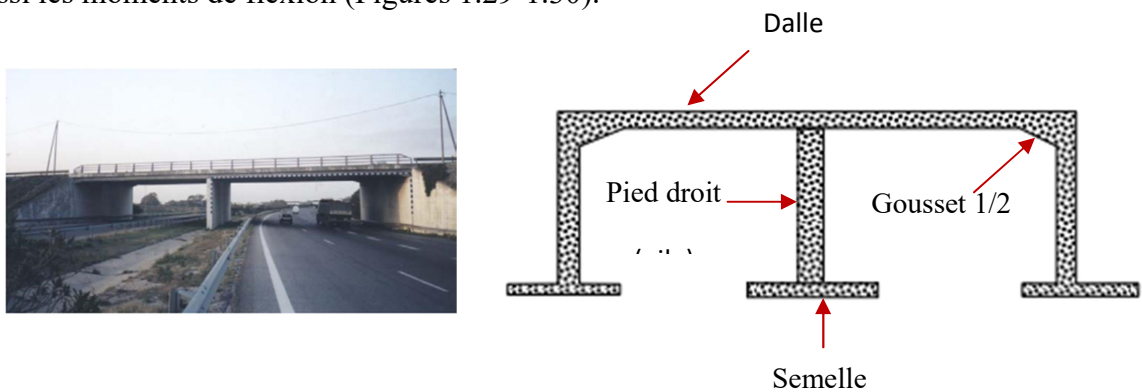


Figure 1.29. Pont portique ouvert double (POD) en B.A.

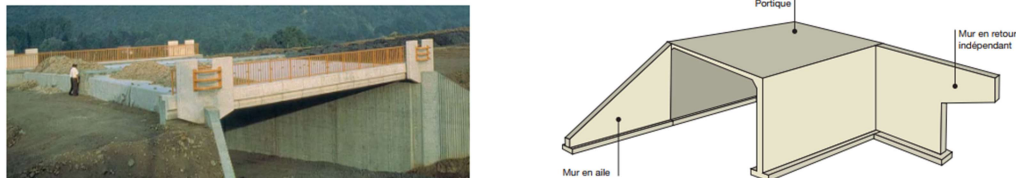


Figure 1.30. Pont portique ouvert en B.A.

Pont portique ouvert s'appelle aussi le passage inférieur en portique ouvert (PIPO).

1.4.7.6. Pont cadre fermé

Le tablier, les pieds droits (voiles) et le radier sont solidaires, ils forment un ou plusieurs cadres. Ce type d'ouvrage est généralement enterré, il est utilisé pour les petites portées ne dépassant pas les 12 m (Figure 1.31).

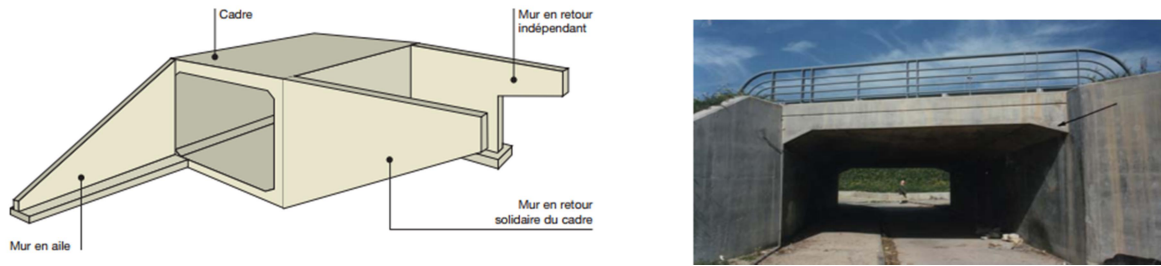


Figure 1.31. Pont en cadre fermé.

Le pont cadre s'appelle aussi le passage inférieur en cadre fermé (PICF).

1.4.7.7. Ouvrage busé

Par son ouverture réduite, il s'approche de la gamme des ponts cadres. On distingue 3 types:

1- Buse en B.A. Elle joue le rôle d'évacuation des eaux (Figure 1.32), elle peut aussi servir de protection pour la traversée des conduites d'eau de gaz ou autre conduite sous la voie de la circulation (ouvrage fourreau). Le diamètre intérieur de la buse est dans l'intervalle:

$$0,80 \text{ m} \leq D_i \leq 2,5 \text{ m}$$

2-Buse métallique : Sa mise en place est facile, mais elle nécessite une protection contre la corrosion et un entretien continu (Figure 1.33). Son diamètre intérieur est:

$$1 \text{ m} \leq D_i \leq 3 \text{ m}$$

3-Buse matière: Cet ouvrage est en voûte mince en béton. Construit par la société française « matière », cette grande buse est prévue pour les passages inférieurs, pourvue que la hauteur du remblai sur l'ouvrage ne dépasse pas les 7m. L'ouverture D_i de la buse peut atteindre les 9 m (Figure 1.34). Le rapport entre la hauteur libre V_i et l'ouverture D_i doit être compris:

$$0,6 \leq V_i/D_i \leq 1$$

Il existe une forme proche de cette buse, c'est l'ouvrage appelé «Procédé matière »; il est constitué d'une dalle en voûte construite en béton armé, qui s'appuie librement sur les pieds droits. Cette voûte travaille en compression. Pour éviter son écartement, elle est renforcée par une âme en béton armé qui travaille à la traction (Figure 1.35).

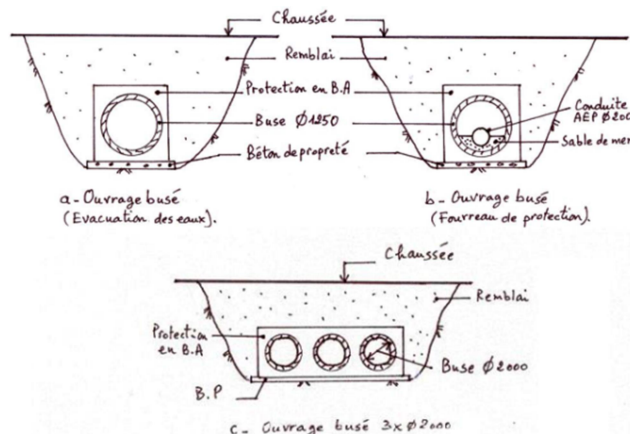


Figure 1.32. Ouvrages busés en B.A.

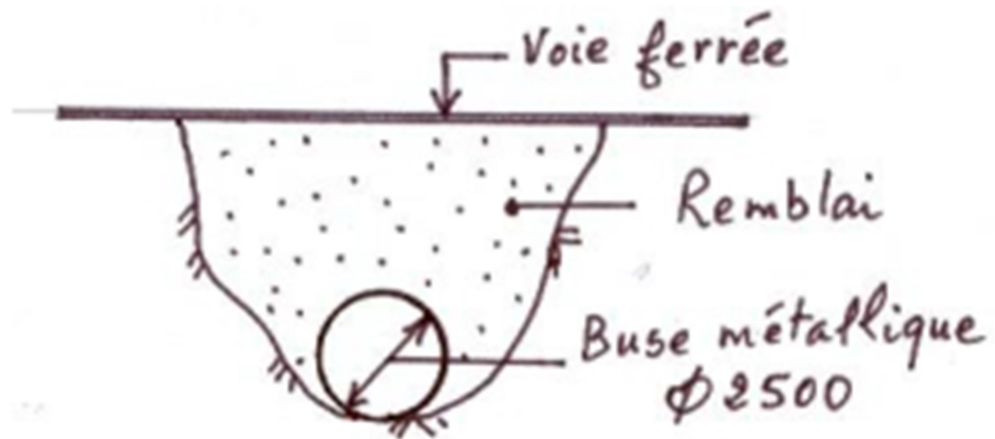


Figure 1.33. Buse métallique sous voie ferrée.

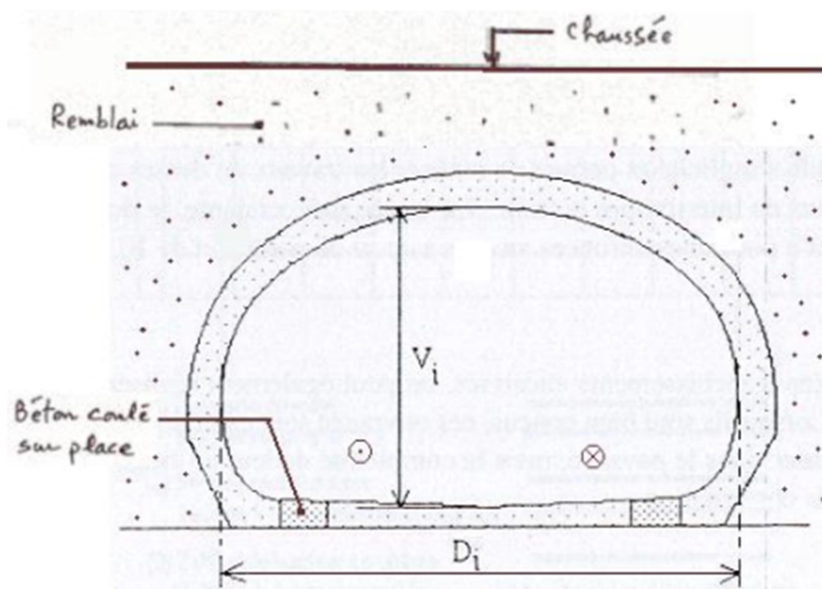


Figure 1.34. Schéma de principe d'une buse matière.

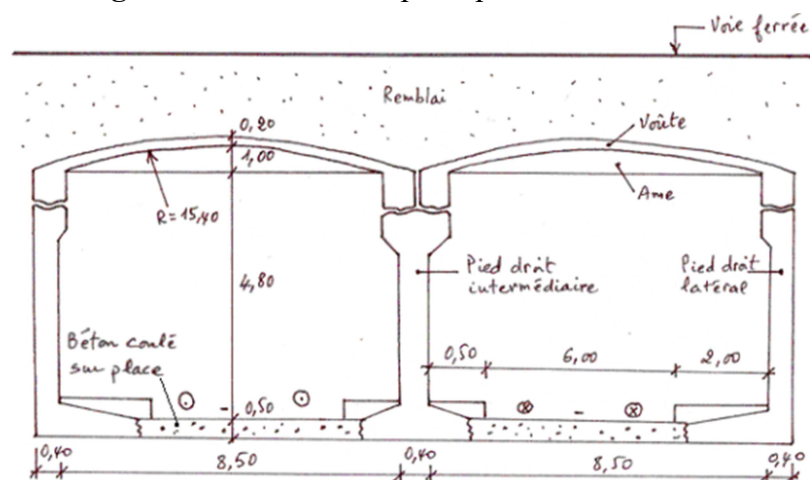


Figure 1.35. Exemple d'un procédé matière: passage inférieur.

1.4.7.8. Pont à béquilles

Un portique ouvert est considéré comme un pont à béquilles verticales (Figure 1.36). Quand le pont franchit une vallée profonde, les piles inclinées (béquilles) sont utilisées, du fait que la réalisation des piles verticales devient très coûteuse. Avec une inclinaison par rapport à la verticale aux alentours de 45° , les béquilles sont généralement articulées sur leurs fondations. Elles supportent le tablier et le divisent en 3 travées. La hauteur de section du tablier est variable (Figure 1.37).

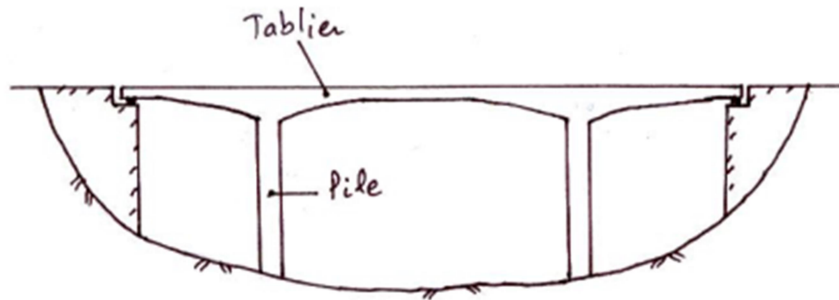


Figure 1.36. Pont portique ouvert, ou pont à béquilles verticales.

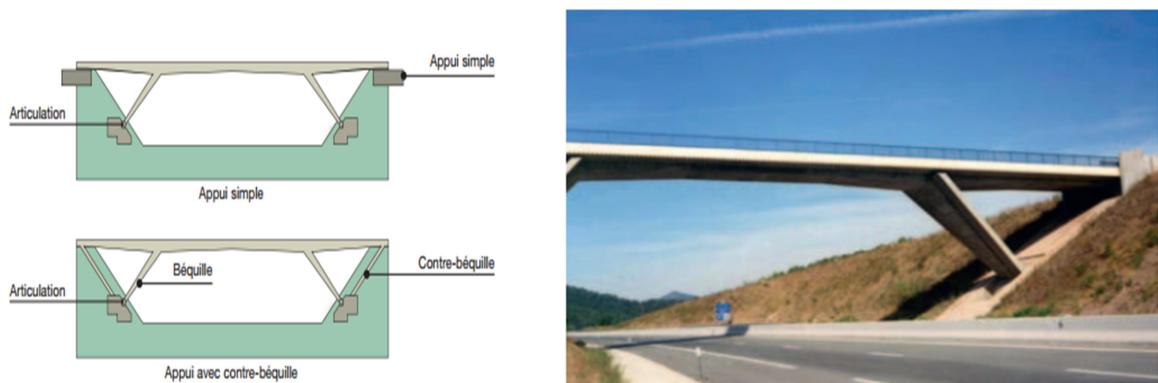


Figure 1.37. Pont à béquilles.

1.4.7.9. Pont Bow-String

Il est constitué de 2 poutres latérales sous forme d'arc, et d'un tirant incorporé dans le tablier qui est relié à l'arc par des suspentes (Figure 1.38). Sous l'effet des charges, le tablier tend à fléchir, il met alors en traction les suspentes qui à leur tour mettent l'arc en compression. La poussée horizontale de l'arc entraîne une traction du tirant (Figure 1.38). Au niveau des appuis, seules les réactions verticales existent, et ce contrairement aux ponts en arc traditionnels qui selon la figure 1.28 exercent des forces horizontales et verticales sur leurs appuis.

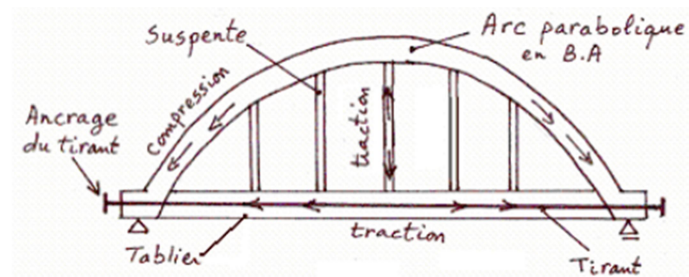
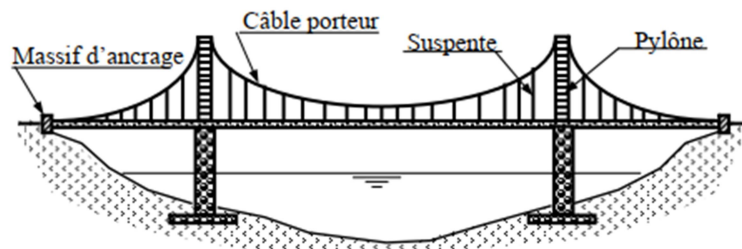


Figure 1.38. Bow-string moderne avec arcs métalliques.

1.4.7.10. Pont suspendu

Le tablier est accroché aux 2 files de câbles par l'intermédiaire de suspentes. Les 2 câbles passent par les sommets des pylônes et sont ancrés dans des massifs en béton. Les suspentes et les câbles travaillent à la traction (Figure 1.39).



(a)



(b)

Figure 1.39. Exemple d'un pont suspendu: Pont de Hakata-Ohshima, Japon
(Travée centrale de 560 m).

1.4.7.11. Pont à haubans (pont haubané)

Le tablier est relié directement aux pylônes par des câbles obliques appelés haubans (Figure 1.40). Ils sont disposés, soit en une seule file dans l'axe du pont, soit en deux files latérales. Ce type d'ouvrages est de plus en plus utilisé à nos jours.

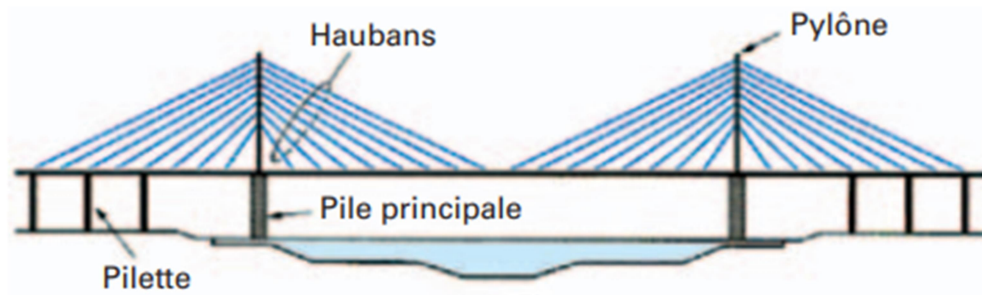


Figure 1.40. Viaducs à haubans symétrique de Normandie.

1.4.8. Selon la constitution du tablier (coupe transversale)

La structure du tablier diffère d'un pont à l'autre. Il existe 5 catégories:

1.4.8.1. Pont à poutres multiples

Les éléments porteurs principaux sont les poutres, elles transmettent les charges du tablier vers les appareils d'appuis (Figure 1.41).

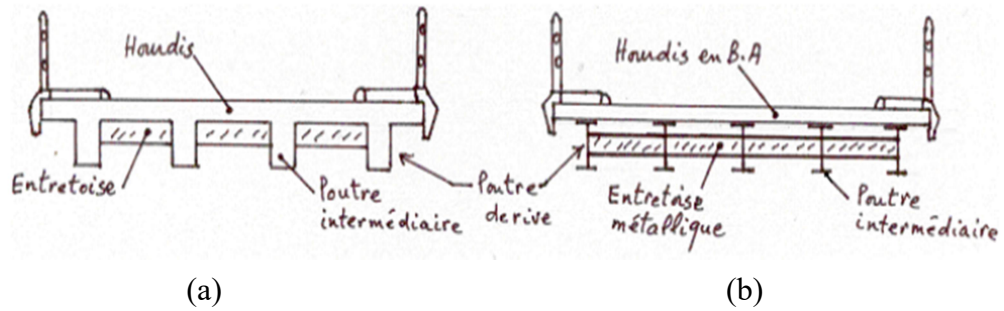
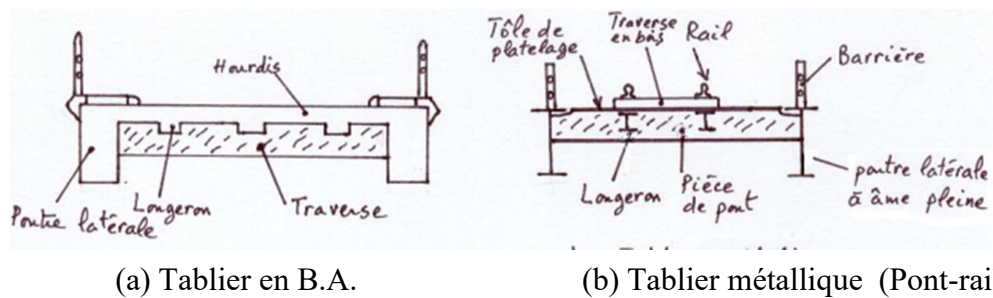


Figure 1.41. Pont à poutres multiples sous hourdis: (a) Tablier en B.A ou B.P; (b) Tablier mixte (acier-béton).

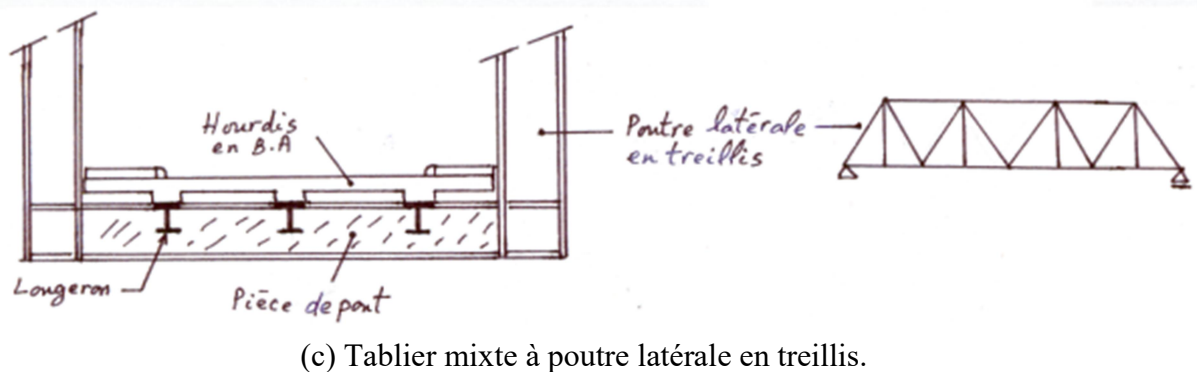
1.4.8.2. Pont à poutres latérales

Les charges sont transmises acheminées vers les appareils d'appuis selon l'ordre: hourdis vers longerons, vers les traverses s'il s'agit d'un pont en béton armé ou vers les pièces de pont si l'ouvrage est métallique, vers les poutres latérales, et enfin vers les appareils d'appuis (Figure 1.42).



(a) Tablier en B.A.

(b) Tablier métallique (Pont-rail).

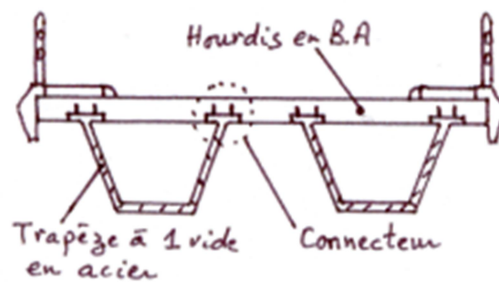
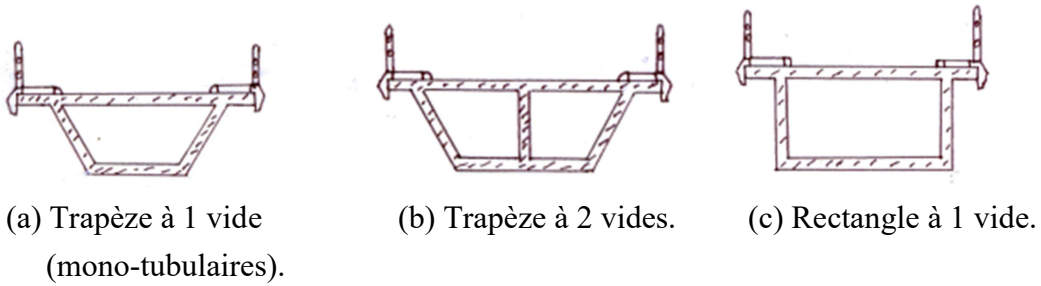


(c) Tablier mixte à poutre latérale en treillis.

Figure 1.42. Pont à poutres latérales.

1.4.8.3. Pont à poutres en caisson

Le tablier est assimilé à une ou plusieurs poutres construites en béton précontraint ou en béton armé, évidées à l'intérieur et possédant des dimensions importantes. De ce fait, leurs rigidités vis-à-vis la flexion et la torsion sont considérables (Figure 1.43).



(d) Poutres en caisson métallique.

Figure 1.43. Pont à poutres en caisson en B.A ou B.P.

1.4.8.4. Pont à poutres plissées

Similairement aux en caissons, les poutres plissées sont d'une grande rigidité. Elles ont la forme d'un triangle dont le côté supérieur est l'hourdis, les deux autres côtés sont munies de plaques métalliques ondulées et très rigides qui se rencontrent au sommet inférieur du triangle qui est un tube métallique de liaisons des deux ailes (Figure 1.44).

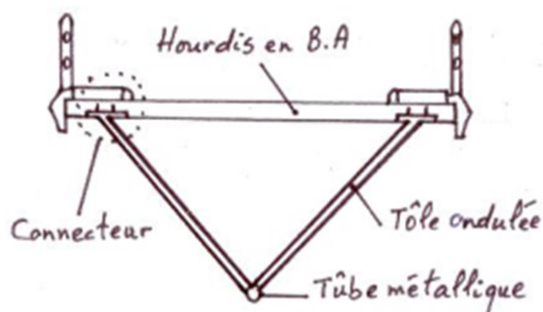


Figure 1.44. Pont à poutres plissées.

1.4.8.5. Pont dalles

Les charges sont transmises directement de la dalle vers les appareils d'appuis. Cette fois ci l'hourdis possède une épaisseur importante, il est appelé dalle (Figure 1.45).

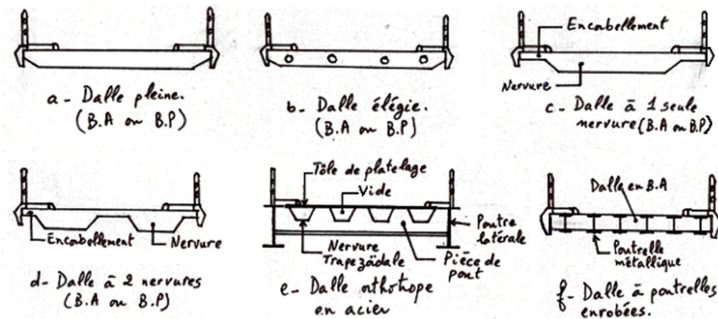


Figure 1.45. Pont dalle.

1.4.9. Selon leur procédé de construction

1.4.9.1. Ponts construits sur échafaudages au sol

Ce procédé est surtout employé pour la construction des ponts dalles et des portiques (Figure 1.46).



Figure 1.46. Pont dalle coulé sur échafaudage au sol.

1.4.9.2. Ponts à poutres préfabriquées

Les poutres sont préfabriquées sur chantier puis elles peuvent être posées (Figure 1.47).



Figure 1.47. Mise en place d'une poutre préfabriquée sur le pont à poutres.

1.4.9.3. Par lanceurs de poutres

Pour les poutres précontraintes de portées importantes > 30 m (Figure 1.48).



Figure 1.48. Mise en place à l'aide du lanceur des poutres précontraintes préfabriquées constituant le tablier du pont.

1.4.9.4. Ponts poussées

Ce procédé n'a pas encore été employé en Algérie. Par contre, ce procédé a été beaucoup employé dans les ponts-rails de la SNCF en France (Figure 1.49).

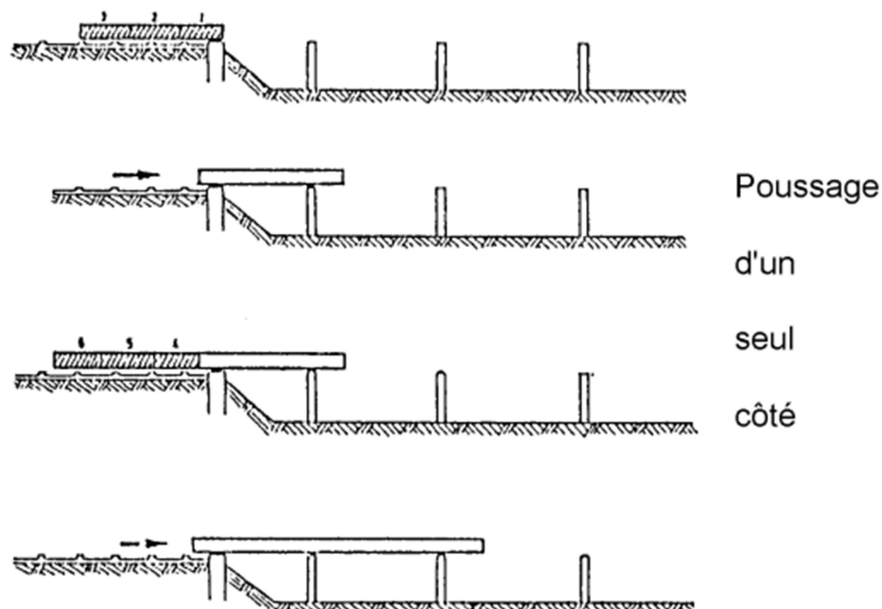


Figure 1.49. Ponts poussées.

1.4.9.5. Ponts construits sur cintres autoporteurs et auto-lanceurs

Ce procédé a été employé lors de la construction des viaducs (Figure 1.50).



Figure 1.50. Ponts construits sur cintres autoporteurs.

1.4.9.6. Ponts construits par encorbellement successifs

Exemple: viaduc de la costière (Figure 1.51), construit en partie par encorbellement successif coulé sur place (et une partie poussée), faisant partie des ouvrages de la TGV Sud-Est de la France (Rhône Alpes), de longueur totale de 1725 m, l'ouvrage a été construit en 1992.



Figure 1.51. Viaduc construit par encorbellement successif.

1.5. Domaine d'emploi des ponts selon leurs portées

Les tableaux 1.1 et 1.2 résument les domaines d'emploi des différents types d'ouvrages qui viennent d'être mentionnés.

Tableau 1.1. Ponts en béton.

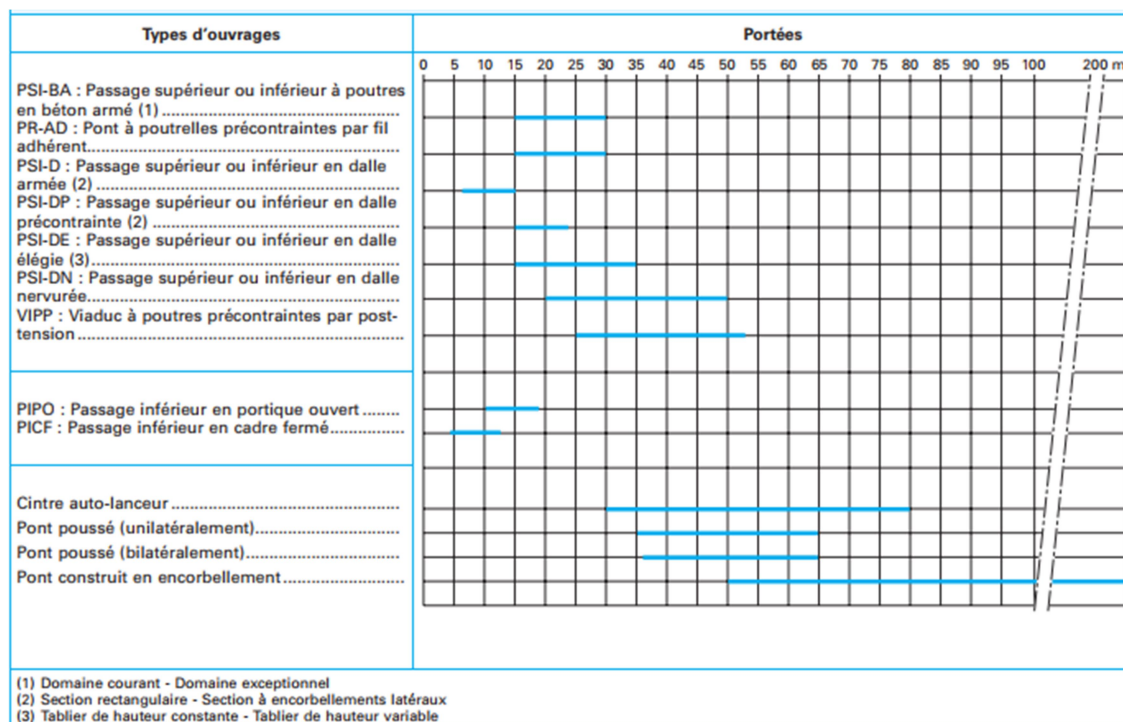
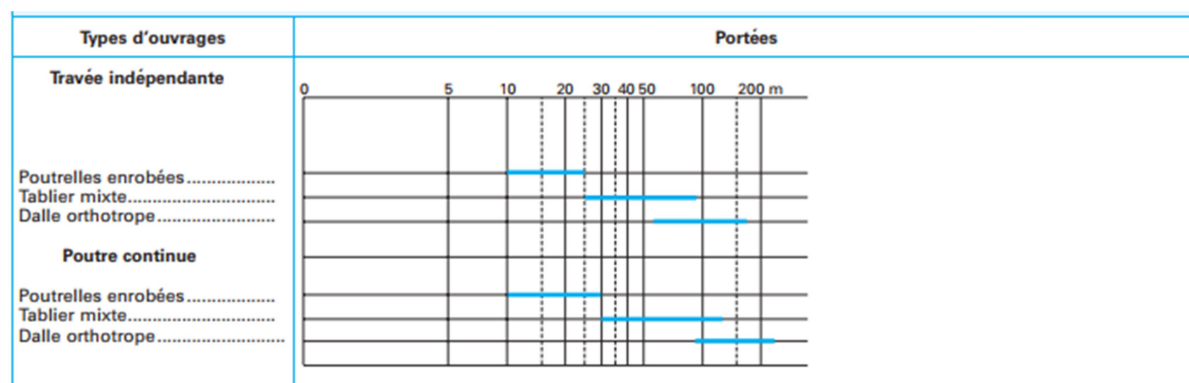


Tableau 1.2. Ponts métalliques.



Pour les ponts à câbles :

-**Pont à haubans** : 150 m à 890 m (rivière de Tarara, Japon);

-**Pont suspendu** : 150 m à 1990 m (Akachi Kaïko, Japon).

1.6. Conclusion

La classification des ponts a pris la grande part de ce chapitre, son but est de permettre aux ingénieurs de choisir le type d'ouvrage répondant aux exigences du site, et d'établir rapidement un avant-projet sommaire. Cependant, cette classification n'est pas définitive, elle

dépend directement de la grande évolution que connaît le domaine des ouvrages d'art. Cela est dû aux paramètres suivants:

- 1-Amélioration des méthodes de calcul (éléments finis, éléments de frontières...);
- 2-Grand développement des appareils de mesures et simulation sur modèles réduits aux laboratoires;
- 3-Progrès industriels dans la qualité des matériaux (béton à haute performance, les aciers laminés, les composites...);
- 4-Avancement de l'informatique (ordinateurs puissants, langages de calcul évolués, simulation virtuelle...);
- 5-Progrès techniques en modes de construction (coffrages spéciaux, cintres glissants, et d'autres dispositifs et appareils de chantiers très modernes ...);
- 6-Les matériaux innovants.

Chapitre 2

Conception des ponts

Chapitre 2: Conception des ponts

2.1. Introduction

La conception d'un pont doit prendre en considération les exigences suivantes:

- 1-Les données naturelles telles que la géotechnique du terrain, sa topographie, s'il appartient à une zone sismique, et les informations hydrauliques et climatiques du site;
- 2-Les données fonctionnelles telles que le tracé en plan, le profil en long et le profil en travers de la voie portée par l'ouvrage, ainsi que la surface d'encombrement (largeur et hauteur) de l'obstacle franchi, les charges d'exploitation pour lesquelles le pont sera calculé, et enfin la durabilité de l'ouvrage;
- 3-Les données esthétiques et paysagères qui aident à intégrer l'ouvrage dans l'environnement où il est implanté.

2.2. Données naturelles

2.2.1. Géotechnique

La nature du sol (lâche ou ferme, meuble ou rocheux...) influe directement sur le type de fondations de l'ouvrage. La présence de nappe d'eau ou non permet de choisir le type de semelles qui conviennent. Dans les zones montagneuses, l'étude de stabilité des pentes devient nécessaire (Figure 2.1).

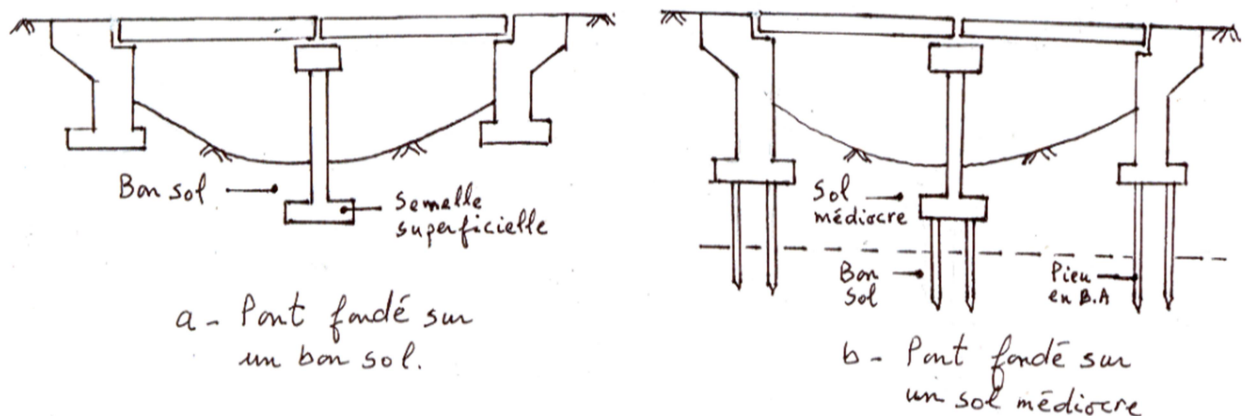


Figure 2.1. Influence de la nature du sol sur le type des fondations d'un pont.

2.2.2. Topographie

L'implantation de l'ouvrage dépend essentiellement de la forme du terrain. En zone vallonnée par exemple, il est préférable de réduire le nombre de piles dont le coût est élevé à cause de leurs hauteurs considérables (Figure 2.2). Par ailleurs, la connaissance de la topographie du terrain permet d'estimer les mouvements de terre au niveau des culées (déblais et remblais), et de choisir l'emplacement du chantier ainsi que ses accès (Figure 2.3).

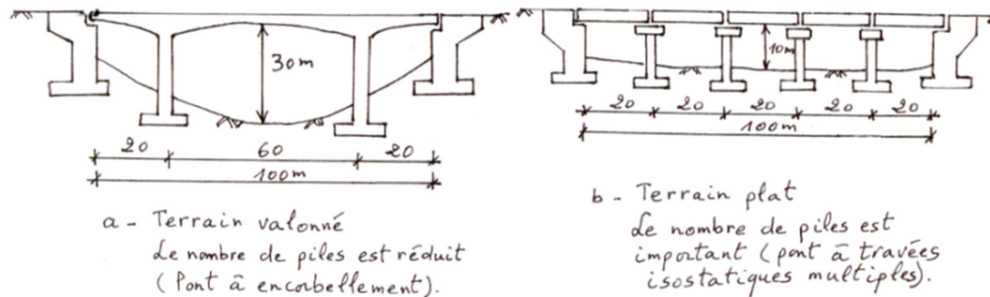


Figure 2.2. Influence de la topographie du terrain sur le type de l'ouvrage.

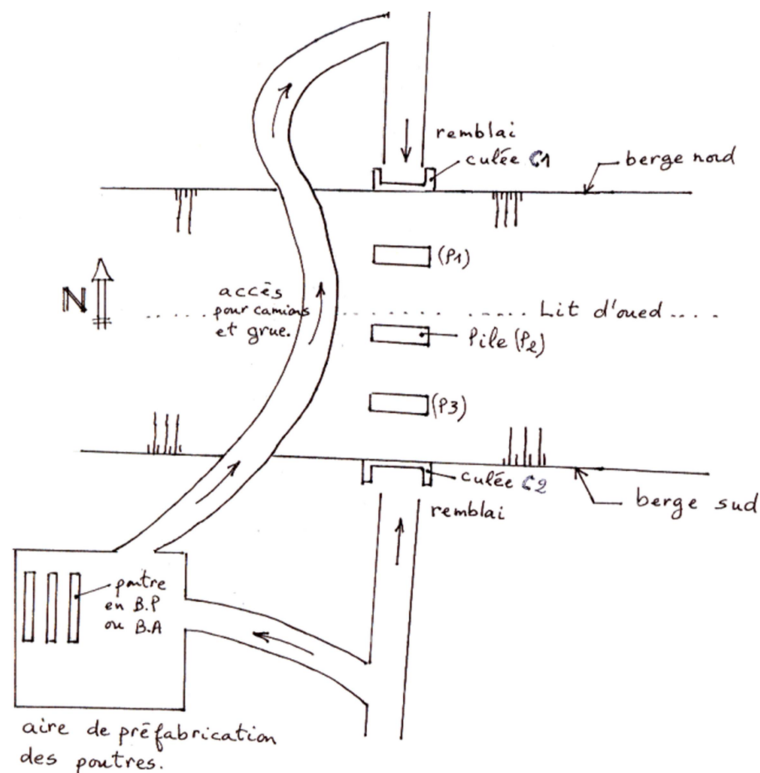


Figure 2.3. Vue en plan d'un emplacement de chantier.

2.2.3. Hydraulique

Lorsque le pont franchit un cours d'eau ou un canal, il est nécessaire de connaître la fréquence et l'importance des crues, les différents débits, le charriage possible de corps flottants (troncs d'arbres ou autres objets) qui peuvent hauteur des piles. Parmi les renseignements en hydrologie fluviale qu'il faut avoir (Figure 2.4):

2.2.3.1. Niveaux d'eau

1- PHEC: La plus haute eau connue. Son niveau maximal doit être au-dessous des appareils d'appuis d'une hauteur de 1m et plus;

2-PHEN: La plus haute eau navigable. Son niveau permet la navigation des bateaux. Si la PHEN est dépassée, il y a risque de percussion des bateaux contre le tablier du pont;

3-EN: L'eau normale de niveau intermédiaire mesuré en régime permanent d'écoulement;

4-PBE: La plus basse eau ou étiage. Son niveau est le minimum atteint. La connaissance de la PHEC permet d'éviter l'immersion du tablier et de ses appuis, ce qui a pour conséquence la détérioration de l'ouvrage. La PBE ou l'étiage sont favorables à l'exécution des travaux de fondation des piles et culées. La connaissance de la vitesse maximale de l'écoulement d'eau permet de mieux étudier le problème d'affouillement qui peut s'expliquer par le creusement par l'eau tourbillonnaire du sol entourant la pile.

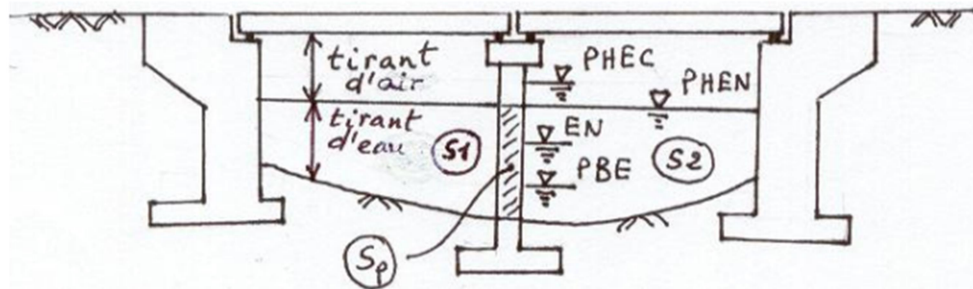


Figure 2.4. Données hydrologiques pour un pont traversant un cours d'eau.

2.2.3.2. Tirant d'eau

C'est la hauteur d'eau comprise entre son niveau considéré et le lit d'oued (Figure 2.4).

2.2.3.3. Débouchée superficielle

C'est l'aire de la section verticale libre limitée par le lit de la rivière et le niveau d'eau.

D'après la figure 2.4, la débouchée superficielle totale est donnée par la formule suivante:

$$D_{st} = S_1 + S_2 + S_p \quad (2.1)$$

La débouchée superficielle réduite correspond à l'aire mouillée, elle s'exprime par:

$$D_{sr} = S_1 + S_2 \quad (2.2)$$

La surface obstruée est l'aire des objets qui font obstacle à l'eau :

$$\Delta D_s = D_{st} - D_{sr} \quad (2.3)$$

Le coefficient d'obstruction K_0 est le rapport entre la surface obstruée et la débouchée superficielle totale:

$$K_0 = \Delta D_s / D_{st} \quad (2.4)$$

Plus, K_0 est petit plus l'écoulement d'eau à travers l'ouvrage est bon.

2.2.4. Climat

Le site de l'ouvrage peut être soumis à une forte variation de température, comme il peut être exposé à des vents extrêmes, une hygrométrie excessive, d'importantes précipitations en pluie ou en neige, action de la glace sur les piles et les culées, effet chimique du milieu environnant

(sol, aire, eau) sur les matériaux constituant le pont. Tout cela a une influence directe sur la résistance et la durabilité de l'ouvrage (Figure 2.5).

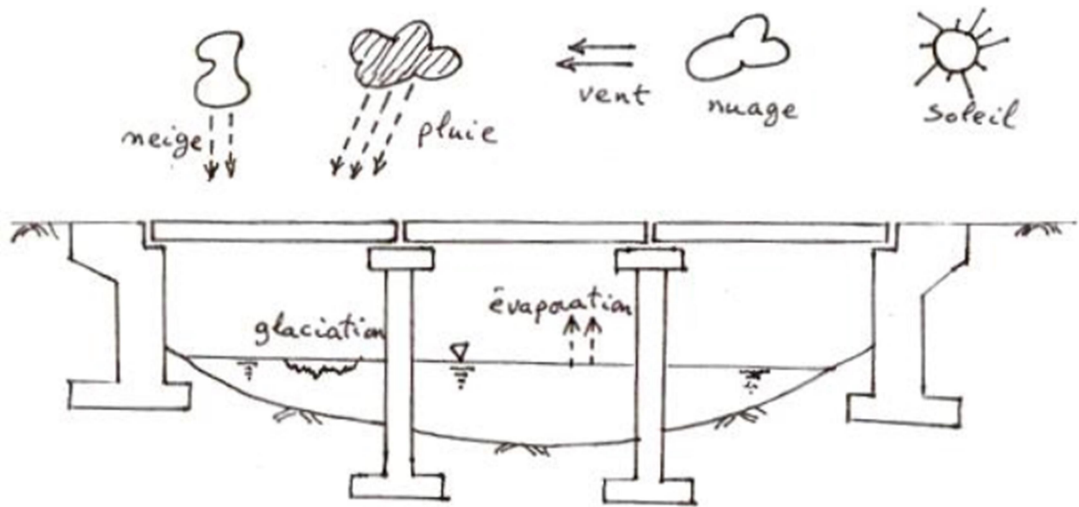


Figure 2.5. Effets climatiques sur un pont.

2.2.5. Sismicité

Le séisme se traduit par un mouvement horizontal et vertical du sol d'assise. Ces mouvements sont transférés à l'ouvrage par l'intermédiaire de ses appuis au sol (piles et culées). De ce fait il faut connaître la zone sismique à qui appartient l'ouvrage ainsi que son spectre de réponse. Pour les ouvrages importants, l'étude sismique est plus poussée; on utilisera le chargement temporaire dynamique, et on effectuera le chargement dynamique sur le modèle réduit du pont.

2.3. Données fonctionnelles

Le pont est généralement dans le cadre d'un tracé routier ou ferroviaire. L'ouvrage est donc lié étroitement au tracé en plan et le profil en long du projet, il dépend aussi d'autres paramètres tels que les dimensions de l'obstacle franchi.

2.3.1. Données relatives à la voie portée

Les caractéristiques géométriques de la voie portée s'imposent à l'ouvrage. Ce dernier doit s'adapter à la forme générale du projet dont il fait partie.

2.3.1.1. Tracé en plan

L'ouvrage peut être droit, courbe ou biais, selon le tracé en plan de la voie portée. Il faut toujours veiller à ce que le pont soit droit, et ce pour simplifier les calculs et le mode de réalisation.

2.3.1.2. Profil en long

La côte projet ou la côte rouge est assimilée à l'extrados de l'ouvrage. Il convient d'éviter les ponts horizontaux ou sous forme de cuvettes (Figure 2.6), cela permettra l'évacuation facile des eaux pluviales et donnera à l'ouvrage une apparence architecturale convenable. La géométrie du profil en long est observée à travers la corniche de l'ouvrage qui doit être exécutée avec le plus grand soin. Dans les ponts de grande longueur, on ne peut pas éviter la présence des cuvettes, une bonne évacuation des eaux dans ces endroits résoudra le problème. Cependant, il est déconseillé d'avoir une discontinuité en rayons de courbures dans les profils en long (Figure 2.6).

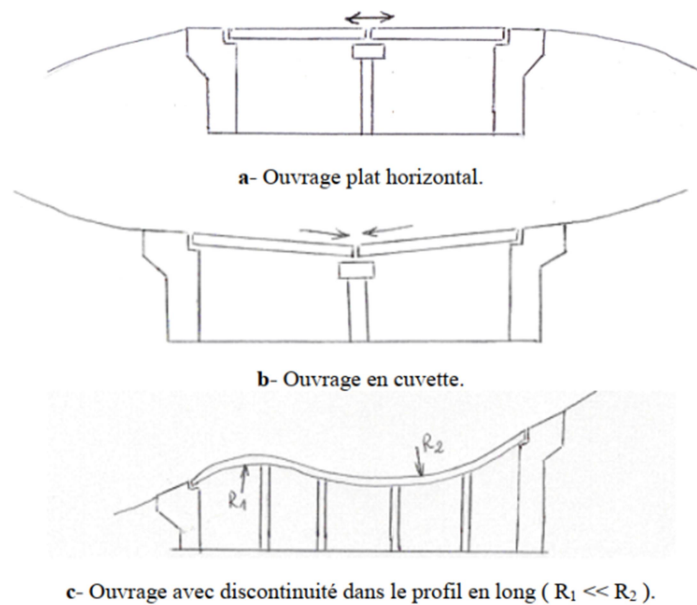


Figure 2.6. Formes à proscrire des ouvrages en profil en long.



Figure 2.7. Forme disgracieuse d'un profil en long plat.

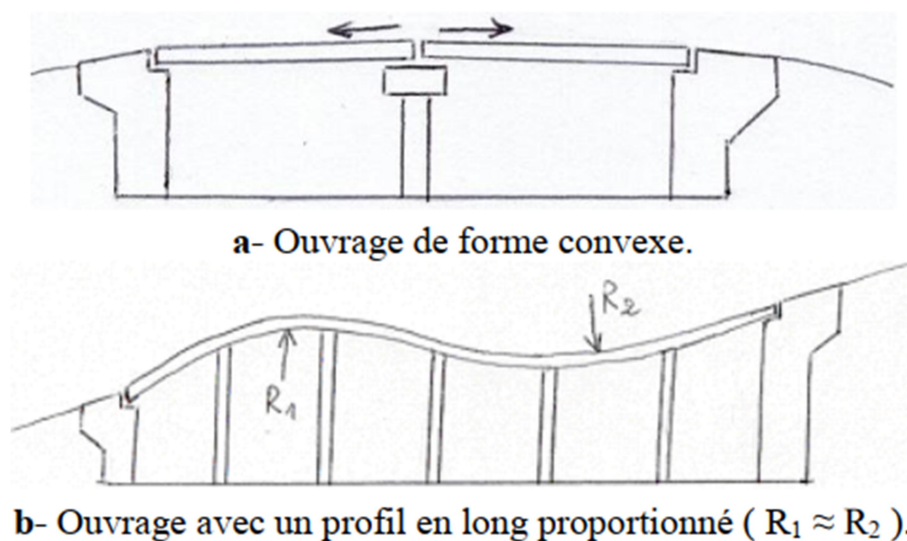


Figure 2.8. Formes correctes des ouvrages en profil en long.

2.3.1.3. Profil en travers

L'ouvrage doit comporter le même nombre de voies que celles de la route portée. La largeur du pont doit prendre en considération d'éventuels élargissements de la voie portée dans le futur. Les différentes parties du profil en travers sont notées:

BA : Bande d'arrêt.

BC: Bande cyclable.

T: Trottoir.

BD: Bande dérasée.

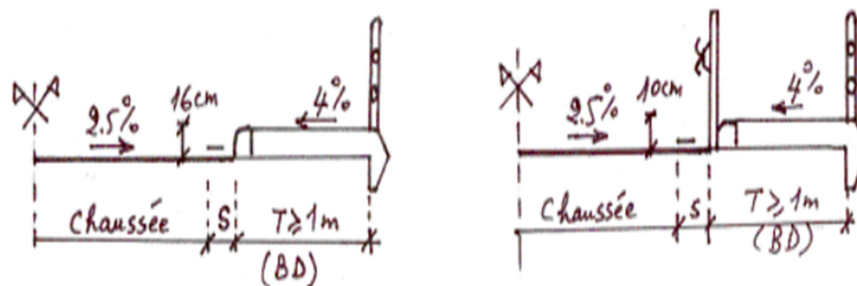
S: Sur-largeur. Elle supporte le marquage latéral de la chaussée, elle est prévue dans les chaussées de largeur supérieure ou égale à 7m. Si le BA ou le BC existe, la sur-largeur est minimale, elle dépend seulement de la nature du revêtement de la chaussée (Tableau 2.1). Dans le cas contraire, la sur-largeur dépendra de la vitesse de référence V_r , et ce pour augmenter la sécurité des piétons (Tableau 2.2).

Tableau 2.1. Valeurs de la sur-largeur «S» en absence de BA ou BC.

V_r (km/h)	40,60,80	100	120
(S) sans glissière	0,25 m	0,5 m	0,75 m
(S) avec glissière	0,5 m	0,75 m	0,75 m

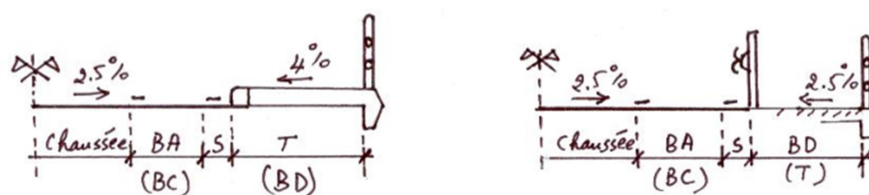
Tableau 2.2. Valeurs de la sur-largeur «S» en présence de BA ou BC.

Revêtement	En béton bitumineux	En béton de ciment
Sur-largeur (S)	0,3 m	0,25 m



a-Sans glissière.

b-Avec glissière.

Figure 2.9. Profil en travers sur ouvrage d'art en absence de BA ou BC.

a-Sans glissière.

b-Avec glissière.

Figure 2.10. Profil en travers sur ouvrage d'art en présence de BA ou BC.

Les valeurs de BA (BC), T ou BD sont données par le tableau 2.3.

Tableau 2.3. Valeurs de BA (BC) et T ou BD.

	Avec piétons		Sans piétons	
BA (BC)	2 ÷ 2.25 m	2.5 m	2 ÷ 2.25 m avec garde-corps	2.5 m avec barrière
T (BD)	1 m	0.75 m	0.5 m	0

L'exemple de la figure 2.11 représente le profil en travers type d'une autoroute portée par un ouvrage dont les dimensions sont mentionnées dans le tableau 2.4.

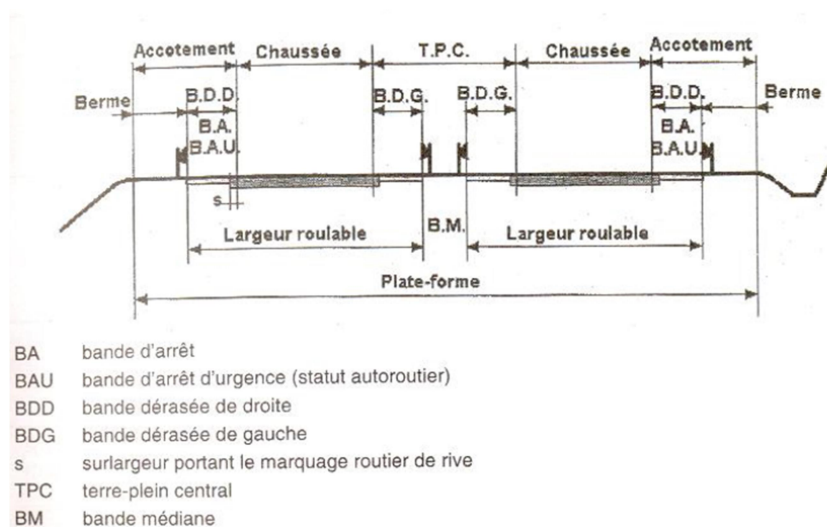
**Figure 2.11.** Profil en travers type d'une autoroute portée par un ouvrage.

Tableau 2.4. Dimensions en travers d'un pont autoroutier.

Type d'autoroute	Deux tabliers séparés	Tablier unique
2 x 2 voies, trafic normal.	BAU = 3m Chaussée = 7m BDG = 1m <u>Total</u> : 11m pour chaque tablier.	BAU = 2 x 3m Chaussée = 2 x 7m TPC = 2.50m <u>Total</u> : 22.50m.
2 x 3 voies, trafic normal.	BAU = 3m Chaussée = 10.50m BDG = 0.50m <u>Total</u> : 14m pour chaque tablier.	BAU = 2 x 3m Chaussée = 2 x 10.50m TPC = 1.50m <u>Total</u> : 28.50m.

2.3.2. Données relatives à l'obstacle franchi

Lorsque l'ouvrage traverse une route, voie ferrée ou voie navigable, il doit respecter les dimensions en largeur et hauteur de cette voie.

2.3.2.1. Franchissement d'une route

a. Gabarit

Le gabarit d'un véhicule ou sa hauteur maximale doit être inférieure à la hauteur libre H_a de l'ouvrage nommée aussi le tirant d'air. La valeur minimale de cette hauteur est:

$$H_a = 4,75 \text{ m}$$

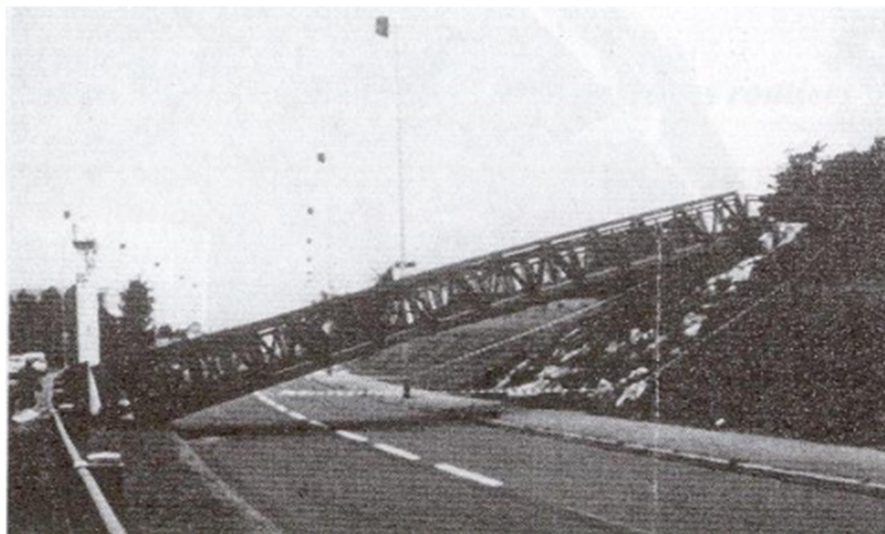
H_a est augmenté d'une valeur ΔH de la sécurité.

Cas d'un pont: Pour prendre en considération un éventuel renforcement de la chaussée traversée, ou un tassement possible de l'ouvrage projeté, l'augmentation est prise:

$$\Delta H = 0,10 \text{ m}$$

Cas d'une passerelle: Pour minimiser les risques de chocs désastreux pour les passerelles supposées plus fragiles que les ponts, on prend :

$$\Delta H = 0,5 \text{ m}$$

**Figure 2.12.** Passerelle emportée par un véhicule hors catégorie.

Dans le cas où la voie franchie est en pente, la hauteur libre H_a est oblique (Figure 2.13).

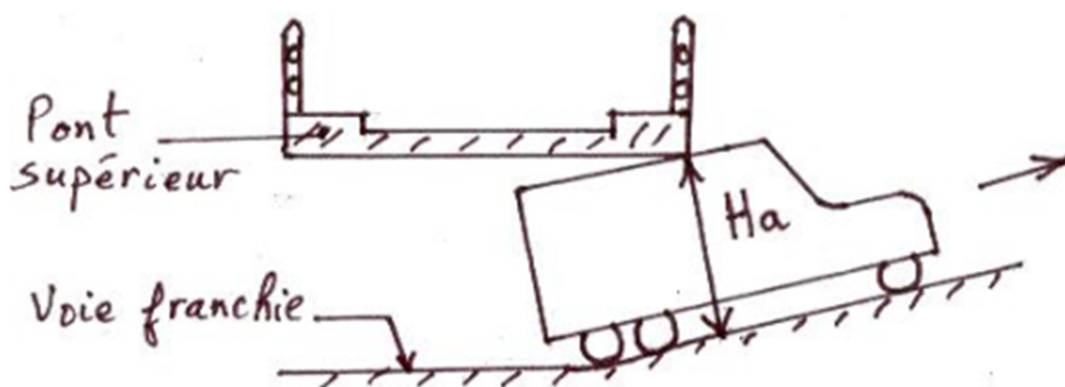


Figure 2.13. Hauteur libre oblique dans un passage inférieur en pente.

Afin d'éviter les chocs, le passage inférieur est signalé par un portique ou une potence munie de panneaux indicateurs plus des chaînes métalliques indiquant le gabarit maximal autorisé.

b. Largeur

Dans les routes sous ouvrage d'art, une largeur de sécurité est prévue entre le bord de la chaussée et la paroi de l'ouvrage. D'après la figures 2.14, cette largeur est celle de la bande dérasée BD ou le trottoir T , leurs dimensions sont représentées dans les tableaux 2.5 et 2.6. Dans le cas où la section courante de la route est équipée de glissières de sécurité, la distance entre la glissière et le bord de la route doit être conservée sous l'ouvrage.

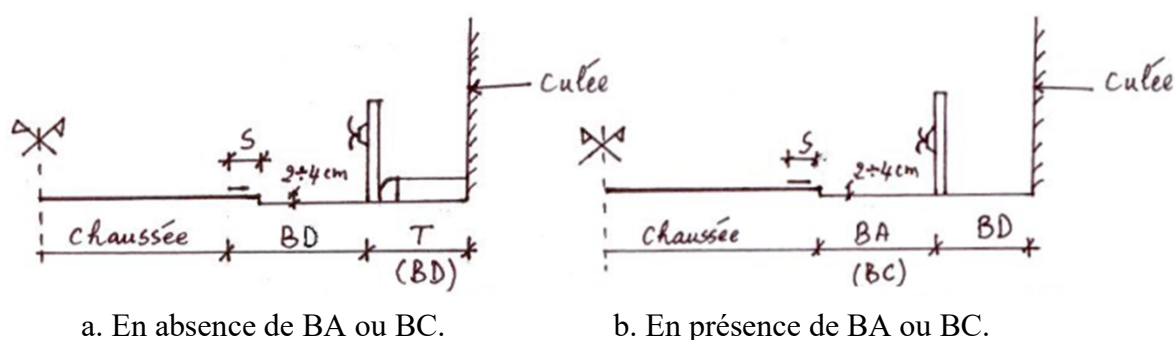


Figure 2.14. Profil en travers sous ouvrage d'art.

Tableau 2.5. Largeurs de sécurité dans un passage inférieur sans BA ou BC.

V_r (km/h)	40,60	80,100,120
BD	0,75 m	1 m
T ou (BD)	0,5 m	0,5 m

Tableau 2.6. Largeurs de sécurité dans un passage inférieur avec présence de BA ou BC.

BA ou (BC)	2 m	2,25 m	2,5 m
BD	0,1 m	0,25 m	0,5 m

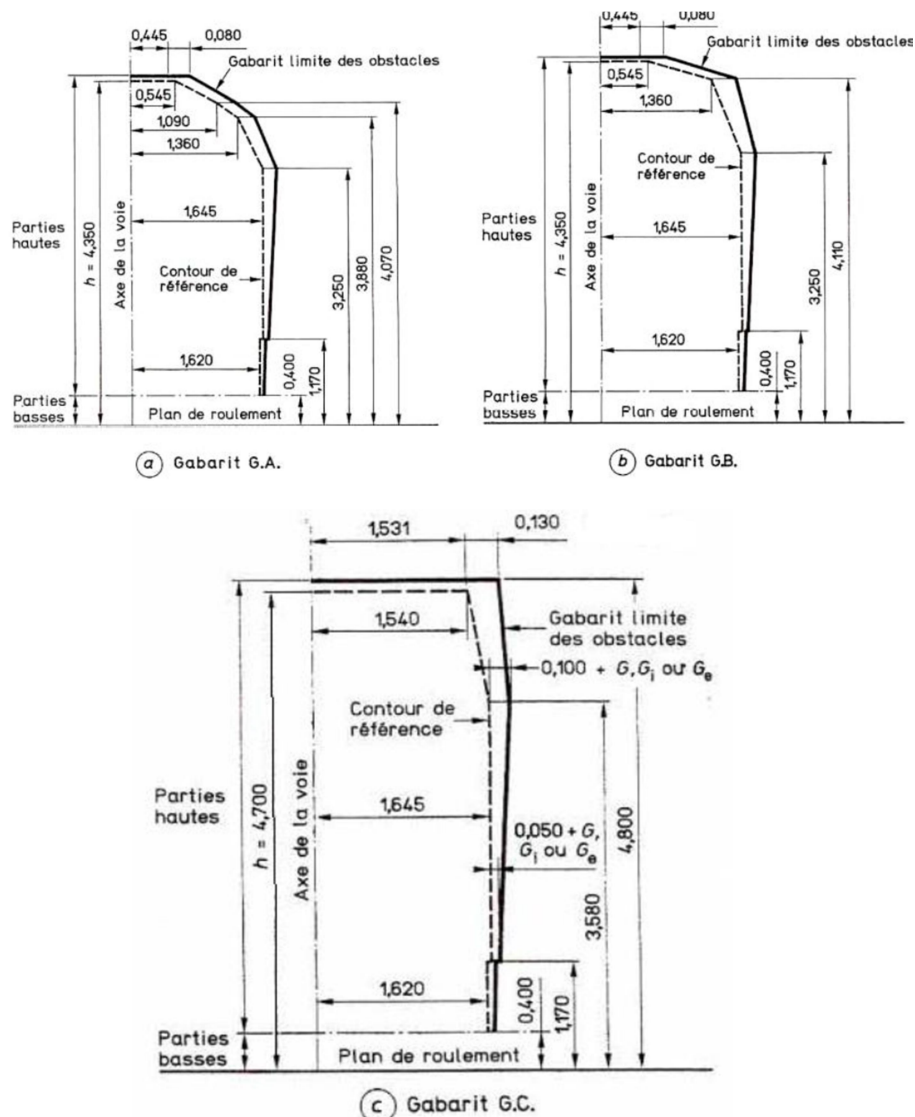
2.3.2.2. Franchissement d'une voie ferrée

La largeur standard du wagon type est :

$$L_w = 3,29 \text{ m}$$

Concernant la hauteur ou le gabarit à respecter, il existe 3 catégories:

- 1- Le gabarit GA; c'est le gabarit de base du réseau ferré algérien et français. Sa valeur est de 4,35 m;
- 2- Le gabarit GB; gabarit disponible sur certaines lignes. Sa valeur est de 4,35 m;
- 3- Le gabarit GC; ce dernier est obligatoire pour toutes les lignes nouvelles en Europe. Sa valeur est de 4,70 m.

**Figure 2.15.** Différents gabarits d'une voie ferrée sous ouvrage d'art.

2.3.2.3. Franchissement d'une voie navigable

Les normes européennes prévoient 6 classes voies navigables selon le type de bateaux susceptibles de les emprunter. Ces classes sont résumées dans le tableau 2.7.

Tableau 2.7. Classification des voies navigables européennes.

Classe	Bateau	Largeur (m)	Tirant d'eau (m)	Tonnage (t)
I	Péniche	5.05	2.20	300
II	Kast Campinois	6.60	2.50	600
III	DEK	8.20	2.50	1000
IV	RHK	9.50	2.50	1350
V	Grand Rhénans (a)	11.40	2.80	2000
VI	Grand Rhénans (b)	11.40	4.50	3000

DEK: bateau type Dortmund-Ems-Kanal.

RHK: bateau type Rhein-Herne-Kanal.

Le tableau 2.8 définit les ouvertures; horizontales et verticales, des ponts qui traversent ces voies navigables, la circulation est supposée se faire à double sens.

Tableau 2.8. Ouvertures minimales des ponts franchissant une voie navigable à double sens.

Classe	Tirant d'eau (m)	Ouverture libre (m)	Hauteur libre (m)
I	2.20	25.00	3.70
II	2.50	25.00	3.70
III	2.50	30.00	4.10
IV	2.50	36.00	5.25
V	2.80	36.00	6.00
VI	4.50	38.00	6.00



Figure 2.16. Franchissement d'une voie navigable par un pont.

Quand le bateau est vide, sa hauteur immergée diminue tandis que sa hauteur émergée augmente. Cette dernière risque de dépasser la hauteur libre du pont. Dans ces conditions, le lestage du bateau est nécessaire.

Dans le cas contraire, pour les bateaux excessivement chargés, on doit toujours s'assurer que leur hauteur immergée est inférieure au tirant d'eau enregistré.

Par ailleurs, la hauteur libre du pont se calcule quand le niveau du fleuve atteint la plus haute eau navigable (PHEN). Cependant le tirant d'eau est calculé au cas de l'étiage ou la plus basse eau (PBE) (Figure 2.17).

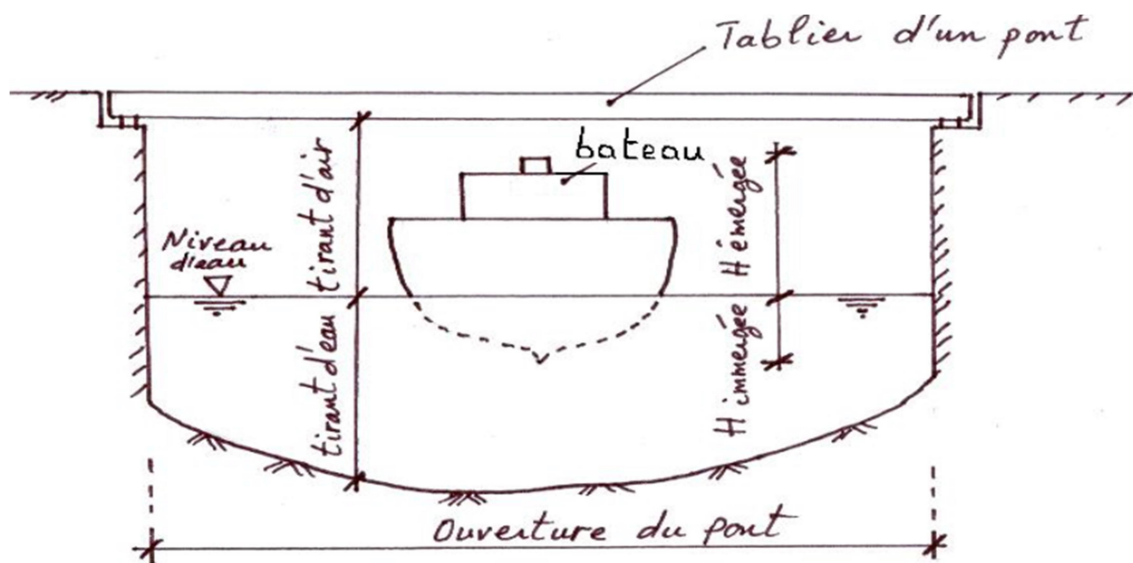


Figure 2.17. Surface d'encombrement d'une voie navigable.

2.3.3. Données relatives aux charges d'exploitation

En dehors des charges climatiques, sismiques ou provenant du sol de fondation, le pont doit supporter une circulation routière ou ferroviaire. De ce fait l'établissement d'un système de charges est une donnée nécessaire pour l'établissement d'un projet de pont. Prenons l'exemple d'un pont routier qui est calculé par 2 catégories de charges d'exploitation:

a-Charges normales

Elles sont utilisées pour tous les types de ponts, elles contiennent :

- 1-Système A(I);
- 2-Système B;
- 3-Surcharges du trottoir.

b-Charges particulières

Elles concernent seulement quelques ouvrages appartenant à des itinéraires où peuvent circuler les convois spéciaux:

- 1- Convois militaires: M80 et M120;
- 2- Convois exceptionnels : D240 et E360.

Ces deux catégories de charges ainsi que les charges d'exploitation d'un pont ferroviaire seront traitées en détail dans le chapitre 4. Par ailleurs, s'il y a lieu de considérer de nouvelles charges intervenantes spécialement dans un projet donné, ces dernières seront définies par le CPS qui est établi par le maître de l'ouvrage.

2.3.4. Données relatives à la durabilité de l'ouvrage

La durée de vie d'un pont est l'une des préoccupations principales de l'ingénieur. Pour assurer la tenue de l'ouvrage, il doit prendre en compte les critères suivants:

- 1- Le type du matériau;
- 2- Les différentes actions physiques et chimiques sur l'ouvrage;
- 3- Les différentes actions physiques et chimiques sur l'ouvrage;
- 4- La maintenance pendant la durée de vie de l'ouvrage.

2.4. Données esthétiques et paysager

2.4.1. Esthétique

Le pont doit être associé à l'environnement dont il fait partie. L'intervention de l'architecte au côté de l'ingénieur est nécessaire surtout pour les ouvrages urbains et les ouvrages de grande portée implantés en sites de compagne. Pour assurer cette harmonie entre le pont et son environnement, certaines règles s'imposent. Nous citerons les 4 plus importantes d'entre elles, parce qu'on ne peut pas arrêter des règles universelles et permanentes, puisque l'esthétique est en fonction de la mode et de l'évolution technique.

Règle 1: Rapport des dimensions

L'ouvrage doit être proportionnel entre sa hauteur, longueur et profondeur. Les dimensions des piles doivent être proportionnelles à celles du tablier (Figures 2.18-2.21).



Figure 2.18. Piles non proportionnelles au tablier. Une impression de fragilité chez l'observateur.



Figure 2.19. Piles proportionnelles au tablier. Une impression de sécurité chez l'observateur.

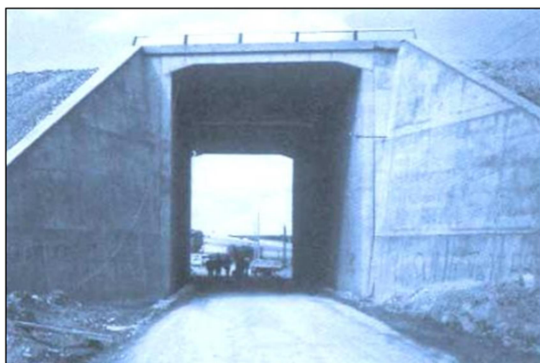


Figure 2.20. Ouvrage non proportionné:
Le tirant d'air est trop grand pour l'ouverture.

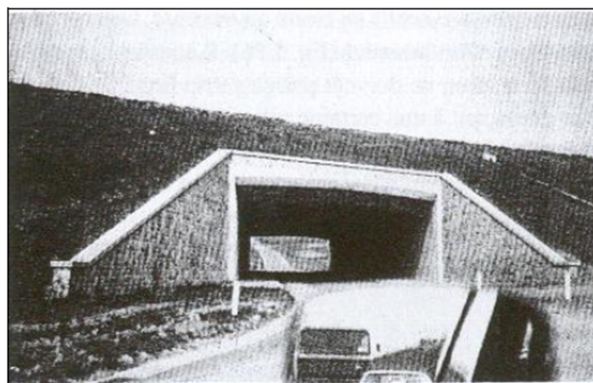


Figure 2.21. Ouvrage proportionné bien
réussi.

Règle 2: Dégagement de l'espace

L'ouvrage ne doit pas fermer l'espace dans lequel il est implanté (Figures 2.22 et 2.23). Par exemple, dans les ponts autoroutiers à passages supérieurs; dans le souci d'assurer la bonne visibilité pour l'automobiliste, il faut minimiser le nombre d'appuis intermédiaires (piles), même si c'est possible de prévoir des ponts sans appuis sur le terre-plein. Les culées trop massives doivent être évitées, il est préférable d'éloigner les culées de la plateforme en les remontant vers les sommets des talus (Figure 2.22).



Figure 2.22. Ouvrage autoroutier qui dégage mieux l'espace.



Figure 2.23. Pont qui ne ferme pas la vision du canal.

Règle 3: Bonne ordonnance de la structure

Le désordre dans une structure de pont est une source de malaise et de troubles chez l'observateur. Par exemple, dans la vue en plan d'un ouvrage, il faut éviter les lignes d'appui non parallèles comme représenté dans la figure 2.24 gauche. Le pont en arc de la figure 2.25 est construit d'une manière simple, ses palettes sont bien espacées et disposées d'une manière harmonieuse. En ce qui concerne les ouvrages qui comportent une pile culée, lieu de jonction des 2 ponts différents; dans cet endroit il faut éviter des hauteurs différentes des tabliers (Figure 2.26). Les ponts qui contiennent à la fois des murs en ailes et des murs en retour sont déconseillés parce qu'ils donnent un aspect de déséquilibre (Figure 2.27). Dans le même contexte, un ouvrage hybride qui représente au moins 2 fonctions de ponts différents donne une vue désagréable (Figure 2.28).

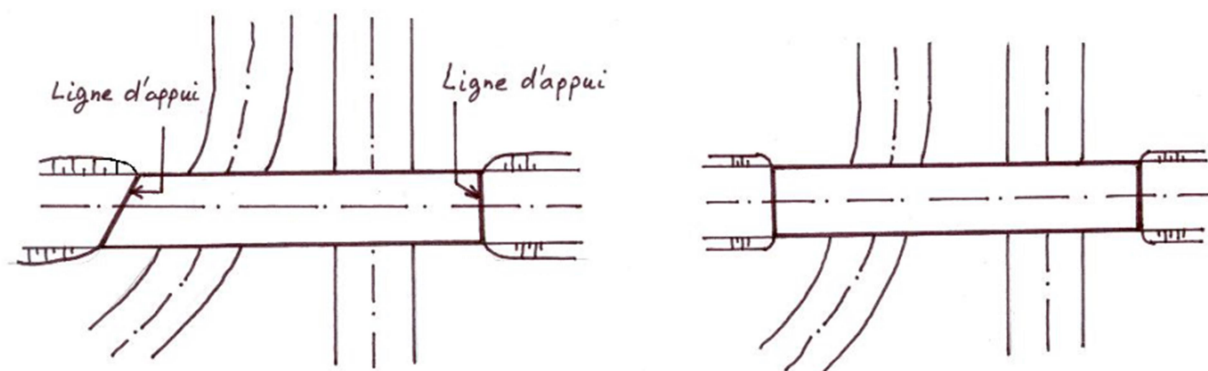


Figure 2.24. Garder les lignes d'appui parallèles est une exigence de l'esthétique.



Figure 2.25. Pont en arc bien réussi.

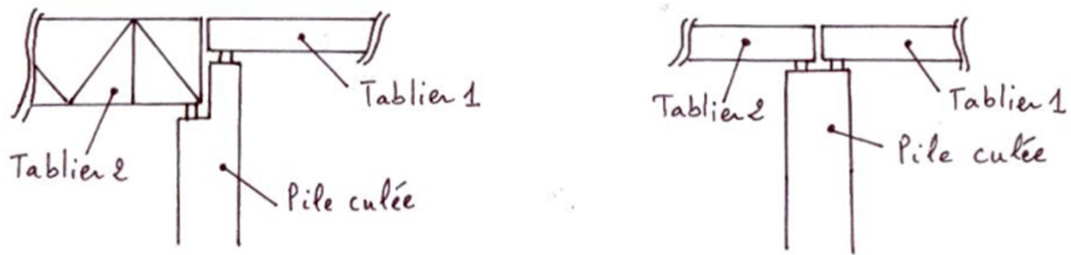


Figure 2.26. Tablier doit avoir une épaisseur constante au droit de la pile culée.



Figure 2.27. Ouvrage dissymétrique: culée gauche avec mur en aile, culée droite avec mur en retour.



Figure 2.28. Ouvrage hybride disgracieux: la partie gauche est un pont en portique, la partie droite est un pont à béquilles.

Règle 4: Mise en valeur de l'intention structurale.

La structure du tablier doit être simple tout en donnant un aspect de stabilité pour l'observateur. Dans l'exemple de la figure 2-29 qui représente un pont à hauban, le fonctionnement de la structure est simple, les charges sont transmises du tablier vers les pylônes par les câbles appelés haubans.



Figure 2.29. Pont de Normandie: le fonctionnement est simple; les haubans relient le tablier aux 2 pylônes.

2.4.2. Aspect paysagère et d'environnement

Plus l'ouvrage est important plus son effet sur l'environnement est grand. L'étude de cet impact prend en compte les points suivants:

- 1- Influence du projet sur la faune et la flore;
- 2-Influence sur la commodité du voisinage (pollution à cause du trafic sur le pont, bruit, transmission des vibrations des semelles du pont vers les constructions avoisinantes...).

2.5. Conclusion

L'étude d'un pont n'est pas seulement les calculs et les vérifications qui se font dans chacune des phases de la vie de l'ouvrage, c'est avant tout une étude de réflexion pour choisir l'ouvrage qui convient le mieux pour un site donnée. C'est à cette phase préliminaire que l'intervention de l'architecte auprès de l'ingénieur est indispensable.

Chapitre 3

Différents types d'ouvrage

Chapitre 3: Différents types d'ouvrage

3.1. Introduction

Les ponts peuvent être classés suivant différents critères: le matériau principal utilisé, le procédé de construction ou le fonctionnement mécanique. C'est ce dernier critère qui est retenu dans la présentation qui suit. On distingue ainsi les ponts à poutres, ponts-dalles, les ponts en arc, ponts à poutres caissons et les ponts à câbles.

3.2. Ouvrages hydrauliques

Les ouvrages hydrauliques sont surtout des buses et dalots, en béton armé (préfabriqué ou non) ou en acier de forme cylindrique, ovale ou rectangulaire. Ces ouvrages sont en général des tubes de sections normalisés noyés dans le remblai à la surface du sol naturel. Ces ouvrages sont assez employés en zone rurale et notamment pour le franchissement des petits oueds. On y distingue trois catégories:

1- Les buses rigides, de forme circulaire, en béton armé préfabriqué en usine. Ils sont considérés également comme des tuyaux. Ces ouvrages de plus en plus rarement employés comme franchissement d'oueds (Figures 3.1 et 3.2).

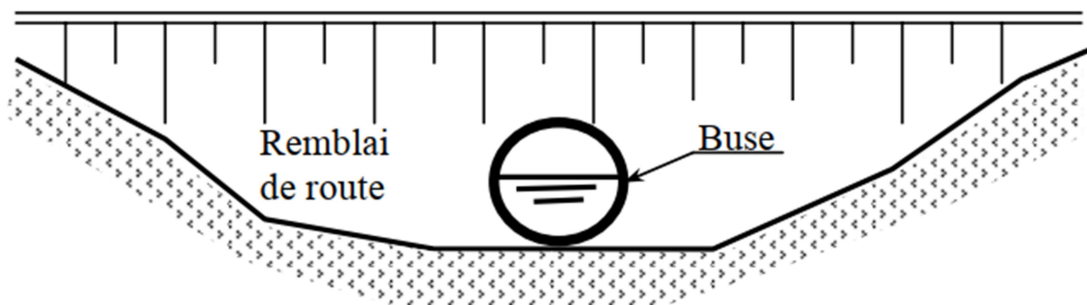


Figure 3.1. Exemple d'une buse circulaire.



Figure 3.2. Buses rigides en BA.

2- Les buses souples, métalliques, circulaires ou ovoïdes, construites par assemblage de plaques ondulées. Leur souplesse leur permet d'absorber des charges assez importantes. C'est pourquoi, elles sont recommandées sous un fort remblai et deviennent nécessaire à partir d'un remblai de hauteur supérieur à 16 m. Les buses les plus connues sont les buses « Armco ». Les tôles sont galvanisées. Les diamètres les plus courants varient de 0,15 à 6,40 m et les ouvertures de 0,40 m à 8,50m (ovales) (Figures 3.3-3-5).



Figure 3.3. Buse métallique.

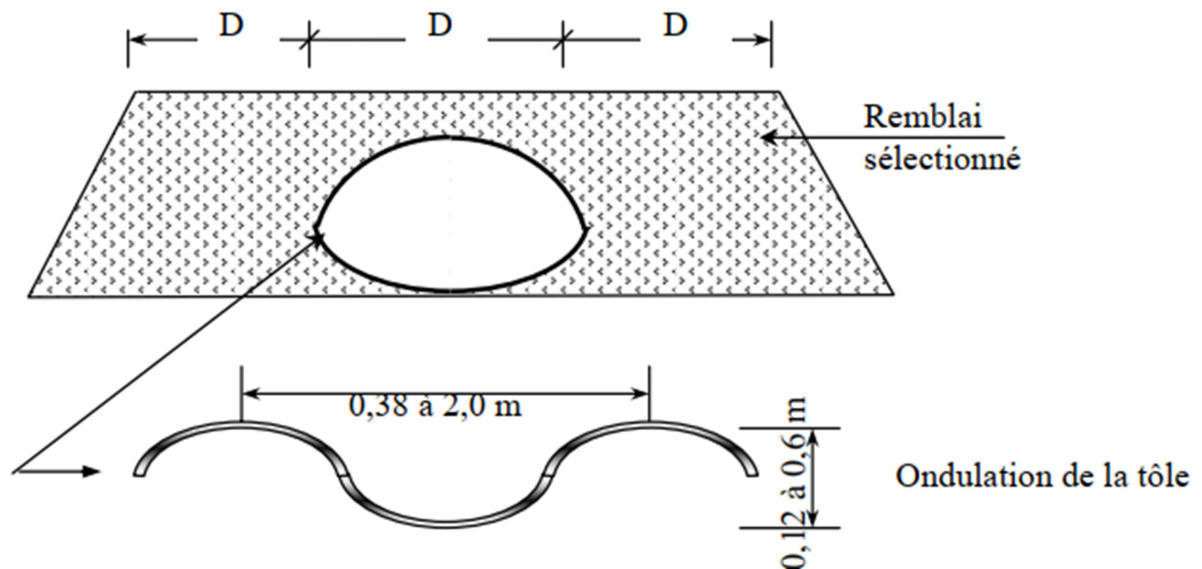


Figure 3.4. Exemple d'une buse ovoïde et forme des tôles.



Figure 3.5. Tôle ondulé d'une buse souple connectée par des boulons.

3- Les dalots, cadres à section rectangulaire (ou carré), en béton armé. Ces ouvrages sont soit coulés sur place soit préfabriqués. Dans ce dernier cas, l'ouvrage est composé par plusieurs éléments qui s'emboîtent en mâles-femelles. Les sections sont normalisées mais elles peuvent aussi être préfabriquées sur commande (Figures 3.6 et 3.7).



Figure 3.6. Dalots préfabriqués prêts pour être installés.



Figure 3.7. Dalot triple coulés sur place, en cours d'exécution.

Le dimensionnement de tels ouvrages nécessite deux études:

- Une étude de débit hydrologique et de débit hydraulique, afin de dimensionner la section de passage nécessaire. On prend des périodes de retour de 10 ou 20 ans.
- Une étude de résistance des matériaux, afin que la structure soit capable de supporter les pressions dues au poids des terres et aux surcharges des véhicules roulants.

Ci-après une comparaison entre les buses et dalots.

Tableau 3.1. Comparaison entre buses et dalots.

Type	Buses		Dalots
	Rigides	Souples	
Forme	circulaire	ovale	rectangulaire
Matériaux	BA	Acier	BA
Mise en œuvre	Préfabriquées en usine	tôles préfabriquées et assemblées	Coulé sur place ou éléments préfabriqués
Emploi	Faible débit	Sous remblais important	Couramment employés
Avantages	Economique	Supporte des charges importantes	Evacue un débit important, Economique
Inconvénient	petit débit	importé	Durée de construction plus longue

3.3. Ponts à poutres

Sous le terme de ponts à poutres, on regroupe tous les ouvrages dont la structure porteuse reprend les charges essentiellement par son aptitude à résister directement à la flexion, les réactions d'appui étant verticales ou quasi verticales (Figure 3.8). Le tablier est généralement une structure linéaire dont les travées peuvent être indépendantes (Figure 3.9), continues ou exceptionnellement posséder des parties en console.



Figure 3.8. Pont à poutres.

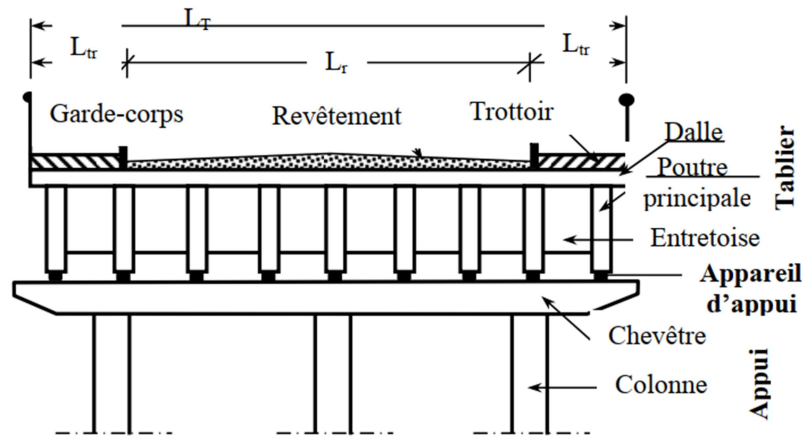


Figure 3.9. Section transversale d'un pont à poutres.

Cette structure linéaire est réalisée à l'aide de poutres principales construites en béton armé ou béton précontraint, ou métallique (dalle en béton armé/précontraint ou en acier), parallèles à l'axe du pont, éventuellement reliées transversalement par des pièces de pont et des entretoises. Elles portent ou intègrent la couverture recevant directement la charge d'exploitation.

Les poutres dans ce cas sont en béton armé. A priori, ces poutres sont en section rectangulaire (Figure 3.10) mais comme une partie de la dalle (posé sur les éléments rectangulaires) joue le rôle de la table de compression pour les poutres alors ces poutres sont considérées comme des poutres en simple «T». Ces poutres sont appelées aussi poutres sans talon (Figure 3.8).

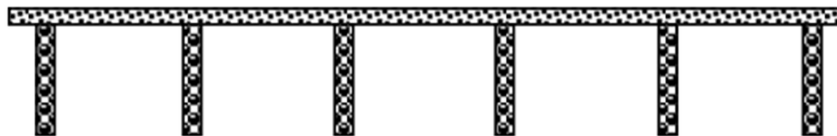


Figure 3.10. Pont à poutres sans talons.

Les poutres dans ce cas sont en béton précontraint. A priori, ces poutres sont en section I (double T). Ces poutres sont appelés aussi poutres avec talon (Figure 3.11).



Figure 3.11. Pont à poutres avec talon (en I ou en double T).

Le succès du pont mixte (poutre métallique et la dalle en béton armé) tient au bon rendement fonctionnel et structurel obtenu par l'association des deux matériaux acier et béton, et l'addition de leurs caractéristiques et propriétés intrinsèques, la figure 3.12 représente un tablier en bipoutre mixte d'un pont à poutre.

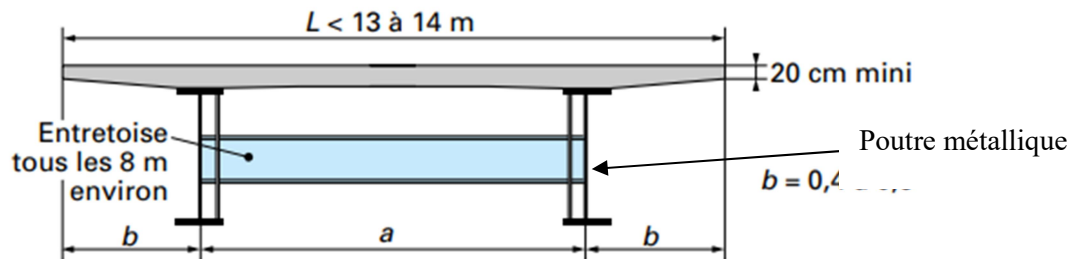


Figure 3.12. Tablier bipoutre mixte à entretoises.

3.4. Ponts-dalles

Ils peuvent être aussi classés dans la catégorie de pont à poutre car les réactions d'appui sont principalement verticales et le modèle de calcul des efforts longitudinaux est celui d'une poutre (Figure 3.13).



Figure 3.13. Pont-dalle.

Cependant, dans le sens transversal, plusieurs conceptions sont possibles: la dalle peut être:

1-Pleine: en général d'épaisseur constante, avec ou sans encorbellements latéraux (Figure 3.14).



Figure 3.14. Tablier d'un pont-dalle rectangulaire pleine.

2-Elégie: la présence d'évidements longitudinaux dans la masse de béton permet un gain de poids propre (Figure 3.15).

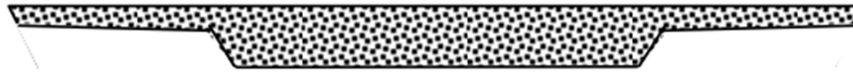


Figure 3.15. Tablier d'un pont-dalle élégie.

3-Nervurée: elle peut être simplement nervurée (une seule nervure avec encorbellements latéraux), ou multi-nervurée avec un hourdis intermédiaire entre les nervures (Figure 3.16).

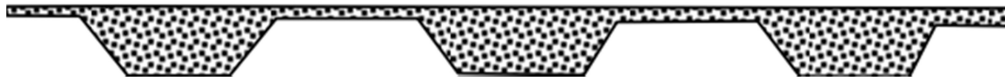


Figure 3.16. Tablier d'un pont-dalle nervurée.

4-Evidée : Actuellement, ces ouvrages sont assez employés au Japon (Figure 3.17).

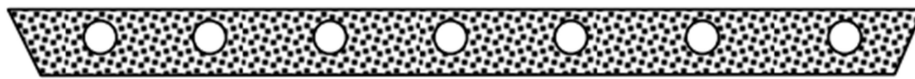


Figure 3.17. Tablier d'un pont-dalle évidée.

Selon les portées, l'épaisseur de la dalle peut être constante ou variable dans le sens longitudinal. Dans le cas des ponts « bow-strings » (Figure 3.18), la poussée de l'arc est équilibrée par la traction du tirant horizontal et rend ainsi les réactions d'appui verticales. Ce cas particulier d'ouvrage, bien qu'apparaissant extérieurement comme un pont en arc, possède un tablier dont le fonctionnement mécanique est celui d'un pont à poutres.



Figure 3.18. Bow-string.

3.5. Ponts en arc

Pour ces ouvrages (Figure 3.19), dont la structure porteuse fonctionne essentiellement en compression, les réactions d'appui sont inclinées; la composante horizontale de la réaction s'appelle la poussée. De telles structures ne sont envisageables que si elles peuvent prendre appui sur un rocher résistant. Sous cette condition, le domaine de portée des ponts en arc est très étendu (jusqu'à 500 m). Les arcs modernes sont généralement dotés d'articulations à leur naissance. On distingue les arcs à tablier supérieur (Figure 3.20), pour lesquels le tablier est au-dessus de l'arc, les arcs à tablier intermédiaire ou inférieur lorsque le tablier est situé dans la hauteur ou au-dessous de l'arc.

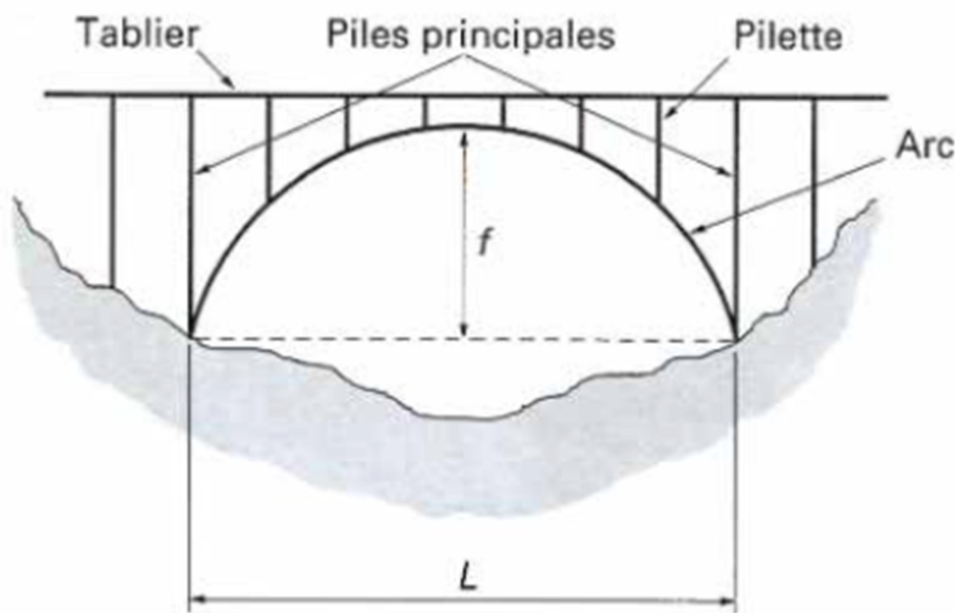


Figure 3.19. Représentation schématique d'un arc à tablier supérieur.



Figure 3.20. Pont en arc.

Les ponts à béquilles (verticales ou obliques) et les portiques peuvent être rattachés à la famille des arcs (Figure 3.21). Il en va de même des portiques ouverts qui sont des ponts à « béquilles verticales », d'usage courant sous un remblai de faible épaisseur.

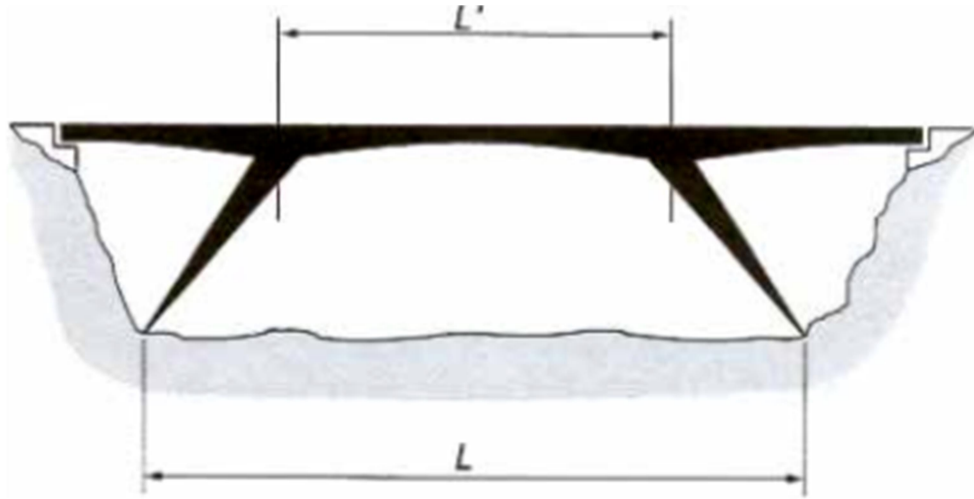


Figure 3.21. Représentation schématique d'un pont à béquilles.

3.6. Ponts à poutres-caissons

Les ponts à poutres-caissons construits en encorbellement, permettant d'atteindre couramment des grandes portées de l'ordre de 140 m, mais dont le domaine d'emploi peut aller au-delà de 200 m de portée déterminante (Figure 3.22). L'élément constructif des poutres est appelé le caisson ou voussoir (Figure 3.23).

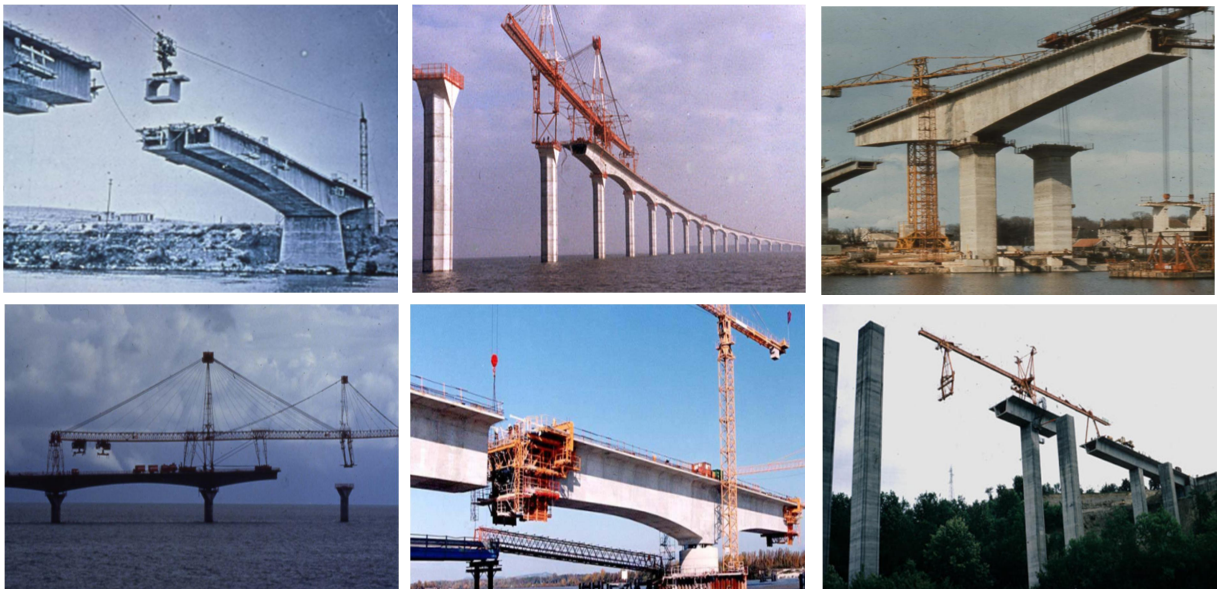


Figure 3.22. Ponts à poutres-caissons.



Figure 3.23. Caisson mono-tubulaire exécuté sur le chantier.

Pour les franchissements de grande longueur sans sujétions particulières de fondations, les viaducs formés de travées indépendantes à poutres préfabriquées peuvent constituer une solution économique, en concurrence avec un pont poussé si les caractéristiques géométriques du tracé de la voie portée s'y prêtent. Les ponts à poutres précontraintes sont robustes et faciles à construire. Pour des ouvrages urbains, où l'épaisseur du tablier doit être aussi faible que possible, des poutres-caissons continues, de profil transversal élancé, ont souvent été utilisées. Les poutres-caissons se prêtent bien à la mise en place par poussage, particulièrement intéressantes en raison du matériel modeste qu'elles exigent.

3.7. Ponts à câbles

Entrent dans cette catégorie tous les ouvrages pour lesquels le tablier est supporté par des câbles. Ce sont des structures plus ou moins souples, adaptées au franchissement des grandes portées. On distingue deux types d'ouvrages dont le fonctionnement mécanique diffère fondamentalement: les ponts suspendus (le record actuel de portée est voisin de 1 990 m) et les ponts à haubans (record actuel de portée: 890 m).

3.7.1. Ponts suspendus

Ils sont des ponts dont les éléments porteurs principaux sont des câbles auxquels les réactions du tablier sont transmises par des suspentes (Figure 3.24). Ces câbles porteurs métalliques passent au sommet de pylônes et sont ancrés dans des culées de dimensions imposantes. Ces ouvrages sont le plus souvent à trois travées; les travées latérales sont généralement des travées suspendues, quelquefois des travées indépendantes.

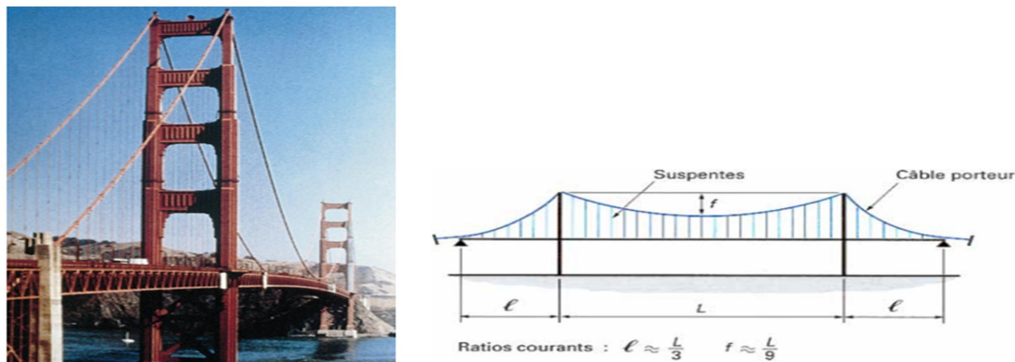


Figure 3.24. Pont suspendu.

3.7.2. Ponts à haubans (pont haubané)

Ils sont des ponts dont les éléments porteurs principaux sont des poutres soutenues par des câbles obliques rectilignes appelés haubans (Figure 3.25). Ces câbles sont placés, soit en une seule nappe dans l'axe du pont, soit en deux nappes latérales et sont disposés en harpe (haubans parallèles) ou en éventail (haubans convergents). Les réactions d'appui sont verticales et l'ouvrage fonctionne comme ceux de la catégorie des ponts à poutres soumis à la flexion composée du fait de la composante horizontale de la tension des haubans. Le domaine d'emploi des ponts à haubans tend actuellement à s'étendre en faisant reculer celui des ponts suspendus qui restent le seul type de structure encore envisageable pour les très grandes portées.

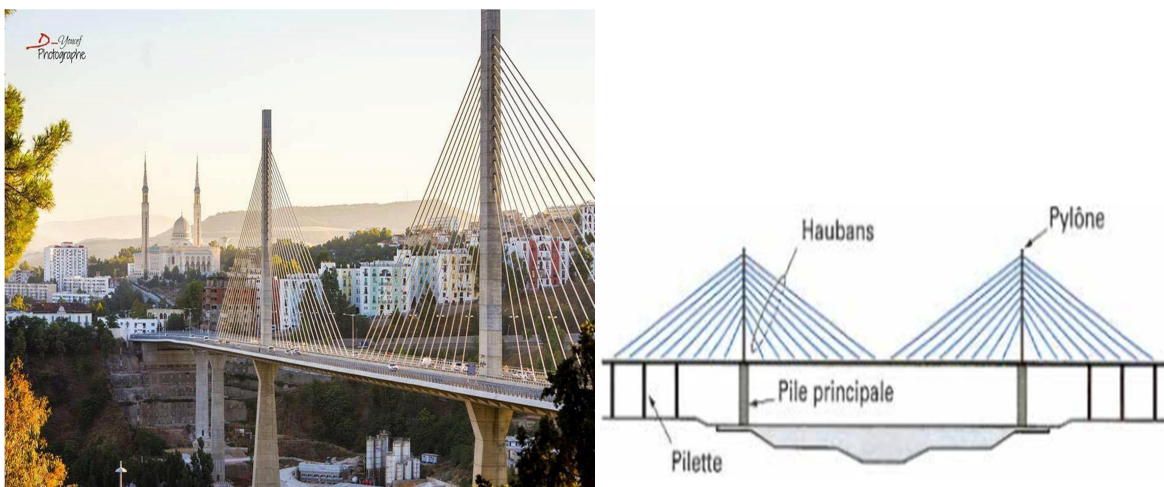


Figure 3.25. Pont à hauban.

3.8. Conclusion

Le béton reste le matériau le plus utilisé dans les ponts vu les avantages et les qualités qu'il représente. Son principal inconvénient est son poids propre considérable, mais le constructeur essaie toujours de contourner ce handicap en utilisant la précontrainte et l'acier en usant de nouvelles méthodes de construction qui permettent de réaliser des ouvrages ayant des portées de plus en plus grandes.

Chapitre 4

Actions et combinaisons d'actions

Chapitre 4: Actions et combinaisons d'action

4.1. Introduction

Un pont doit être capable de résister, avec une marge de sécurité appropriée, non seulement à son poids propre, mais aussi aux actions naturelles et fonctionnelles. A cet égard a été rédigé le *Fascicule 61, titre II du Cahier des Prescriptions Communes (C.P.C.)* décrivant les charges et épreuves d'un pont route. On peut classer les charges d'un pont selon 3 catégories:

1-Charges permanentes: dues au poids propre de la structure du pont et de ses équipements, la force de rappel due au frottement des appareils d'appui, la précontrainte, le tassement des appuis, variation linéaire du tablier du au retrait et au fluage du béton, etc.

2-Charges dues au trafic:

a- Variables: camions, trains, piétons, etc.;

b- Accidentelles: chocs, franchissement du trottoir par un camion, déraillement d'un train, etc.

3-Charges hors trafic:

a-Variables: effet de la température, de l'eau, du vent, etc.;

b-Accidentelles: séisme, incendie, etc.

4.2. Charges permanentes pour ponts routes

4.2.1. Poids propre de la structure

-Béton armé: 25 kN/m^3 .

-Acier: 78.5 kN/m^3 .

4.2.2. Poids propre des équipements

-Béton non armé: 22 kN/ml ;

-Béton bitumineux: 24 kN/ml ;

-Chape d'étanchéité: 23 kN/ml ;

-Glissière de sécurité ou du garde-corps: 1 kN/ml ;

-Corniche préfabriquée avec le trottoir: 11.25 kN/ml .

Dans certains cas, il convient de calculer le poids propre de certains équipements tels que les trottoirs larges, les canalisations passant sous le tablier, les écrans acoustiques etc.

4.2.3. Actions dues à la précontrainte et aux variations linéaires du tablier (retrait, fluage)

Les actions dues aux variations linéaires engendrées par le retrait, fluage et relaxation des matériaux constitutifs des éléments structurels ainsi que l'action de la précontrainte sont prises en compte comme actions permanentes selon les règlements en vigueur de béton armé et de béton précontraint.

4.2.4. Tassements d'appuis

Les efforts dus au mouvement des appuis, tel que le tassement d'appui sont à prendre en compte dans le calcul en tant qu'actions permanentes. Sauf indication contraire du CCTP (cahier des clauses techniques particulières), on considère un tassement par rapport au profil théorique de l'ouvrage.

$$\Delta h = 5 \text{ mm} \quad (4.1)$$

Ce tassement est appliqué sur une seule ligne d'appui à la fois, mais doit être étudié pour tous les appuis successivement, de manière à obtenir les effets les plus défavorables. Le module du béton est le module différé.

4.2.5. Force de rappel due au frottement des appareils d'appui

Pour les ouvrages équipés d'appareils d'appuis glissants, la détermination des sollicitations agissant sur les appuis (pile ou culée) doit prendre en compte le coefficient de frottement de ces organes. Ces efforts horizontaux s'écrivent :

$$H = \mu N \quad (4.2)$$

Avec:

μ : Coefficient de frottement, pris en général égal à 5% sauf indication contraire;

H : Effort horizontal;

N : Effort vertical (charge permanente).

L'effort horizontal H est appliqué directement en tête de l'appui, cet effort sera utilisé pour l'étude de la pile ou de la culée.

4.3. Charges dues au trafic pour ponts routes

4.3.1. Considérations générales

Largeur roulable (L_r)

C'est la largeur mesurée entre les dispositifs de sécurité ou les bordures de trottoir se trouvant de part et d'autre de la chaussée. La glissière ou barrière de sécurité sont appelées dispositifs de sécurité. La largeur roulable comprend donc outre la chaussée proprement dite les réservations additionnelles telles que bandes dérasées (BD) ou bandes d'arrêt (BA). Dans le cas d'un éventuel élargissement de la chaussée, celle-ci sera considérée dans son état définitif (Figure 4.1).

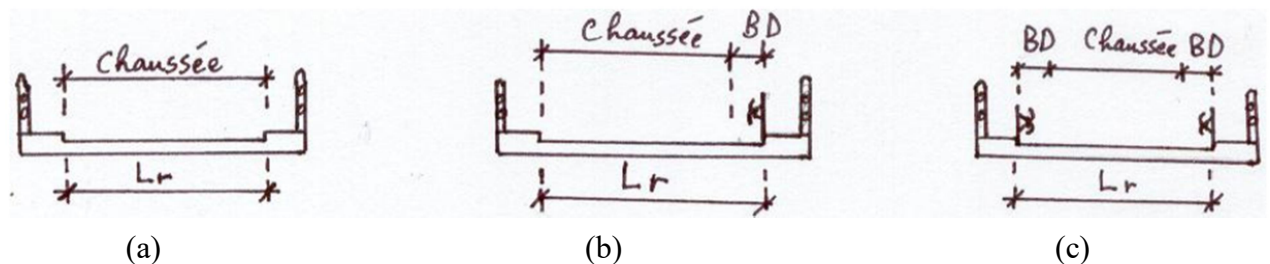


Figure 4.1. Largeur roulable.

Largeur chargeable (L_c)

C'est la largeur roulable diminuée de 50 cm le long de chaque dispositif de sécurité lorsqu'il existe (Figure 4.2).

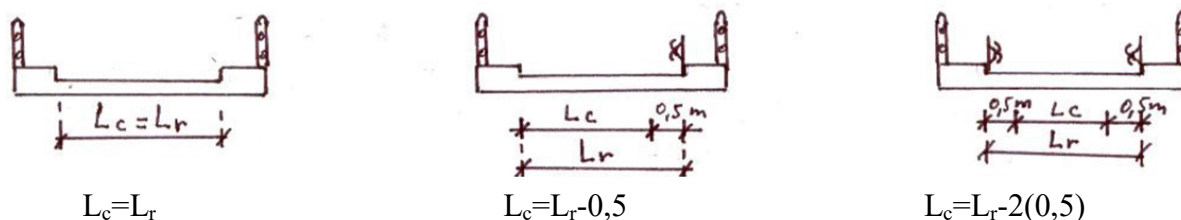


Figure 4.2. Largeur chargeable.

Nombre de voies de circulation (n)

C'est la partie entière du quotient par 3 m de la largeur chargeable L_c en mètres.

$$n = \text{int}(L_c/3)$$

Exemple:

$$L_c = 9,5 \text{ m}$$

$$9,5/3 = 3,17$$

Donc on a 3 voies.

Remarque

Si la largeur chargeable est comprise entre 5 m et 6 m, la chaussée est considérée comme comportant 2 voies de la circulation.

Classes d'un pont route

Les ponts routes sont rangés en 3 classes selon la largeur roulable et leur destination (Tableau 4.1).

Tableau 4.1. Classes d'un pont route.

Classe	Largeur roulable (L_r)
I	$L_r \geq 7\text{m}$
II	$5,5 \text{ m} < L_r < 7\text{m}$
III	$5,5 \text{ m} \geq L_r$

Condition

1-Tous les ponts routiers supportant des bretelles d'accès à d'autres voies, sont considérés de 1^{ère} classe (Figure 4.3).

2-On peut considérer de 1^{ère} classe les ponts de largeur roulable inférieure à 7 m qui sont désignés par le **Cahier de prescription Spécial (CPS)**, tels que les ponts sur lesquels il y a risque d'accumulation de poids lourds, surtout dans les zones urbaines ou industrielles.

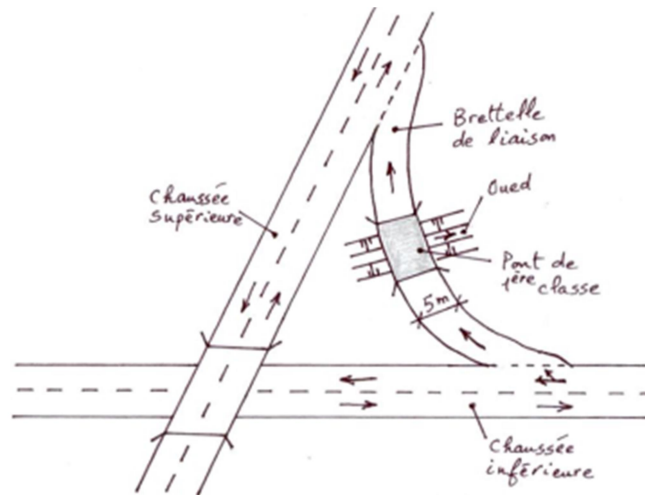


Figure 4.3. Exemple d'un pont brette considéré de 1^{ère} classe.

4.3.2. Système A(l)

Définition

Dans les ponts de portée unitaire inférieure ou égale à 200 m, la chaussée est supposée supporter une charge uniformément répartie:

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{12 + l} \quad [KN/m^2] \quad (4.3)$$

Où l est la longueur chargée en mètres.

Dans les ponts qui comportent une ou plusieurs portées unitaires dépassant les 200 m, le CCTP décrira les charges à prendre en compte.

La charge $A(l)$ est multipliée par le coefficient a_1 de dégressivité transversale donné par le tableau 4.2.

Tableau 4.2. Valeurs du coefficient a_1 .

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	≥ 5
I	1	1	0.9	0.75	0.7
II	1	0.9	-	-	-
III	0.9	0.8	-	-	-

Si $A_1(l) = A(l) \times a_1 > 4-0,002 L$, système $A_1(l)$ est multiplié par le coefficient a_2 décrit par:

$$a_2 = v_0/v \quad (4.4)$$

Avec :

$$v_0 = \begin{cases} 3.50m & \text{pour les ponts de classe 1} \\ 3.0m & \text{pour les ponts de classe 2} \\ 2.75m & \text{pour les ponts de classe 3} \end{cases}$$

v : Largeur réelle d'une voie.

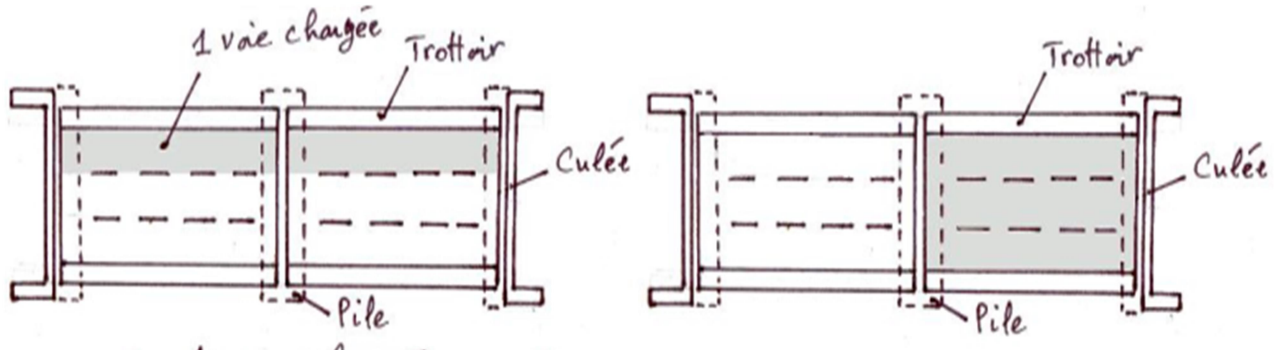
La charge finale $A_2(l)$ est calculée par l'équation:

$$A_2(l) = a_2 \times A_1(l) \quad (4.5)$$

Zones d'application du système A(l)

La charge mobile A(l) peut s'appliquer soit sur la longueur totale du pont soit sur quelques parties des travées. Transversalement, cette charge peut être appliquée sur une voie, deux voies...etc., ou sur toute la largeur de la chaussée portée par le pont. Le choix de la zone d'application du système A(l) dépend essentiellement de l'effet recherché.

Sens transversal: La largeur chargée transversalement comprend un nombre entier de voies de circulation pour donner l'effet maximal considéré (Figure 4.4).



(a): 1 voie chargée sur 3

l'effet étudié: Torsion du tablier
et flexion transversale de la pile

(b): 3 voies chargées sur 3

l'effet étudié: flexion longitudinale du tablier
et de la pile.

Figure 4.4. Disposition en largeur du système A(l).

Sens longitudinal: Les limites des zones chargées doivent coïncider avec les zéros de la ligne d'influence de façon à donner l'effet maximal (Figure 4.5).

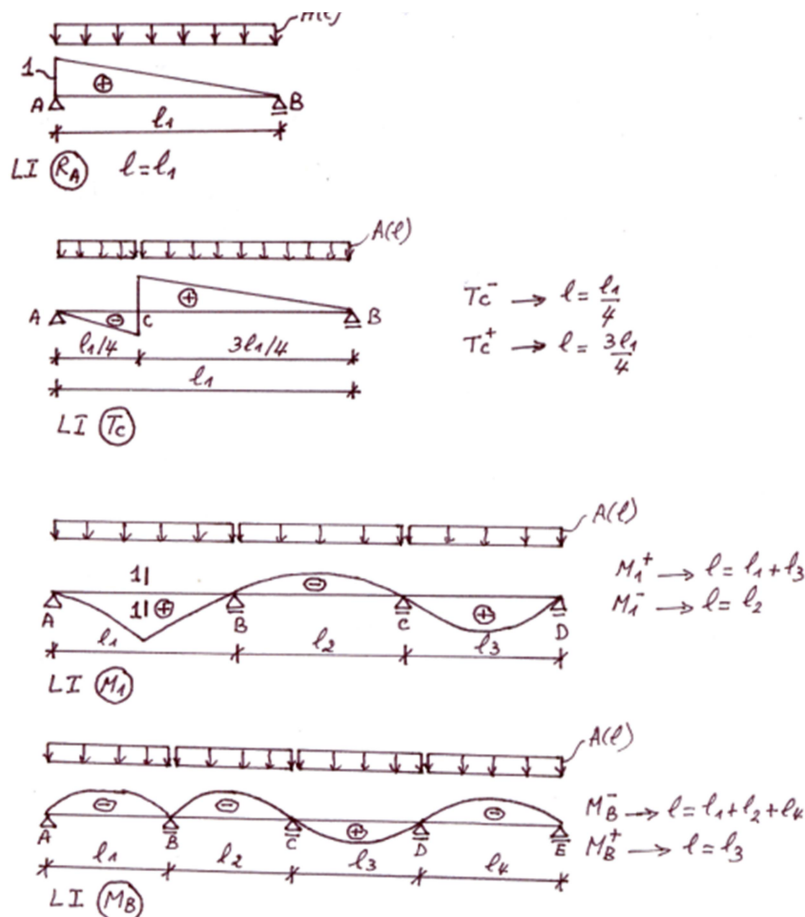


Figure 4.5. Disposition en longueur du système A(l).

Remarque

Cette charge ne tient pas compte des majorations par l'effet dynamique.

4.3.3. Système B

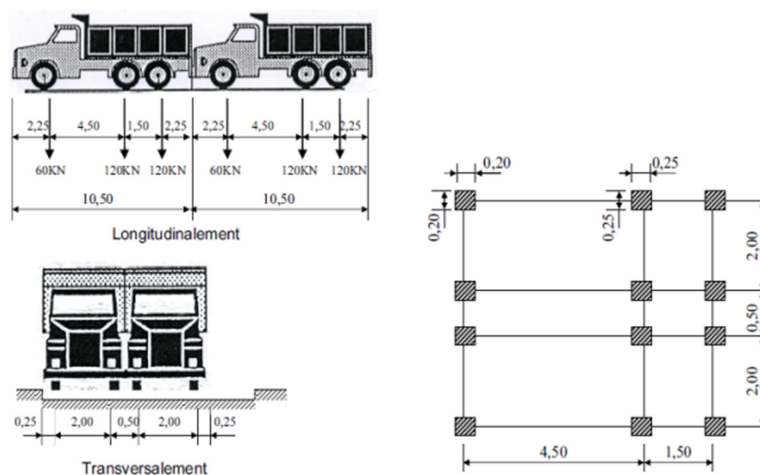
Il comprend 3 sous-systèmes distincts indépendants l'un de l'autre:

- Le système B_c qui se compose de convois types;
- Le système B_r qui représente une roue isolée;
- Le système B_t qui est constitué de tandems.

Les sous-systèmes B_c et B_r s'appliquent à tous les ponts quelle que soit leur classe, le système B_t n'est utilisé que dans les ponts de 1^{ère} et 2^e classe.

4.3.3.1. Système B_c

Le camion type pèse 300 kN, il est composé de 3 essieux; celui d'avant pèse 60 kN, les deux arrières pèsent 120 kN chacun. D'après la figure 4.6, la longueur d'encombrement d'un camion est de 10.50 m, sa largeur est de 2.50 m. La vue en plan du camion montre que chaque essieu est constitué de 2 roues simples munies de pneumatiques. Leur surface d'impact est un carré de (0.2 x 0.2) m² pour les roues de l'essieu avant, et de (0.25 x 0.25) m² pour celles des 2 essieux arrières.

Figure 4.6. Disposition du système B_c .

Les charges du système B_c sont multipliées par le coefficient b_c qui dépend de la classe du pont et du nombre de files de camions disposées transversalement (Tableau 4.3).

Tableau 4.3. Valeurs du coefficient b_c .

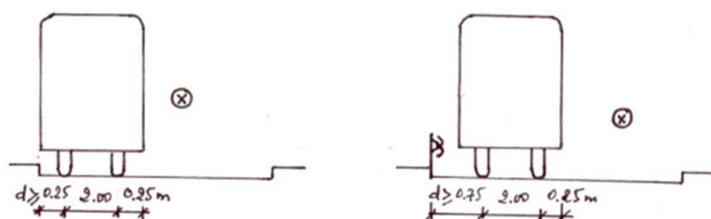
Classe du pont	Nombre de files disposées transversalement				
	1	2	3	4	≥ 5
I	1.20	1.10	0.95	0.80	0.70
II	1.00	1.00	-	-	-
III	1.00	0.80	-	-	-

1-Longitudinalement, le nombre de camions par file est **limité à deux**, la distance longitudinale entre deux camions est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.

2-Transversalement, le nombre de camions est toujours **inférieur ou égal au nombre de voies**

disponibles. Les camions peuvent être contigus ou séparés pour produire la situation la plus défavorable recherchée.

3-Si l'on veut calculer les poutres maîtresses (calcul global), les camions sont disposés transversalement sur la largeur chargeable (L_c) de telle façon à ce que l'axe de la file de roues la plus excentrée soit à une distance minimale de 0.25 m par rapport à la bordure de trottoir et de 0.75 m par rapport au dispositif de sécurité (Figure 4.7).

Figure 4.7. Dispositions transversales extrêmes d'un convoi B_c pour le calcul global.

4-Si l'on veut calculer les éléments du tablier tels que l'hourdis, le longeron, l'entretoise, la pièce de pont...etc. (calcul local), les convois sont disposés transversalement sur la largeur roulable (L_r). L'axe de la file de roues la plus excentrée doit se trouver à une distance minimale de 0.25 m de la bordure de trottoir ou du dispositif de sécurité (Figure 4.8).

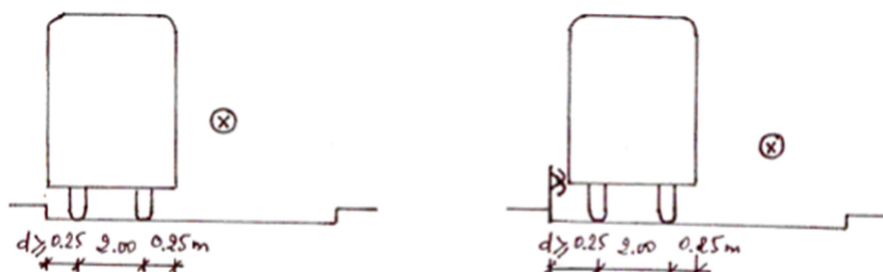


Figure 4.8. Dispositions transversales extrêmes d'un convoi B_c pour le calcul local.

4.3.3.2. Système B_r

Il se compose d'une roue isolée de poids égal à 100 kN. Sa surface d'impact est un rectangle dont le grand côté de 0.6 m se trouve dans la direction transversale, le petit côté de 0.3 m est suivant l'axe longitudinal du pont (Figure 4.9).

La roue B_r peut être placée n'importe où sur la largeur roulable, pourvue que le sens de déplacement de la roue suit l'axe longitudinal du tablier. Ce système est souvent utilisé dans l'étude des effets locaux du tablier tel que le poinçonnement de l'hourdis.

Dans les ponts biais, le rectangle d'impact deviendra un parallélogramme dirigé selon le biais géométrique de l'ouvrage.

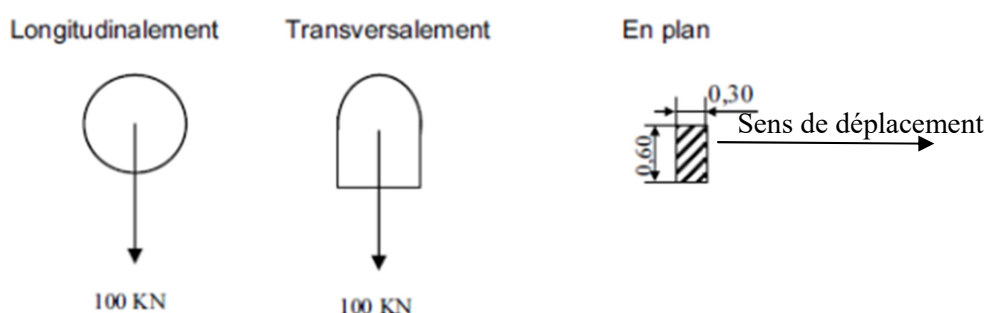


Figure 4.9. Disposition du système B_r .

4.3.3.3. Système B_t

Le tandem type pèse 320 kN, il est composé de 2 essieux identiques dont chacun pèse 160 kN. L'essieu est constitué de 2 roues simples munies de pneumatiques, la surface d'impact d'une roue est un rectangle dont le côté transversal mesure 0.6 m et le côté longitudinal 0.25 m (Figure 4.10).

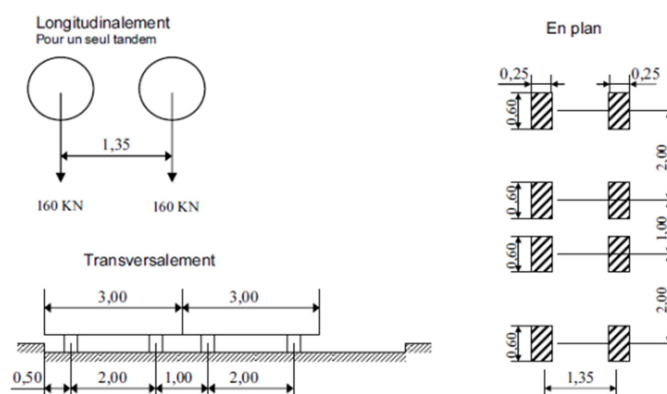


Figure 4.10. Disposition du système B_t .

La charge du système B_t est multipliée par le coefficient b_t qui dépend de la classe du pont (Tableau 4.4).

Tableau 4.4. Valeurs du coefficient b_t .

Classe du pont	I	II
b_t	1.0	0.9

- 1- Longitudinalement, un seul tandem est disposé;
- 2- Transversalement, si le pont ne comporte qu'une seule voie, on disposera d'un seul tandem,
- 3- Si le pont comporte 2 voies et plus, le nombre maximal de tandems disposés transversalement n'est que de 2 tandems. Ils peuvent être contigus ou séparer pour produire l'effet le plus défavorable;
- 4- Si l'on veut faire un calcul global, les tandems sont disposés transversalement sur la largeur chargeable (L_c). L'axe de la file de roues la plus excentrée doit se situer au minimum à une distance de 0.50 m par rapport à la bordure de trottoir et de 1.00 m par rapport au dispositif de sécurité (Figure 4.11).



Figure 4.11. Dispositions transversales extrêmes d'un tandem B_t pour le calcul global.

- 5- Si l'on veut faire un calcul local, les 2 tandems sont disposés transversalement sur la largeur roulable (L_r). L'axe de la file de roues la plus excentrée doit se trouver à une distance minimale de 0.50 m de la bordure du trottoir ou du dispositif de sécurité (Figure 4.12).



Figure 4.12. Dispositions transversales extrêmes d'un tandem B_t pour le calcul local.

Remarques importantes

- 1-Les systèmes A(l) et B sont distincts et indépendants et ne peuvent être appliqués simultanément.
- 2-Dans l'étude globale du tablier telle la flexion longitudinale des poutres, l'effet de freinage, les réactions des appuis etc., chacun des 2 systèmes doit être considéré successivement. Par ailleurs, dans l'étude locale d'un élément du tablier tel que hourdis, entretoise, longeron etc., seul le système B est pris en compte.

4.3.4. Coefficient de majoration dynamique (δ)

Du fait que les charges B sont mobiles, leurs valeurs statiques sont amplifiées par un coefficient de majoration dynamique ($\delta > 1$).

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 L} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}} \quad (4.6)$$

Avec :

G: Charge permanente;

S: Charge la plus élevée des essieux du système B qu'il sera possible de placer sur le tablier et pour une longueur L.

$$\left. \begin{array}{l} S = b_c \times B_c \\ \text{ou bien } S = B_r \\ \text{ou bien } S = b_r \times B_r \end{array} \right\} \quad (4.7)$$

1-Quand il s'agit de calculer les poutres principales ou les fermes maîtresses, la longueur L est celle de la portée de la travée considérée, la charge permanente G est le poids total de cette travée. Le coefficient de majoration ainsi calculé est appliqué aux poutres principales et aux entretoises si elles relient des poutres multiples.

L =Longueur total de la travée.

2-Quand il s'agit de calculer le tablier d'un pont à poutres ou fermes latérales, et que la couverture de ce tablier est une dalle en B.A, la longueur L est calculée par la relation 4.8, la charge permanente G est le poids total de la partie du tablier sur la longueur L mis à part les poutres ou fermes latérales. G comprendra sur la longueur L l'hourdis, les longerons, les entretoises, la chape d'étanchéité, le revêtement, les trottoirs, les gardes corps et les autres

équipements. Le coefficient de majoration ainsi calculé sera applicable pour les éléments du tablier (hourdis, longerons, et entretoises).

$$L = \inf (L_{\text{portée}}, \sup (L_r, L_{\text{axe}})) \quad (4.8)$$

Avec :

$L_{\text{portée}}$: Portée de la travée étudiée;

L_r : Largeur roulable ;

L_{axe} : Longueur entre axe des poutres de rive droite et gauche, il s'agit de poutres multiples, ou bien la distance entre lignes d'appuis intérieurs du tablier sur les 2 poutres ou fermes latérales (Figure 4.13). Dans les ponts à poutres en caisson, L_B est la distance entre les plans moyens des âmes de rive des caissons.

3-Quand il s'agit de calculer l'ourdis en B.A d'un pont à poutres multiples, la longueur L est calculée par la relation 4.8, charge permanente G est le poids total de l'hourdis et les éléments reposants sur lui, sur la longueur L . Le coefficient de majoration ainsi calculé sera applicable pour l'hourdis.

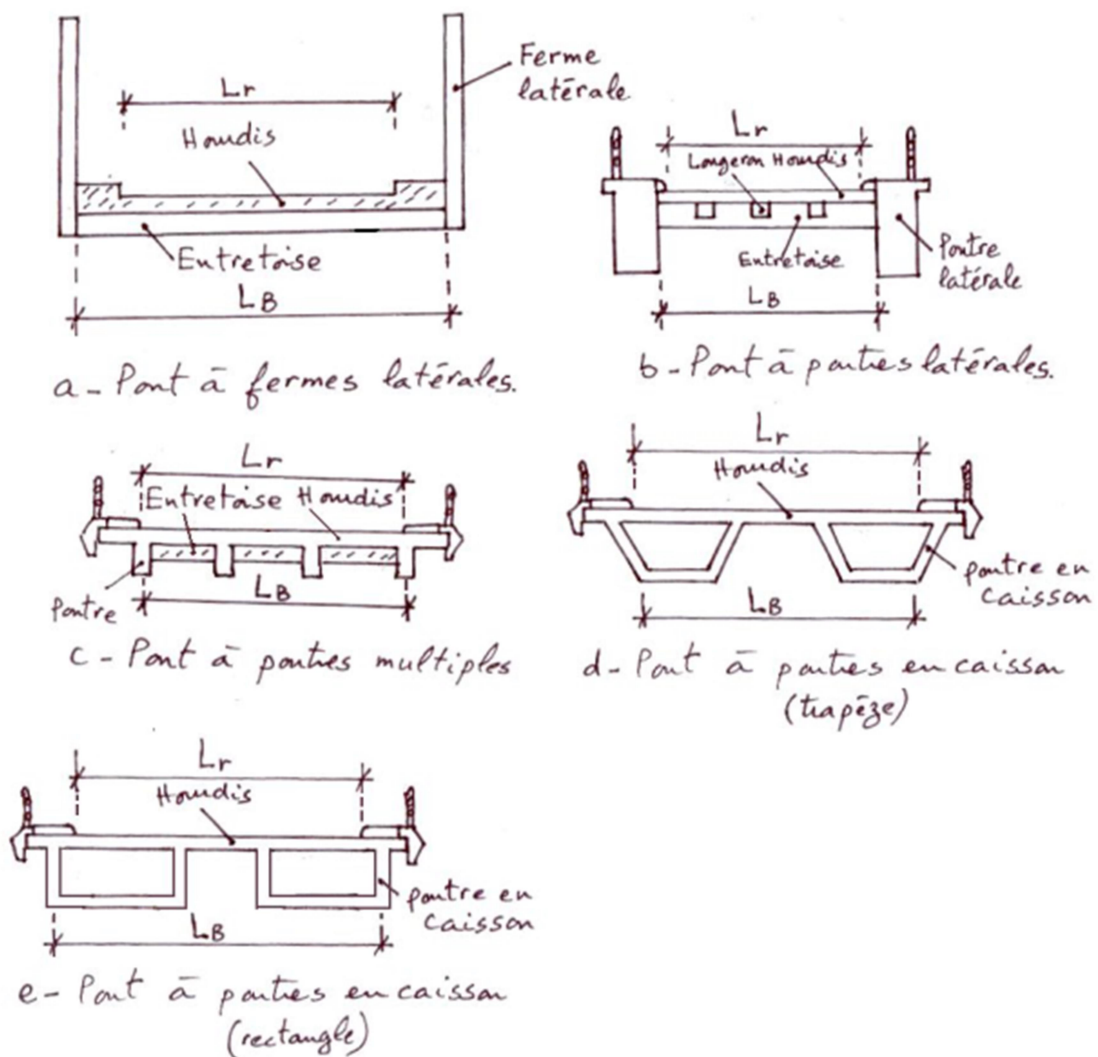


Figure 4.13. Différentes configurations de la longueur L_B (L_{axe}).

4.3.5. Force de freinage (F_r)

Elle est développée par l'un des 2 systèmes A(l) ou B_c. Cette force est supposée centrée sur l'axe longitudinal du tablier et dirigée dans l'un ou l'autre sens de circulation (Figure 4.14). Les efforts de freinage ne sont pas concernés par la majoration dynamique.

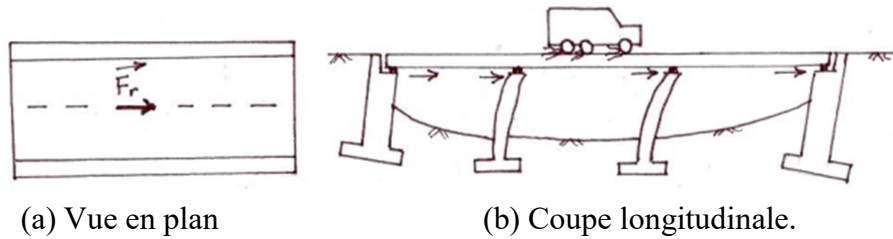


Figure 4.14. Effet de freinage sur un pont.

4.3.5.1. Freinage dû au système A(l)

$$F_r(A) = \frac{A_2(l) \cdot S}{20 + 0.0035 S} \quad (4.9)$$

Avec :

S est l'aire en mètre carré de la partie du tablier chargée par le système A(l).

4.3.5.2. Freinage dû au système B_c

Parmi les convois disposés sur le pont, un seul est supposé freiner en développant une force égale à son poids.

$$F_r(B_c) = B_c \times b_c \quad (4.10)$$

4.3.6. Force centrifuge (F_c)

Elle est produite uniquement par le système B_c, et ce dans les tabliers qui représentent des courbes en plan. Tous les convois B_c sont susceptibles de produire la force centrifuge.

$$\left. \begin{aligned} F_c &= n_c \times B_c \times b_c \times \delta_{B_c} \times \frac{(R+150)}{(6R+350)} \quad \text{pour } R \leq 400 \text{ m} \\ F_c &= n_c \times B_c \times b_c \times \delta_{B_c} \times \frac{80}{R} \quad \text{pour } R > 400 \text{ m} \end{aligned} \right\} \quad (4.11)$$

Avec

n_c est le nombre de convois.

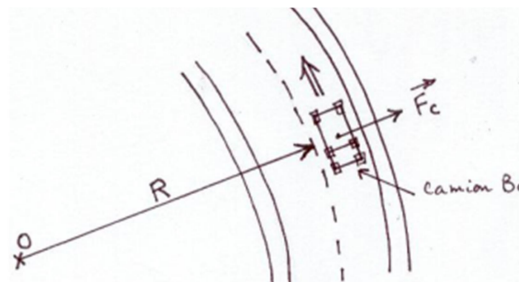


Figure 4.15. Direction de la force centrifuge dans un pont courbe.

4.3.7. Charges sur les remblais

Les remblais derrière les culées sont susceptibles de recevoir une charge de 10 kN/m². En outre, pour la justification des éléments de faible dimension, tels que murs garde grèves, il y a lieu de disposer sur le remblai, les systèmes B_c, B_t ou B_r. Ces systèmes, exclusifs de toute autre charge, sont considérés comme non susceptibles de majoration pour effets dynamiques lorsqu'ils sont disposés sur le remblai.

4.3.8. Charges sur le trottoir

Ces charges appliquées soit sur les trottoirs soit sur les pistes cyclables, ne sont pas frappées par la majoration dynamique. Elles se divisent en 2 types:

- Charge locale;
- Charge générale (globale).

4.3.8.1. Charges locales

On les utilise dans les calculs d'éléments du tablier se trouvant sous le trottoir tels que l'hourdis, les longerons, les entretoises etc. La charge locale se compose de 2 sous-systèmes:

1-Charge uniforme (St)

$S_t = 4,5 \text{ kN/m}^2$.

2-Roue isolée (rt)

Dans les trottoirs franchissables qui ne sont pas protégés de la chaussée par une poutre maîtresse ou une barrière lourde, on peut utiliser comme charge de trottoir une roue isolée de poids égal à 60 kN et dont la surface d'impact est (0.25 x 0.25) m².

4.3.8.2. Charges générales

1-Quand il s'agit de calculer les poutres ou fermes maîtresses, on applique sur le trottoir ou la piste cyclable une charge uniforme.

$S_t = 1.5 \text{ kN/m}^2$.

2-En largeur, le trottoir est chargé en sa totalité. On peut charger soit un seul soit deux trottoirs

et ce pour réaliser l'effet le plus défavorable.

3-En longueur, les zones chargées sont choisies de la manière la plus contraignante comme celle du système A(l).

4-Dans les ponts réservés à la circulation des piétons (passerelles), et des cycles, on utilise dans les calculs une charge $a(l)$ uniformément répartie.

$$a(l) = 2 + \frac{150}{l + 50} \text{ KN/m}^2 \quad (4.12)$$

Où;

l: Longueur chargée;

5-En largeur, la zone chargée est choisie de manière à produire l'effet le plus défavorable.

6-En longueur, l est choisie de la même manière adoptée dans le système A(l).

4.3.9. Charges militaires

Le CPS précise la classe à considérer, cette classe se compose de deux systèmes distinct M_c et M_e , chaque système étant exclusif de toute charge routière.

-le système M_c se compose de véhicules types à chenilles, il ya M_{c80} (Figure 4.16) et M_{c120} (Figure 4.17).

-le système M_e se compose d'un groupe de 2 essieux, il y a $M_e 80$ (Figure 4.18) et $M_e 120$ (Figure 4.19).

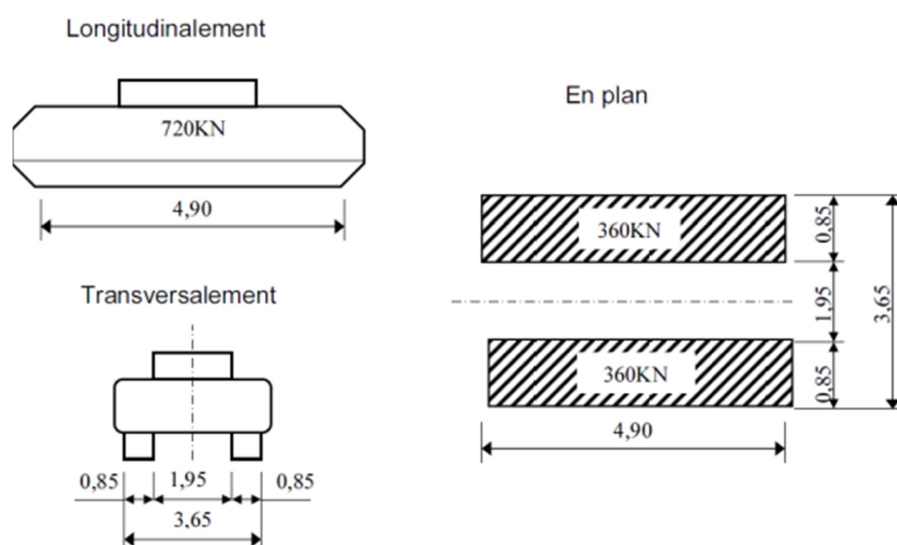


Figure 4.16. Système M_{c80} .

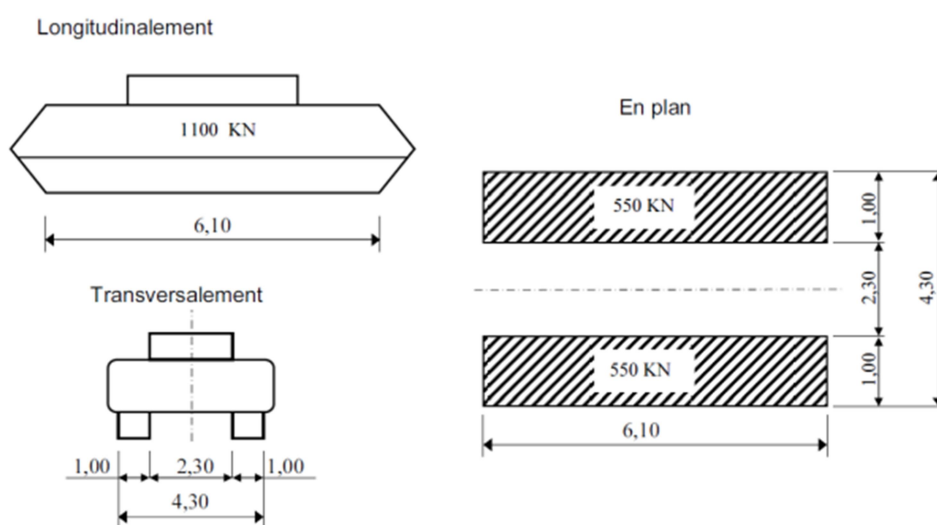
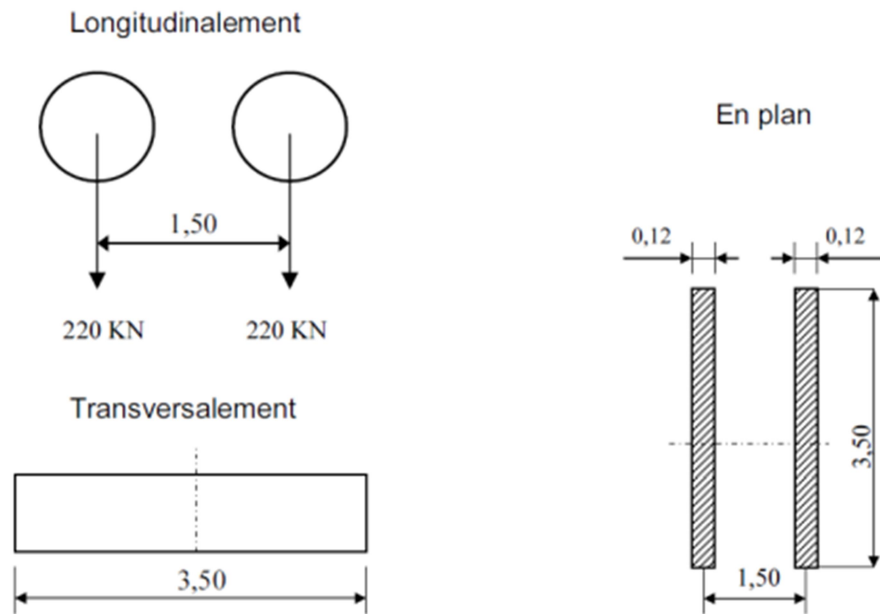
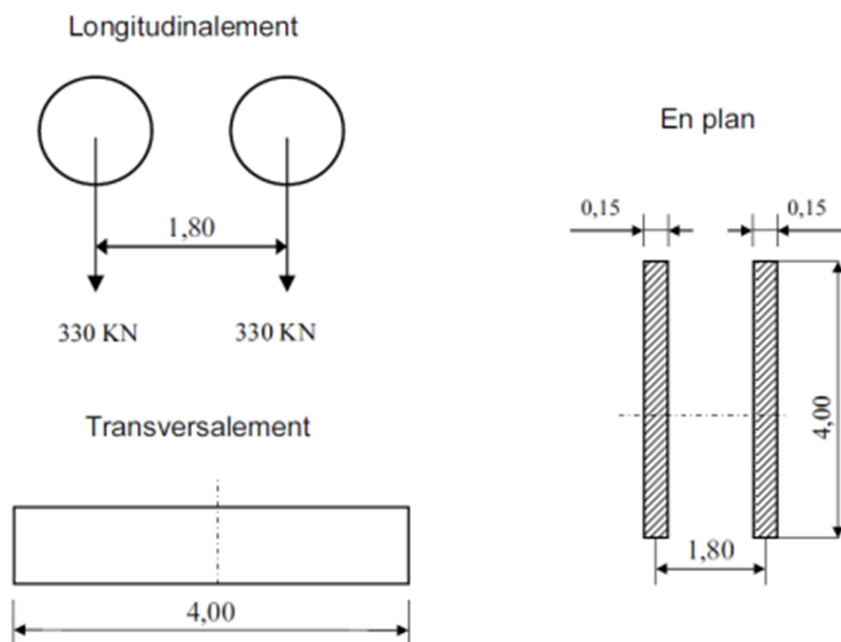


Figure 4.17. Système M_{c120} .

Figure 4.18. Système M_c 80.Figure 4.19. Système M_c 120.

Il faut étudier les effets de chaque système et retenir le plus défavorable. Ces surcharges sont plus défavorables que les systèmes A et B. On considère en générale le système M_c120 qui est plus défavorable. Pour le sens transversal, on dispose un seul convoi quel que soit la largeur de la chaussée par contre dans le sens longitudinal, le nombre de véhicules n'est pas limité mais la distance doit être supérieure à 36,6 m. cette surcharge est affectée de coefficient de majoration dynamique. Mais pas de force de freinages, ni de force de centrifuge.

4.3.10. Charge exceptionnelle

Certains itinéraires permettent la circulation de convois exceptionnels du type D. Ce type de charges est indiqué par le CCTP du projet de pont à réaliser.

Convoi type D240

C'est une remorque composée de 3 éléments dont chacun comporte 4 lignes à 2 essieux (Figure 4.20). Le poids total du convoi D est de 2400 kN, cette charge est supposée uniformément répartie au niveau de la chaussée et sur un rectangle de 18.60 m de long et 3.20 m de large.

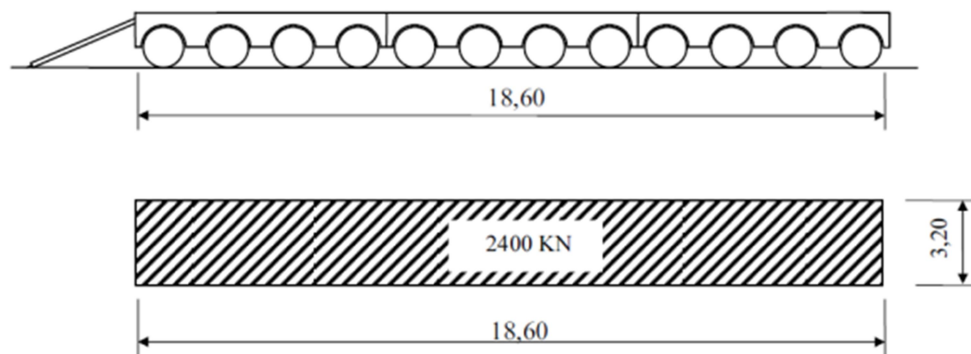


Figure 4.20. Système D240.

Remarque

Pas de coefficient de majoration dynamique, pas de force de freinage, ni de force de centrifuge pour la charge exceptionnelle D240.

4.4. Combinaisons des actions

Les combinaisons d'actions expriment les différentes répartitions des efforts appliqués (en distinguant les actions permanentes, variables et accidentelles) aux structures en fonction de la probabilité de leur existence et des plus grandes valeurs qu'ils peuvent prendre. Ces combinaisons écrites selon différents états limites, sont à comparer avec la résistance du matériau et à prendre en compte pour l'étude de la stabilité des éléments de fondation. D'après les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites-règles BPEL 91 révisées 99, on distingue deux types d'états limites.

4.4.1. Etat limite ultime (ELU)

Les états limites ultimes suivants doivent être vérifiés lorsqu'il y a lieu:

1- EQU: Perte d'équilibre statique de la structure ou d'une partie quelconque de celle-ci, considérée comme un corps rigide, lorsque:

- des variations mineures de la valeur ou de la distribution spatiale d'actions d'une source unique sont significatives ;
 - les résistances des matériaux de construction ou du sol ne sont généralement pas dominantes.
- 2- STR: Défaillance interne ou déformation excessive de la structure ou d'éléments structuraux, y compris semelles, pieux, murs de soubassement, etc., lorsque la résistance des matériaux de construction de la structure domine ;
 - 3- GEO: Défaillance ou déformation excessive du sol, lorsque les résistances du sol ou de la roche sont significatives pour la résistance ;
 - 4- FAT: Défaillance de la structure ou d'éléments structuraux due à la fatigue.

4.4.1.1. Etats limites ultimes d'équilibre statique

Le tableau 4.5 présente les deux combinaisons de ce type d'états limites ultimes.

Tableau 4.5. Etats limites ultimes d'équilibre statique.

Durable (Phase en service)	Transitoire (phase en construction)	Accidentelle
1,1 G +1,5 Q+1,5 A(l)	1,1 G +1,5 Q _{prc}	G +1,5 Q+1,5 A(l) + A _d
1,1 G +1,5 Q+1,5 B _c		G +1,5 Q+1,5 B _c + A _d
1,1 G +1,5 Q+1,5 B _t		G +1,5 Q+1,5 B _t + A _d

4.4.1.2. Etats limites ultimes de résistances

C'est un état limite associé à la ruine des structures, c'est à dire à son effondrement ou à d'autres formes de défaillances structurales. A l'ELU, on distingue trois types de combinaisons :

1-*Combinaisons fondamentales*: durables (ouvrage en service) ou transitoires (phase en construction).

2-*Combinaisons accidentelles*: Choc, empiètement du trottoir, incendie, etc.

3-*Combinaisons sismiques*: mouvements ; horizontal et vertical, liés au sol lors d'un séisme.

Le tableau 4.6 présente les deux combinaisons de ce type d'états limites ultimes de résistance.

Tableau 4.6. Etats limites ultimes de résistances.

Fondamentale (Phase en service)	Accidentelle
1, 35G +1,6 Q+1,6 A(l)	G + 1,07 α Q + 1,07 α A (l) + A _d
1,35 G +1,6 Q+1,6 B _c	G + 1,07 α Q + 1,07 α B _c + A _d
1,35 G +1,6 Q+1,6 B _t	G + 1,07 α Q + 1,07 α B _t + A _d
1,35 G +1,35 M _c 120	-
1,35 G +1,35 D240	-

Avec :

α : Coefficient qui dépend de la classe du pont :

$$\begin{cases} \text{Pont de 1}^{\text{ère}} \text{ classe : } \alpha = 0,6; \\ \text{Pont de 2}^{\text{ème}} \text{ classe: } \alpha = 0,4; \\ \text{Pont de 3}^{\text{ème}} \text{ classe: } \alpha = 0,2. \end{cases}$$

4.4.2. Etat limite de service (ELS)

L'état limite de service atteint remet en cause l'aptitude au service de la structure (fissures, fuites, désordres divers). Cet état est défini en tenant compte des conditions d'exploitations et/ou de durabilité. On distingue :

1-Etat limite d'ouverture des fissures: risque d'ouverture des fissures.

2-Etat limite de compression du béton: on limite volontairement la contrainte de compression à une valeur raisonnable.

3-Etat limite de déformation: flèche maximale.

A l'ELS, on distingue trois types de combinaisons :

1- *Combinaisons rares*: sollicitation que la structure (ou sa grande partie) aura à subir au moins une fois pendant sa durée de sa vie.

2- *Combinaisons fréquentes*: sollicitation que la structure aura à subir de manière relativement fréquente.

3- *Combinaisons quasi permanentes*: sollicitation que la structure aura à subir pendant la majeure partie de sa durée de sa vie.

Le tableau 4.7 présente les trois combinaisons de ce type d'états limites de service.

Tableau 4.7. Etats limites de service.

Rare (caractéristique)	Fréquente	Quasi permanentes
$G + 1,2 Q + 1,2 A(l)$	$G + 0,72 Q + 0,72 A(l)$	G
$G + 1,2 Q + 1,2 B_c$	$G + 0,72 Q + 0,72 B_c$	
$G + 1,2 Q + 1,2 B_t$	$G + 0,72 Q + 0,72 B_t$	
$G + M_c 120$	-	
$G + D240$	-	

Avec :

G: Charge permanente défavorable et favorable;

Q: Surcharge sur trottoir;

Q_{prc} : Surcharge d'exécution de chantier;

A_d : Action accidentelle.

4.5. Actions sur les ponts rails

4.5.1. Description générale d'un pont-rail

C'est un ouvrage qui sert à supporter une ou plusieurs voies ferrées, chacune d'elles est constituée des éléments suivants:

1-2 rails: Ils reçoivent directement les charges du train et les transmettent vers les traverses.

En plus, les 2 rails servent de guide pour les roues du train.

2-Traverses: Elles transmettent directement les charges des rails vers le ballast, et assurent le parallélisme des 2 rails.

3-Ballast: C'est un gros gravier concassé de diamètre 25/50 mm, il joue les rôles suivants:

- Transmission des charges vers l'hourdis sous une forme uniformément répartie.
- Vue sa grande rigidité, le ballast représente un tassement très faible.
- C'est bon amortisseur qui absorbe les vibrations venant du train.
- Vue sa grande maniabilité, il permet une correction facile du nivellement de la voie ferrée

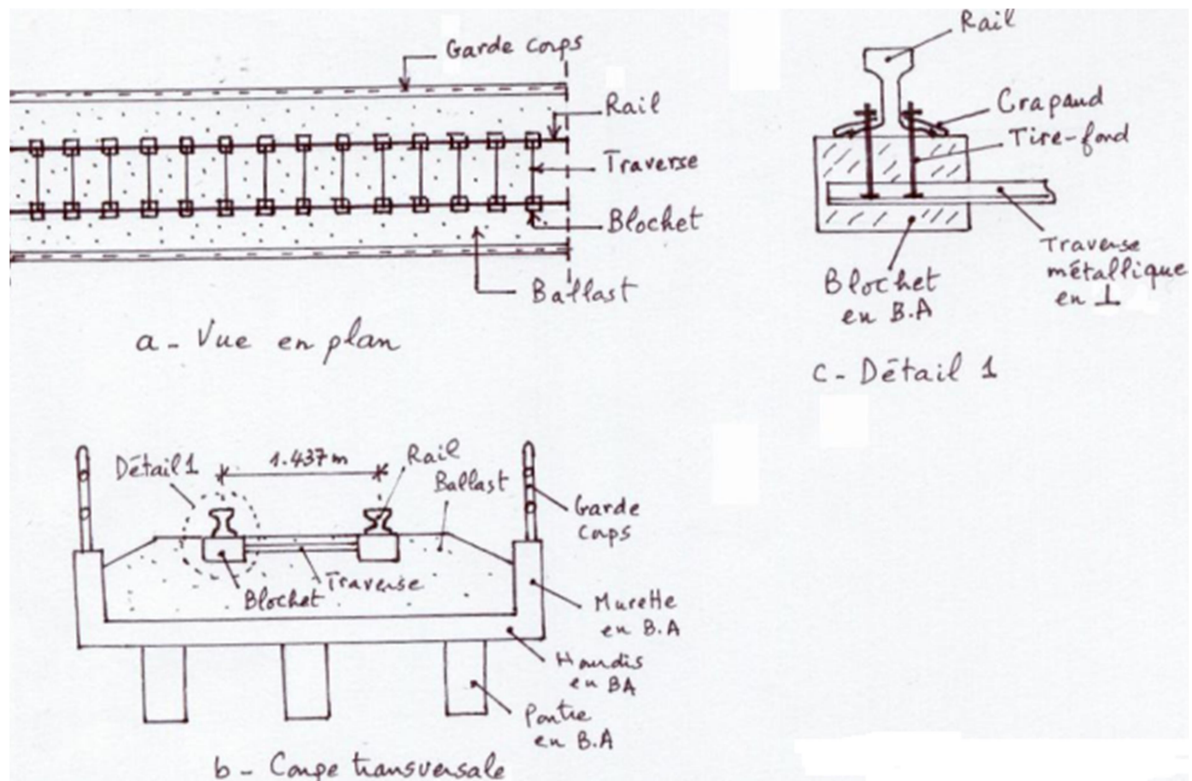


Figure 4.21. Schéma générale d'un pont rail.

4.5.2. Charges permanentes

4.5.2.1. Poids propre de la structure

- Béton armé ou précontraint : 25;
- Acier : 78.5 kN/m^3 .

4.5.2.2. Revêtements (selon EC1)

- Ballast: 20 kN/m^3 ;
- Béton non armé: 22 kN/m^3 ;
- Béton bitumineux: 24 kN/m^3 ;
- Chape d'étanchéité: 25 kN/m^3 .

4.5.2.3. Structures à pose de voie ballastée

- 2 rails UIC 60: 1.2 kN/ml ;
- Traverses en béton précontraint avec attaches (monobloc): 4.8 kN/ml ;
- Traverses constituées de deux blochets en béton reliés par une entretoise métallique avec attaches (bi-blocs): 4.2 kN/ml ;
- Traverses en bois avec attaches: 1.9 kN/ml .

NB: L'écartement des traverses est supposé égal à 600 mm .

4.5.2.4. Structures à pose de voie ballastée

- 2 rails UIC 60 avec attaches: 1.7 kN/ml ;
- Système avec poutres et contre-rails: 4.9 kN/ml .

4.5.3. Charges dues au trafic**4.5.3.1. Charges verticales sur les voies**

Dans les grandes lignes ferroviaires on peut définir quatre modèles de charges statiques.

4.5.3.1.1. Modèle de charge LM71

Le modèle de charge LM71 représente le trafic ferroviaire normal illustré sur la figure 4.22.

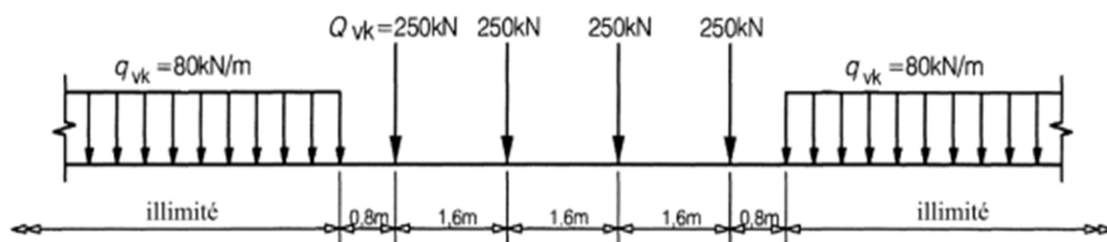


Figure 4.22. Disposition de chargement LM71.

1-Pour les structures supportant deux voies, le modèle LM71 doit être appliqué à l'une ou l'autre des voies, ou aux deux;

2-Pour les structures supportant trois voies ou plus, le modèle SW/0 doit être appliqué tour à tour à chacune des voies ou à chaque groupe possible de deux voies ou encore 0.75 SW/0 doit être appliqué à trois voies et plus.

4.5.3.1.2. Modèle de charge SW/0

Le modèle de charge SW/0 représente le trafic ferroviaire normal pour le cas des ponts à travées continues (Figure 4.23).

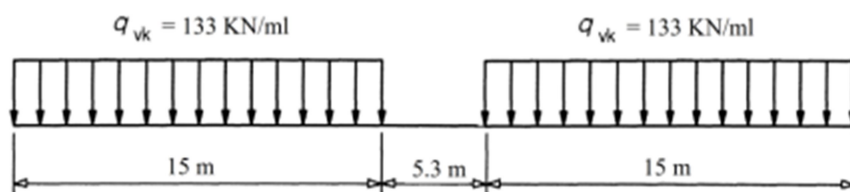


Figure 4.23. Disposition du chargement SW/0.

1-Pour les structures supportant deux voies, le modèle SW/0 doit être appliqué à l'une ou l'autre des voies, ou aux deux;

2-Pour les structures supportant trois voies ou plus, le modèle SW/0 doit être appliqué tour à tour à chacune des voies ou à chaque groupe possible de deux voies ou encore 0.75 SW/0 doit être appliqué à trois voies et plus.

4.5.3.1.3. Modèle de charge SW/2

Le modèle de charge SW/2 représente le trafic ferroviaire lourd (Figure 4.24).

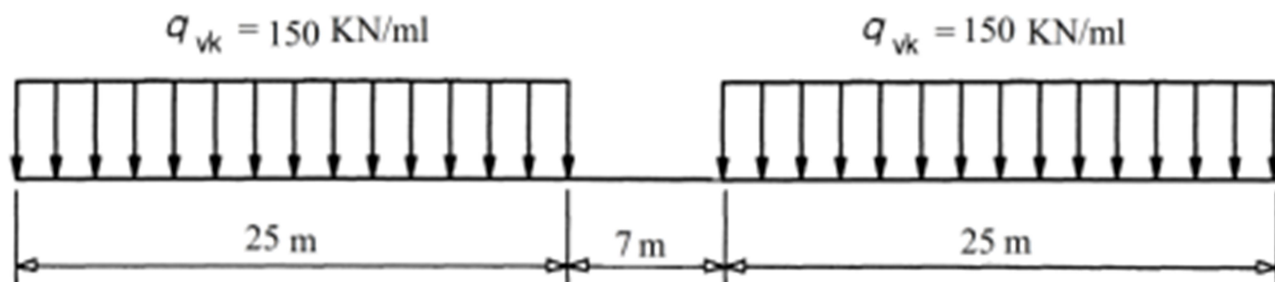


Figure 4.24. Disposition du chargement SW/2.

1- Pour les structures supportant plus d'une voie, le modèle SW/2 doit être appliqué tour à tour à chacune des voies, le modèle LM71 ou le modèle SW/0 étant appliqués aux autres voies.

4.5.3.1.4. Modèle de charge « train vide »

Dans certaines vérifications telle que celle du vent, il est plus défavorable d'utiliser le train vide représenté dans la figure 4.25.

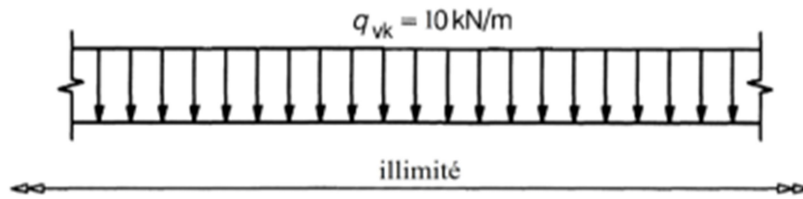


Figure 4.25. Disposition du train vide.

1-La charge uniforme q_{vk} doit être appliquée à une voie sur autant de longueur que nécessaire.

Remarques

1-Dans les lignes de trafic ferroviaire plus ou plus léger que le trafic normal les valeurs caractéristiques des charges de LM71 et SW/0 sont multipliées par le coefficient α choisi parmi les valeurs suivantes : $\alpha=0,75-0,83-0,91-1,00-1,10-1,21-1,33-1,46$.

2- Toutes les structures à poutres continues calculées pour le modèle LM71 doivent être également vérifiées pour le modèle SW/0.

4.5.3.2. Excentricité des charges verticales

L'effet d'excentrement des charges verticales (Figure 4.26) doit être pris en considération en limitant le rapport des charges de roues Q_{v1} et Q_{v2} de même essieu à :

$$\frac{Q_{v1}}{Q_{v2}} \leq 1,25 \quad (4.13)$$

De ce fait l'excentricité de la résultante ($Q_v = Q_{v1} + Q_{v2}$) par rapport à l'axe de la voie se limite à :

$$e \leq \frac{s}{18} \quad (4.14)$$

Où S est la distance entre rails d'une même voie.

L'effet d'excentrement ne s'applique qu'aux modèles LM71 et SW/0, et il peut être envisagé sur n'importe quelle voie du pont.

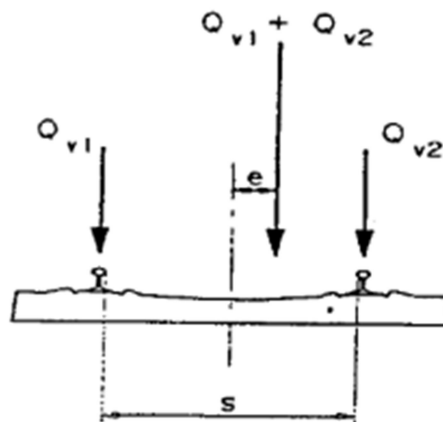


Figure 4.26. Excentrement de la charge verticale.

4.5.4. Coefficient de majoration dynamique

Les modèles de charges LM71, SW/0 et SW/2 sont multipliés par le coefficient de majoration dynamique Φ défini selon la qualité de l'entretien de la voie:

Voie soigneusement entretenue

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\Phi - 0,2}} + 0,82 \quad (4.15)$$

Avec:

$$1 \leq \Phi_2 \leq 1,67 \quad (4.16)$$

Voie normalement entretenue

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\Phi - 0,2}} + 0,73 \quad (4.17)$$

Avec:

$$1 \leq \Phi_3 \leq 2 \quad (4.18)$$

L_Φ est longueur déterminante associée à Φ . Cette longueur est définie aux tableaux 4.8-4.12.

Tableau 4.8. Longueur déterminante L_Φ pour un tablier métallique avec platelage et lit de ballast (pour contraintes locales et contraintes transversales).

Cas	Élément structural	Longueur déterminante L_Φ
1.1	Tablier avec pièces de pont et nervures longitudinales continues :	
	Tôle de platelage (pour les deux directions)	3 fois l'espacement des pièces de pont
1.2	Nervures longitudinales continues (y compris les petits porte-à-faux jusqu'à 0,50 m) ^{a)}	3 fois l'espacement des pièces de pont
1.3	Pièces de pont courantes	2 fois la longueur de la pièce de pont
1.4	Pièces de pont d'extrémité	3,6 m ^{b)}
2.1	Tablier avec pièces de pont seulement :	
	Tôle de platelage (pour les deux directions)	2 fois l'espacement des pièces de pont + 3 m
2.2	Pièces de pont courantes	2 fois l'espacement des pièces de pont + 3 m
2.3	Pièces de pont d'extrémité	3,6 m ^{b)}

Tableau 4.9. Longueur déterminante L_Φ pour un tablier métallique sans platelage ni lit de ballast (pour contraintes locales et contraintes transversales).

Cas	Élément structural	Longueur déterminante L_Φ
3.1	Longerons : — comme éléments d'un réseau continu de poutres croisées ; — comme poutres sur appuis simples.	3 fois l'espacement des pièces de pont
3.2	Porte-à-faux des longerons ^{a)}	Espacement des pièces de pont + 3 m
3.3	Pièces de pont (en tant qu'éléments d'un réseau de poutres croisées constitué de pièces de pont et de longerons continus)	3,6 m
3.4	Pièces de pont d'extrémité	2 fois la longueur de la pièce de pont
		3,6 m ^{b)}

Tableau 4.10. Longueur déterminante L_ϕ pour un tablier en béton avec lit de ballast (pour contraintes locales et contraintes transversales).

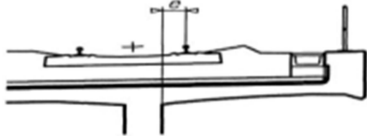
Cas	Élément structural	Longueur déterminante L_ϕ
4.1	Hourdis des poutres-caissons ou hourdis sur poutres principales : — portée perpendiculaire aux poutres principales ; — portée dans le sens longitudinal ; — pièces de pont courantes ; — encorbellements transversaux supportant des charges ferroviaires.	3 fois la portée du hourdis 3 fois la portée du hourdis 2 fois la longueur de la pièce de pont  — $e \leq 0,5 \text{ m}$: 3 fois la distance entre âmes — $e > 0,5 \text{ m}$: ^{a)} Figure 6.11 — Encorbellement transversal supportant des charges ferroviaires
4.2	Hourdis continu sur entretoises (dans le sens des poutres principales)	2 fois l'espacement des entretoises
4.3	Dalle pour ponts à poutres latérales et ponts à augets : — portée perpendiculaire aux poutres principales ; — portée dans le sens longitudinal.	2 fois la portée de la dalle + 3 m 2 fois la portée de la dalle
4.4	Tablier à poutrelles métalliques enrobées, reposant sur les ailes des poutres latérales	2 fois la longueur déterminante dans le sens longitudinal
4.5	Encorbellements longitudinaux de la dalle	— $e \leq 0,5 \text{ m}$: 3,6 m ^{b)} — $e > 0,5 \text{ m}$: ^{a)}
4.6	Pièces de pont d'extrémité	3,6 m ^{b)}

Tableau 4.11. Longueur déterminante L_ϕ pour un tablier en béton (poutres principales).

Cas	Élément structural	Longueur déterminante L_Φ								
5.1	Poutres et dalles sur appuis simples (y compris poutrelles métalliques enrobées)	Portée dans la direction des poutres principales								
5.2	Poutres et dalles continues sur n travées avec $L_m = 1/n (L_1 + L_2 + .. + L_n) \quad \dots (6.6)$	$L_\Phi = k \times L_m, \quad \dots (6.7)$ au minimum pris égal à $\max L_i = (1, \dots, n)$ <table><tr><td>$n = 2$</td><td>3</td><td>4</td><td>$\geq 1,5$</td></tr><tr><td>$k = 1,2$</td><td>1,3</td><td>1,4</td><td>1,5</td></tr></table>	$n = 2$	3	4	$\geq 1,5$	$k = 1,2$	1,3	1,4	1,5
$n = 2$	3	4	$\geq 1,5$							
$k = 1,2$	1,3	1,4	1,5							
5.3	Ponts-portiques et cadres fermés ou caissons : — à une seule travée — à plusieurs travées	Les considérer comme une poutre continue à trois travées (utiliser 5.2 avec les longueurs verticales et horizontales des éléments du cadre ou du tube) Les considérer comme une poutre continue à plusieurs travées (utiliser 5.2 avec longueurs des éléments verticaux d'extrémité et des éléments horizontaux)								

Tableau 4.12. Longueur déterminante L_ϕ pour appuis structuraux.

Cas	Élément structural	Longueur déterminante L_ϕ
6	Poteaux, chevêtres, appareils d'appui, appareils d'appui anti-soulèvement, ancrages ainsi que pour le calcul des pressions de contact sous les appareils d'appui.	Longueur déterminante des éléments supportés

4.6. Conclusion

La connaissance des charges de calcul et leur utilisation adéquate constitue une condition fondamentale pour mener à bien une étude de pont. Après la définition des différentes charges permanentes, d'exploitations, climatiques et sismiques, ces dernières sont combinées à l'état limite ultime et de service, dans le calcul structurel de l'ouvrage.

Chapitre 5
Lignes d'influence

Chapitre 5: Lignes d'influence

5.1. Introduction

Dans les ouvrages d'art, les charges d'exploitation sont connues en valeurs, mais peuvent changer de positions. Cela va entraîner dans une section choisie de l'ouvrage, des efforts et des déformations variables qui dépendent directement de la position de la charge d'exploitation. La représentation graphique de cette fonction est appelée ligne d'influence. Son grand intérêt est de fournir les effets extrêmes (maximaux et minimaux) dans une section donnée de la structure, sous des charges d'exploitation d'étendue variable comme c'est le cas des portiques de bâtiments et des tabliers ou appuis de ponts.

5.2. Poutres simplement appuyées

5.2.1. Pourquoi les lignes d'influence ?

Soit une poutre AB soumise à un chargement mobile P_i , soit S une section choisie de cette poutre d'abscisse fixe x_S . L'effet élastique dans la section S est soit les efforts (M, N, T), soit les déformations (θ , ε ...). Cet effet E varie en fonction de la position du chargement P_i . On pourra ainsi connaître les effets $E_{\max}$ et $E_{\min}$ dans la section S, d'où l'intérêt de la méthode (Figure 5.1).

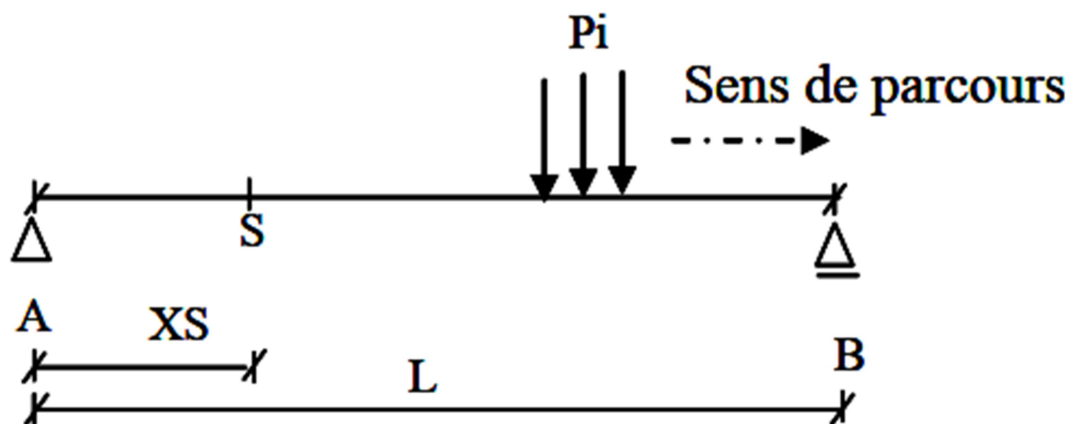
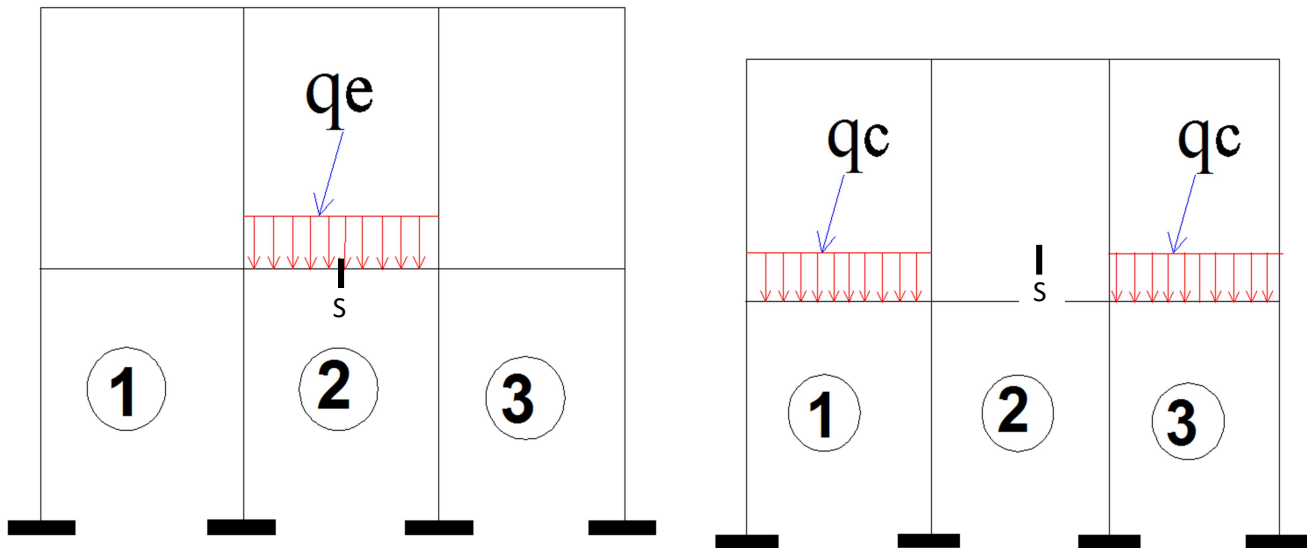


Figure 5.1. Variation de l'effet élastique E en fonction de la position P_i .

La figure 5.2 représente un portique type d'un bâtiment scolaire qui abrite 2 classes pour chaque niveau. Les travées (1) et (3) reçoivent les charges des classes q_c tandis que la travée intermédiaire n° 2 supporte les charges d'escalier q_e .

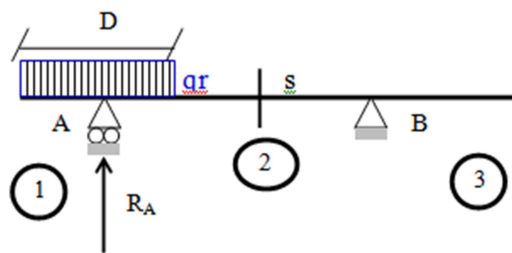


a- $M_S^{\max}$: Travée 2 chargée.

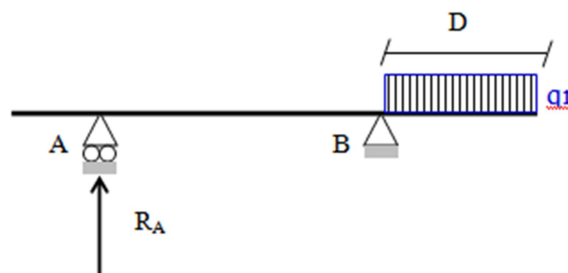
b- $M_S^{\min}$: Travées 1 et 3 chargées.

Figure 5.2. Dispositions des charges dans un portique de bâtiment pour calculer $M_S^{\max}$ et $M_S^{\min}$.

Le moment fléchissant maximal au milieu S de la travée (2) est obtenu en chargeant seulement cette même travée (figure 5.2a), tandis que le moment minimal dans la même section est déterminé en chargeant les travées (1) et (3) (figure 5.2-b). Pour calculer les réactions maximales et minimales de l'appui A d'un pont isostatique, la charge roulante qr est disposée selon la figure 5.3.



a- $R_A^{\max}$: Totalité de la console en A et une partie de la travée AB sont chargées.



b- $R_A^{\min}$: Seulement la totalité de la console en B est chargée.

Figure 5.3. Réactions extrêmes $R_A^{\max}$ et $R_A^{\min}$ d'un pont isostatique.

La disposition des charges dans les exemples des figures 5.2 et 5.3 est justifiée par le traçage des lignes d'influence qui seront traitées dans le paragraphe qui va suivre.

5.3. Qu'est-ce que c'est la ligne d'influence?

Revenons à l'exemple de la figure 5.1, si on remplace le chargement mobile P_i par une force unitaire $P=1$ d'abscisse x variable, l'effet élastique E dans la section S variera donc en fonction de x (Figure 5.4).

$$E_S = f(x) \quad (5.1)$$

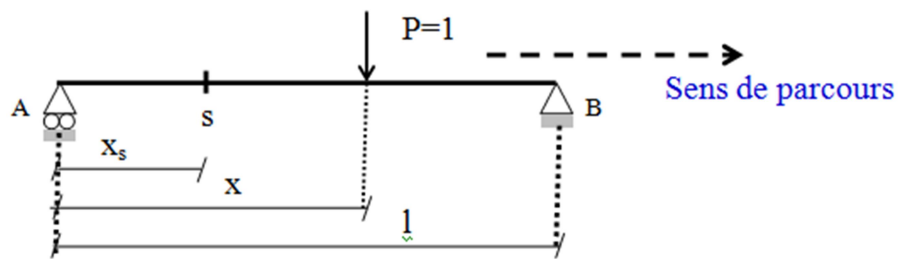


Figure 5.4. Éléments de base d'une fonction d'influence $E_S = f(x)$.

Exemple

La ligne d'influence de l'effort tranchant en S est donnée sans démonstration par la figure 5.5, ce tracé est obtenu en faisant déplacer la force unitaire de A vers B .

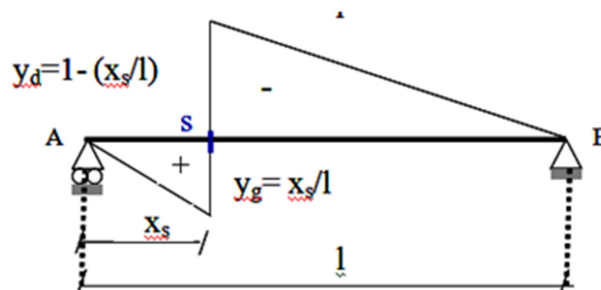


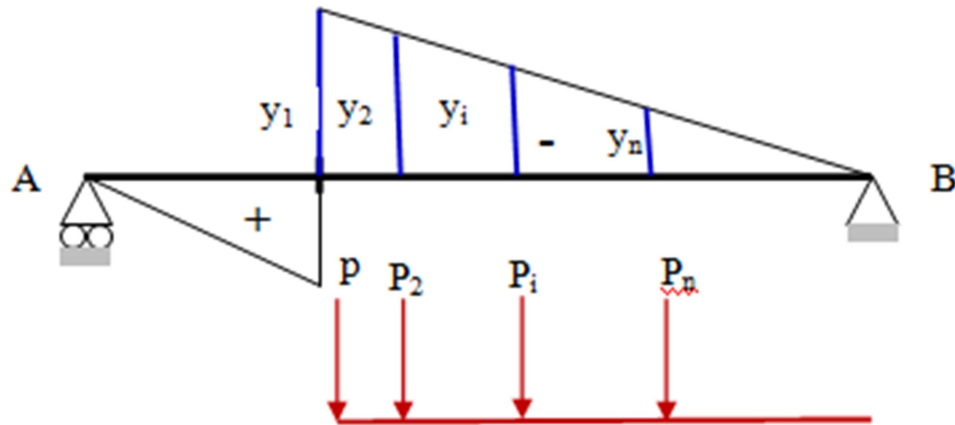
Figure 5.5. Ligne d'influence de l'effort tranchant T_S (à changer).

L'effort tranchant max ou min est obtenu en chargeant la ligne d'influence de T_S par les charges P_i . D'après la figure 5.6, on a:

$$T_S^{\max} = P_1 y_1 + P_2 y_2 + \dots \quad (5.2)$$

Soit

$$T_S^{\max} = \sum_{i=1}^n P_i y_i \quad (5.3)$$

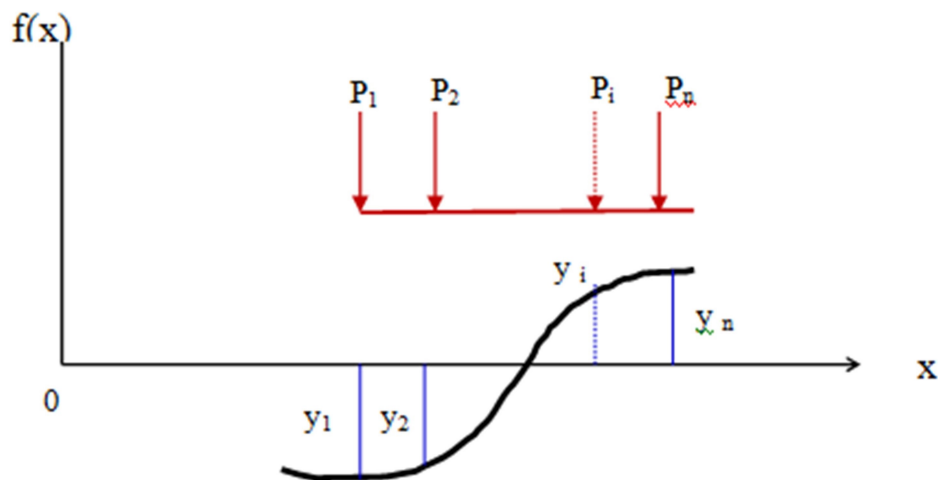
Figure 5.6. Calcul de $T_s^{\max}$.

5.4. Comment calculer l'effet élastique?

L'effet élastique E_s est obtenu en chargeant la ligne d'influence $f(x)$ par les forces mobiles P_i .

Cas 1: Charges concentrées (Figure 5.7)

$$E_s = \sum_{i=1}^n p_i y_i \quad (5.4)$$

Figure 5.7. Effet élastique dû aux charges concentrées P_i .

Cas 2: Charge uniformément répartie (Figure 5.8)

$$E_s = q (\Omega^+ + \Omega^-) \quad (5.5)$$

Où

1- q est la valeur de la charge uniforme.

2- Ω^+ et Ω^- sont respectivement les aires positive et négative délimitées par la ligne d'influence $f(x)$ et l'axe des x , sur la longueur d'étendue de la charge q . Les aires Ω^+ et Ω^- sont prises avec leurs signes.

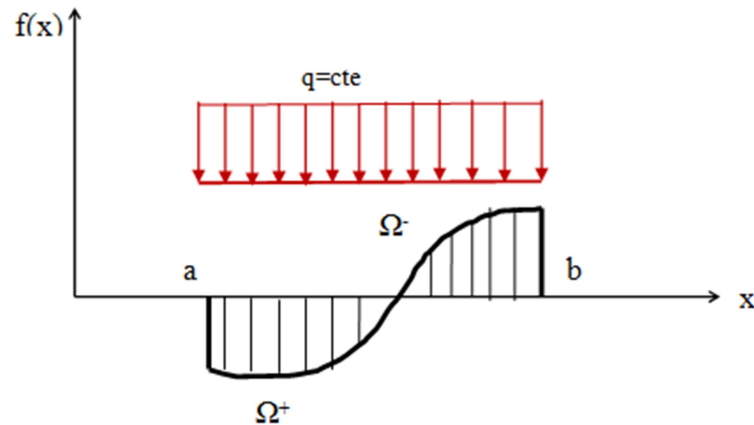


Figure 5.8. Effet élastique dû à une charge uniformément répartie q .

Cas 3: Charge répartie quelconque (Figure 5.9)

$$E_s = \int_a^b q(x) y \, dx \quad (5.6)$$

Où

1- $q(x)$ est la charge répartie qui dépend de l'abscisse x .

2- L'ordonnée y est la fonction d'influence, donné par la formule suivante :

$$y = f(x) \quad (5.7)$$

- a et b sont les bornes qui délimitent la zone d'application de la charge $q(x)$.

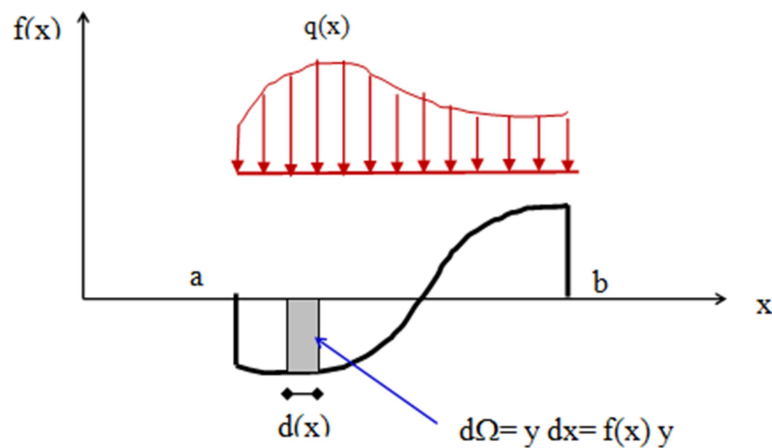


Figure 5.9. Effet élastique dû à une charge répartie $q(x)$.

5.5. Lignes d'influence dans une poutre isostatique

5.5.1. Réactions d'appuis

5.5.1.1. Réaction R_A

Pour définir la fonction d'influence de la réaction R_A d'une poutre isostatique (figure 5.10), on fait déplacer la charge unitaire $P = 1$. La section étudiée S se situe toujours en A .

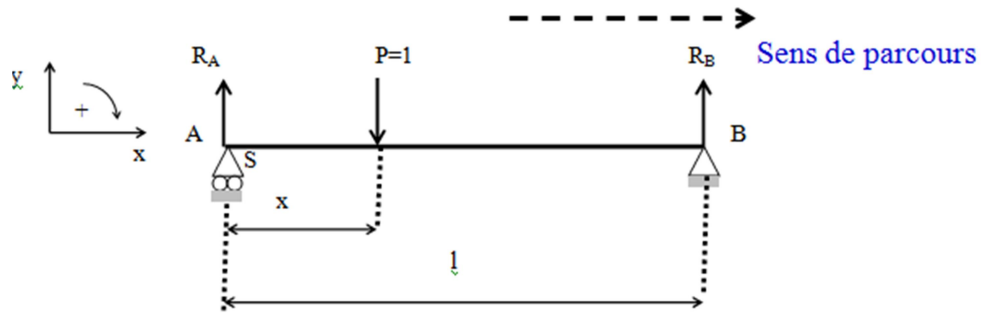


Figure 5.10. Schéma statique d'une poutre à une seule travée

D'après la figure 5.10, on a

$$\sum M^t / B = 0$$

$$R_A \cdot l - 1 \cdot (l - x) = 0$$

D'où la fonction d'influence :

$$R_A = (l - x) / l$$

Ou bien

$$R_A = 1 - (x / l)$$

$$x = 0 \Rightarrow R_A = 1$$

$$x = l \Rightarrow R_A = 0$$

Le traçage de cette fonction d'influence donnera la ligne d'influence de R_A (figure 5.11).

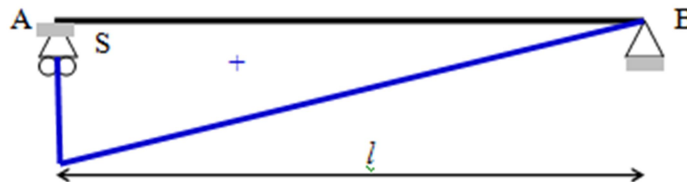


Figure 5.11. Ligne d'influence de R_A .

5.5.1.2. Réaction R_B

En utilisant la figure 5.10, on a:

$$\sum M^t / A = 0$$

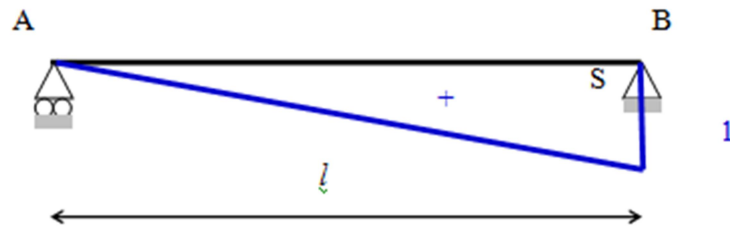
$$1 \cdot x - R_B \cdot l = 0$$

D'où

$$R_B = x / l$$

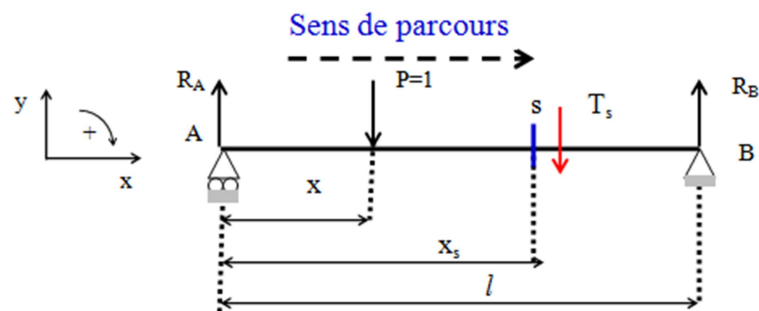
$$x = 0 \Rightarrow R_B = 0$$

$$x = l \Rightarrow R_B = 1$$

Figure 5.12. Ligne d'influence de R_B .

5.5.2. Effort tranchant

5.5.2.1. 1^{er} cas : $x \leq x_s$



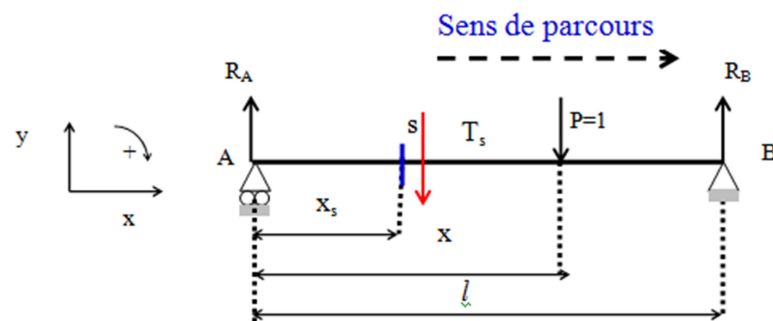
$$T_s = R_A - 1$$

$$T_s = ((1-x)/l) - 1$$

$$T_s = -x/l - 1$$

$$x=0 \Rightarrow T_s = -1$$

$$x=x_s \Rightarrow T_s = -x_s/l - 1$$



5.5.2.2. 2^{eme} cas: $x_s \leq x \leq l$

$$T_s = R_A$$

$$T_s = ((1-x)/l) - 1 - (x/l)$$

$$x = x_s \Rightarrow T_s = 1 - (x_s/l) - 1$$

$$x = l \Rightarrow T_s = 0$$

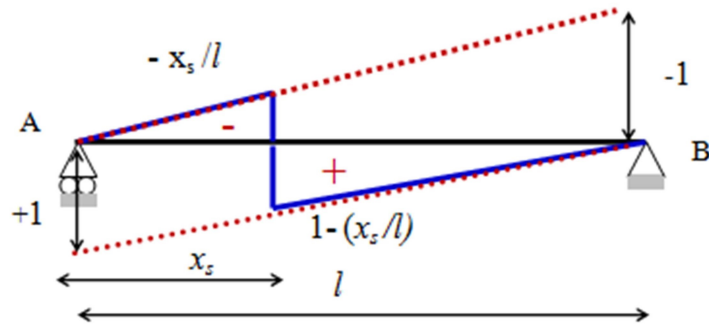
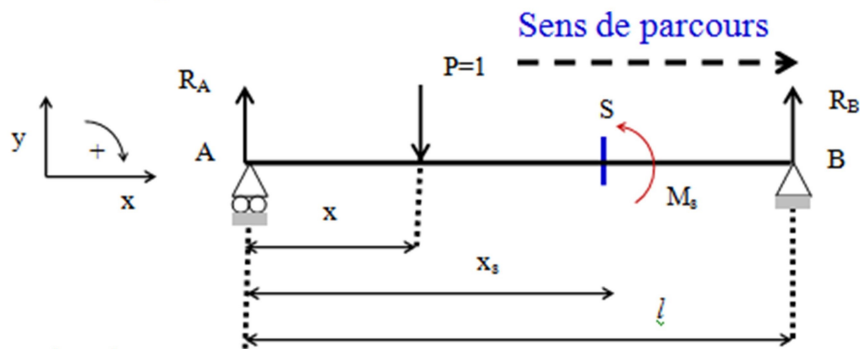


Figure 5.13. Ligne d'influence de l'effort tranchant T dans la section S.

5.5.3. Moment fléchissant dans une section S

5.5.3.1. 1^{er} cas: $x \leq x_s$



$$-M_s + R_A x_s - 1(x_s - x) = 0$$

$$M_s = R_A x_s - 1(x_s - x)$$

$$M_s = 1 - (x/l) x_s - 1(x_s - x)$$

$$M_s = 1 - (x/l) x_s - (x_s - x)$$

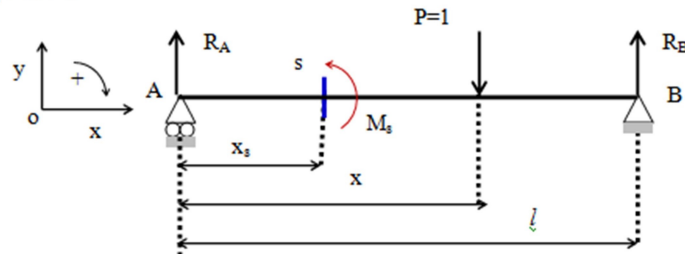
$$M_s = x \cdot \left(1 - \frac{x_s}{l}\right)$$

(5.8)

$$x=0 \Rightarrow M_s=0$$

$$x=x_s \Rightarrow M_s = x_s \left(1 - \frac{x_s}{l}\right)$$

5.5.3.2. 2^e cas : $x_s \leq x \leq l$



$$-M_s + R_A x_s = 0$$

$$M_s = R_A x_s$$

Soit

$$M_s = x_s \cdot \left(1 - \frac{x}{l}\right) \quad (5.9)$$

$$x = x_s \Rightarrow M_s = x_s (1 - (x_s/l))$$

$$x=l \Rightarrow M_s = 0$$

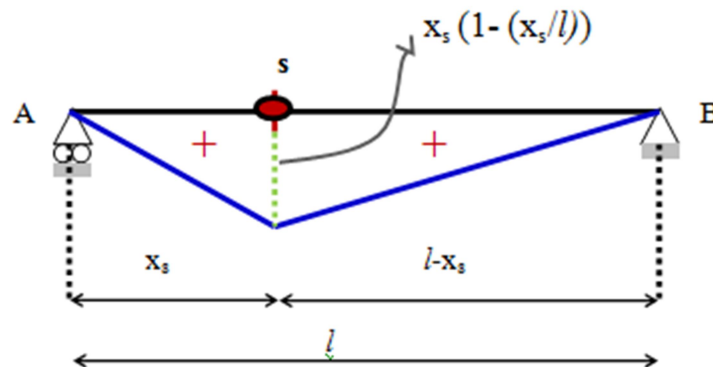


Figure 5.14. Ligne d'influence du moment fléchissant M dans la section S.

Exercice 1

Soit une poutre isostatique d'un pont-route représentée sur la figure 5.15.

Tracer les lignes d'influence suivantes:

- 1-Réactions en appuis: A, B et C;
- 2-Efforts tranchants: T_{Bg} , T_{Bdr} , T_{Cg} et T_{Cdr} ;
- 3-Moments fléchissants: M_A , M_B , $M_{1/2 BC}$.

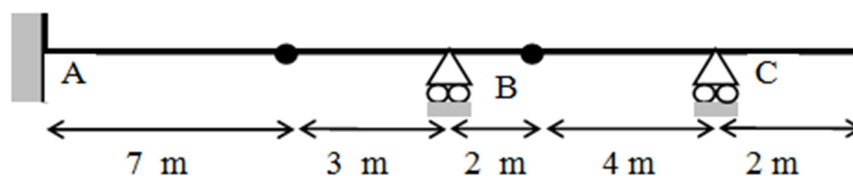
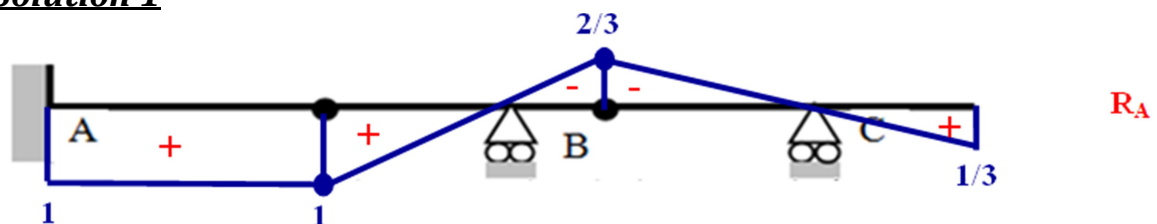
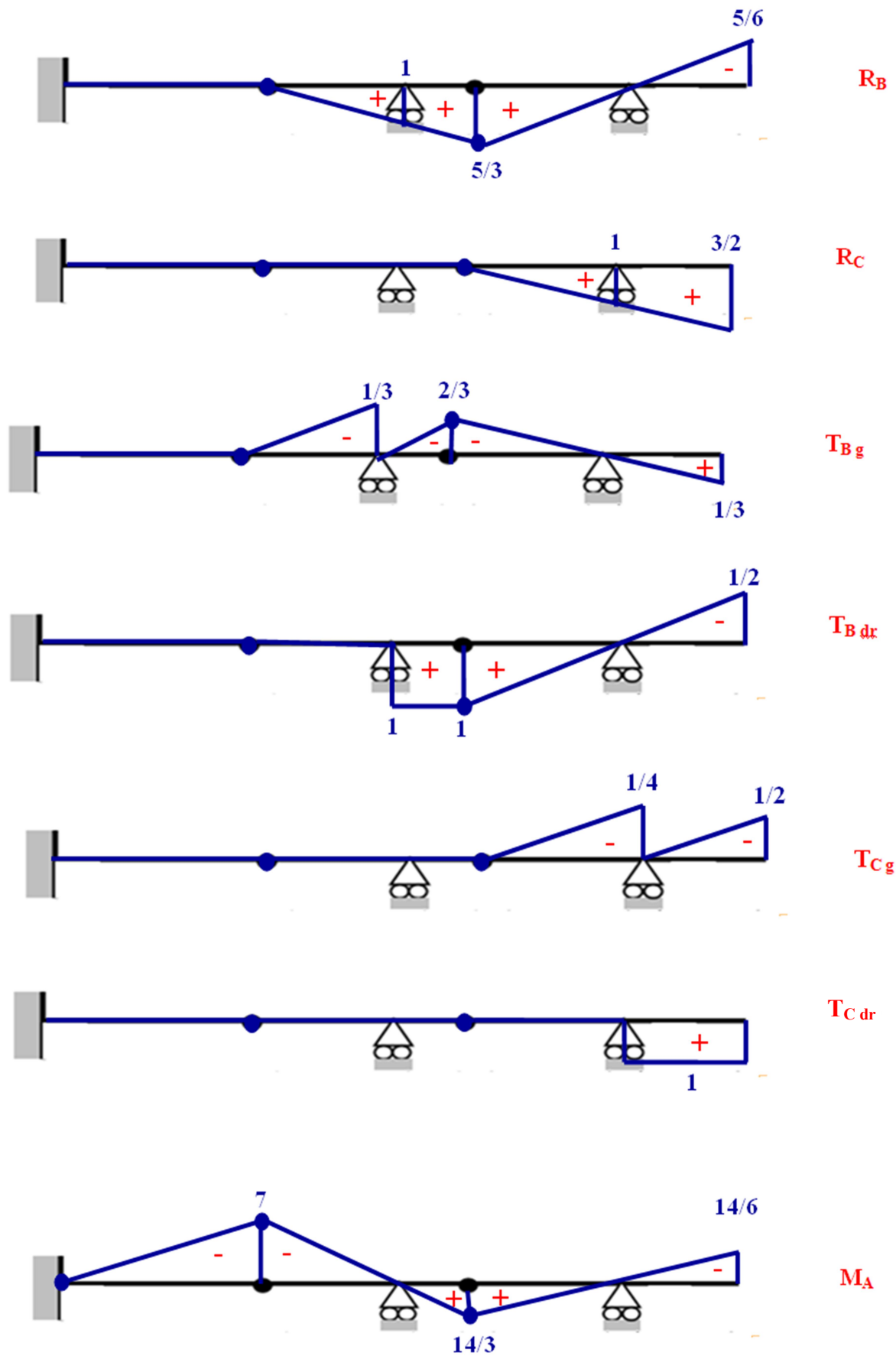


Figure 5.15. Poutre isostatique d'un pont routier.

Solution 1





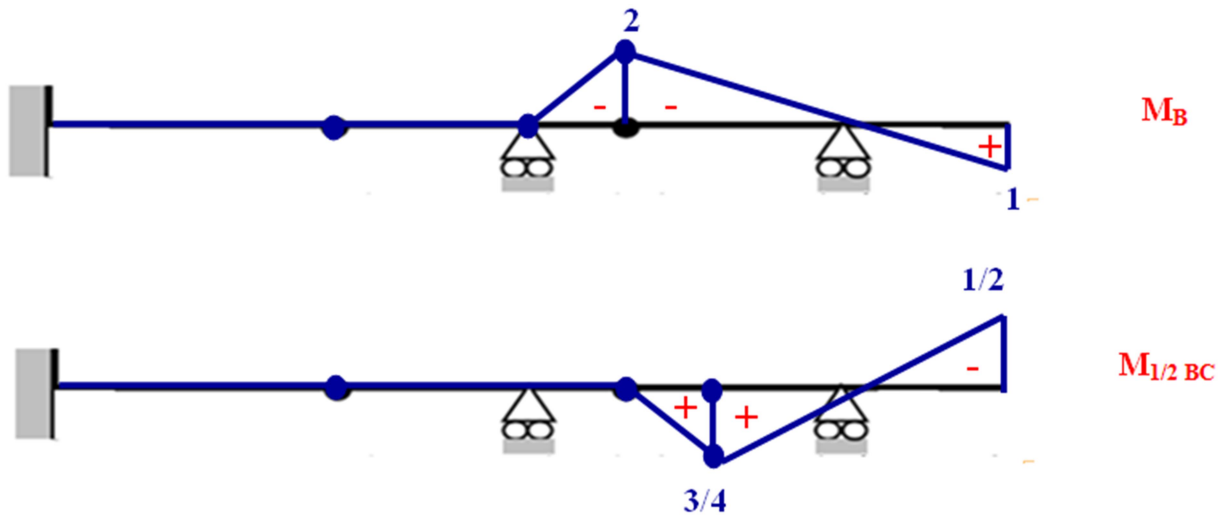


Figure 5.16. Lignes d'influence.

Exercice 2

Soit une poutre isostatique d'un pont à poutres multiples sous chaussée représentée sur les figures 5.17 et 5.18.

Partie 1:

Calculer le coefficient de majoration dynamique du convoi B_c dans le cas de l'étude de la dalle. Sachant que $G=0,9$ t/m

Partie 2:

En utilisant les lignes d'influence:

1-Calculer la réaction maximale en appui A dû à la surcharge de type A(l);

2-Calculer l'effort tranchant maximal de la section juste à droite de l'appui C due au système B_c ;

3-Calculer le moment fléchissant maximal à mi-travée AB dû au tandem B_t .

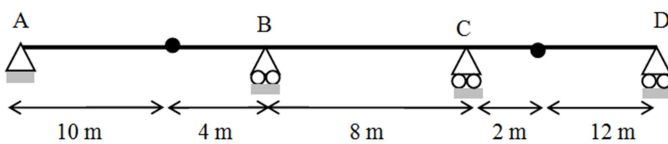


Figure 5.17. Poutre d'un pont.

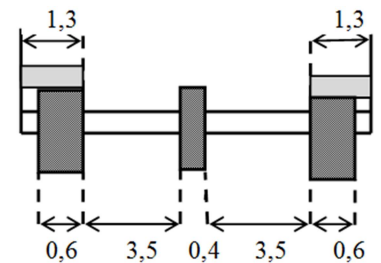


Figure 5.18. Coupe transversale du tablier (Dimension en m).

Solution 2

2.1. Calcul le coefficient de majoration dynamique du convoi B_c dans le cas de l'étude de la dalle

2.1.1. Calcul "L"

$$L = \min \left\{ \begin{array}{l} L_{\text{portée}} = 36 \text{ m} \\ \max \left\{ \begin{array}{l} L_{\text{axe}} = 8 \text{ m} \\ L_r = 7,4 \text{ m} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

Soit

$$L = 8 \text{ m}$$

2.1.2. Calcul du nombre de voies "n"

$$n = \text{int} (L_c/3)$$

D'où

$$n = \text{int} (7,4/3) = 2,46$$

Soit

$$n = 2 \text{ voies}$$

2.1.3. Calcul de "G"

$$G = G \times L \times \text{largeur total de pont}$$

$$G = 0,9 \times 8 \times 10$$

On aura

$$G = 72 \text{ t}$$

2.1.4. Calcul de "S"

$$S = b_c \times n \times \text{surcharge de système B}_c \text{ portées par } L$$

Donc:

$$S = 1,1 \times 2 \times 30$$

Soit

$$S = 66 \text{ t}$$

2.1.5. Calcul du coefficient de majoration dynamique

$$\delta_{\text{dalle-Bc}} = 1 + \frac{0,4}{1 \times 0,2 \times L} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}}$$

$$\delta_{\text{dalle-Bc}} = 1 + \frac{0,4}{1 \times 0,2 \times 8} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{72}{66}}$$

Soit

$$\delta_{\text{dalle-Bc}} = 1,26$$

2.2. Calcul de la réaction maximale en appui A dû à la surcharge de type A(l)

2.2.1. Traçage de la ligne d'influence

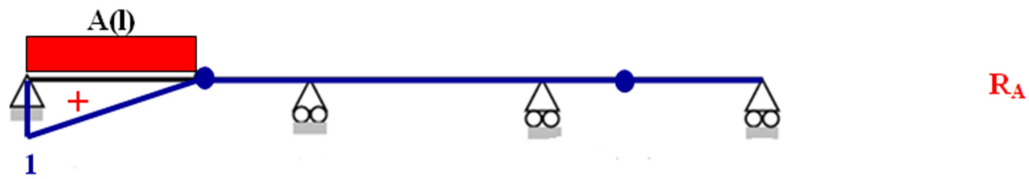


Figure 5.19. Ligne d'influence de R_A .

2.2.2. Calcul de la réaction maximale

2.2.2.1. Calcul de " $A(l)$ "

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{L + 12} \dots \dots \text{kg/m}^2$$

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{10 + 12}$$

Soit

$$A(l) = 1866,36 \text{ kg/m}^2$$

2.2.2.2. Calcul de " a_1 "

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pont de 1}^{\text{ère}} \text{ classe} \\ 2 \text{ voies} \end{array} \right. \Rightarrow a_1 = 1$$

2.2.2.3. Calcul de " a_2 "

$$a_2 = \frac{v_0}{v}$$

$$a_2 = \frac{3,5}{3,7}$$

Soit

$$a_2 = 0,95$$

2.2.2.4. Calcul de " $A(l)$ " finale

$$A(l) = A(l) \times a_1 \times a_2 \times L_c$$

$$A(l) = 1866,36 \times 1 \times 0,95 \times 7,4$$

Soit

$$A(l) = 13,12 \text{ t/m}$$

2.2.2.5. Calcul de la réaction maximale " R_A "

$$R_A = 13,12 \times (10 \times 1 \times 1/2)$$

Soit

$$R_A = 65,6 \text{ t}$$

2.3. Calcul de l'effort tranchant maximal de la section juste à droite de l'appui C due au système B_c

2.3.1. Traçage de la ligne d'influence

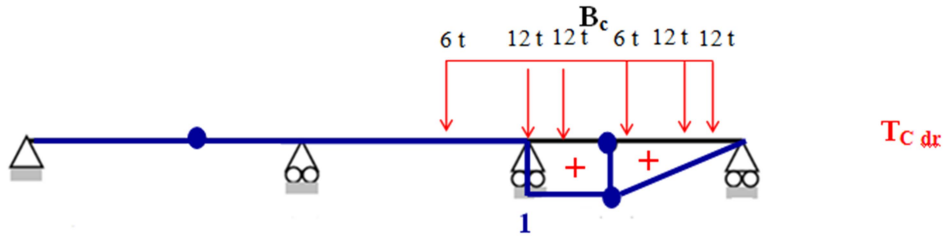


Figure 5.20. Ligne d'influence de $T_{C\ dr}$.

2.3.2. Calcul de l'effort tranchant maximal

$$T_{C\ dr} = 2 \times (12 \times 1 + 12 \times 1 + 12 \times 2/12 + 6 \times 8 \times 1/12 + 12 \times 3,5 \times 1/12)$$

Soit

$$T_{C\ dr} = 67\ t$$

2.4. Calcul du moment fléchissant maximal à mi-travée AB dû au tandem B_t

2.4.1. Traçage de la ligne d'influence

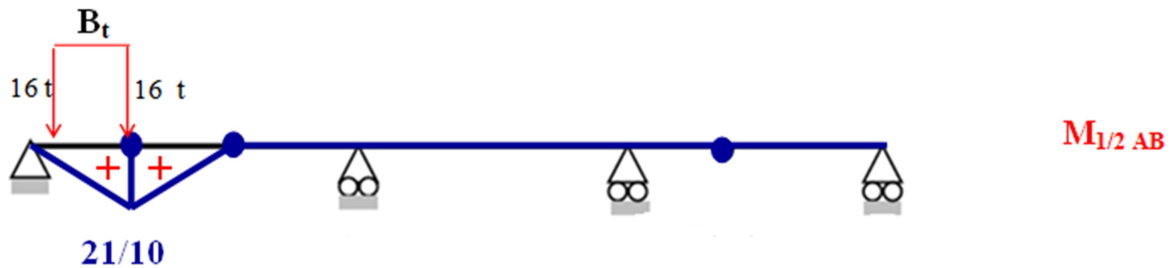


Figure 5.21. Ligne d'influence de $M_{1/2\ AB}$.

2.4.2. Calcul le moment fléchissant maximal

$$M_{1/2\ AB} = (16 \times 21/10 + 16 \times 5,65 \times 3/10)$$

Soit

$$M_{1/2\ AB} = 60,72\ t.m$$

5.6. Théorème de Barré

Pour un convoi donné, le problème qui se pose est de connaître la position exacte de la section où se produit le moment fléchissant maximal, on l'appelle section critique. Cet effet se produit lorsque le milieu c se situe entre la résultante R des charges se trouvant sur la travée et l'essieu P_i le plus rapproché de R . La section critique se trouve du côté droit de cet essieu.

Pour démontrer cet effet, on utilise la figure 5.22 où d_i est la distance entre l'essieu P_i et la résultante R , δ est la distance entre la résultante R et le milieu c de la poutre.

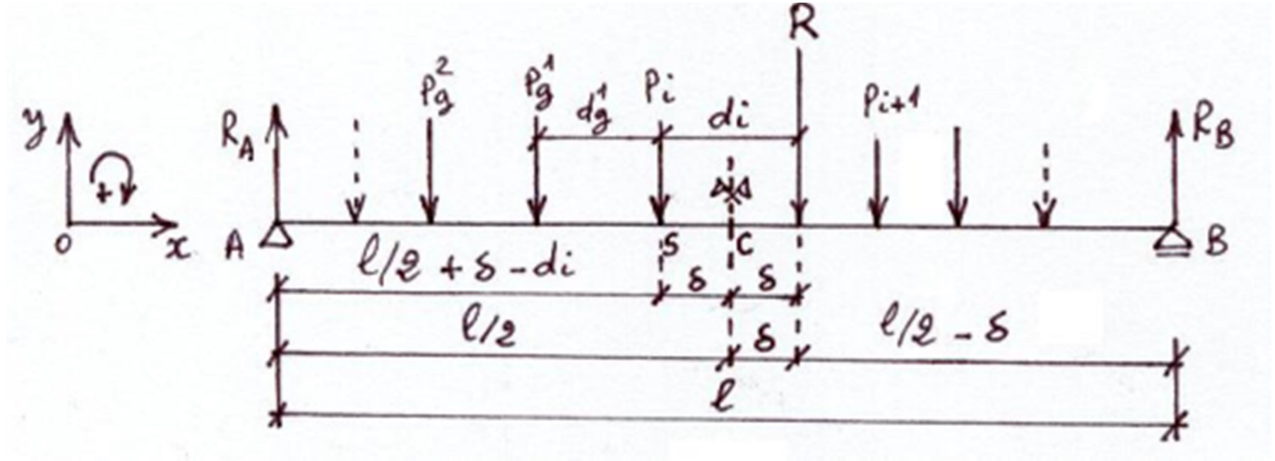


Figure 5.22. Principe de théorème de Barré.

$$\sum M_{/B}^t = 0 \Rightarrow R_A \cdot l - R \cdot \left(\frac{1}{2} - \delta\right) = 0 \quad (5.10)$$

D'où :

$$R_A = R \left(\frac{1}{2} - \frac{\delta}{l}\right) \quad (5.11)$$

Le moment fléchissant à la droite de P_i :

$$M_i = R_A \cdot \left(\frac{1}{2} + \delta - d_i\right) - \sum P_g \cdot d_g \quad (5.12)$$

En remplaçant la valeur de R_A dans l'équation de M_i , il vient :

$$M_i = R \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{\delta}{l}\right) \cdot \left(\frac{1}{2} + \delta - d_i\right) - \sum P_g \cdot d_g \quad (5.13)$$

Dans l'expression 5.13 seul δ est variable :

$$M_i^{\max} \Rightarrow \frac{dM_i}{d\delta} = 0 \quad (5.14)$$

$$\frac{dM_i}{d\delta} = -\frac{R}{l} \cdot \left(\frac{1}{2} + \delta - d_i\right) + R \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{\delta}{l}\right) = 0 \quad (5.15)$$

D'où

$$\delta = \frac{d_i}{2} \quad (5.16)$$

En remplaçant la valeur de δ dans l'équation 5.13, on obtient :

$$M_i = \frac{Rl}{4} \cdot \left(1 - \frac{d_i}{l}\right)^2 - \sum P_g \cdot d_g \quad (5.17)$$

L'essieu P_i et la résultante R sont donc symétriques par rapport au milieu c de la poutre, cela confirme ce qui a été énoncé précédemment et se traduit par le théorème suivant:

Théorème de Barrés: Le moment fléchissant est maximal à droite d'un essieu lorsque cet essieu et la résultante générale du convoi occupent des positions symétriques par rapport au milieu de la poutre.

Exercice 3

Soit une poutre isostatique d'un pont routier de 36 m de portée soumise à une charge mobile représentée sur la figure 5.23.

- 1- En utilisant le théorème de Barré. Calculer le moment fléchissant maximal que peut supporter cette poutre dû à cette charge mobile.
- 2- En utilisant les lignes d'influence. Calculer l'effort tranchant maximal au 1^{er} quart de la portée.

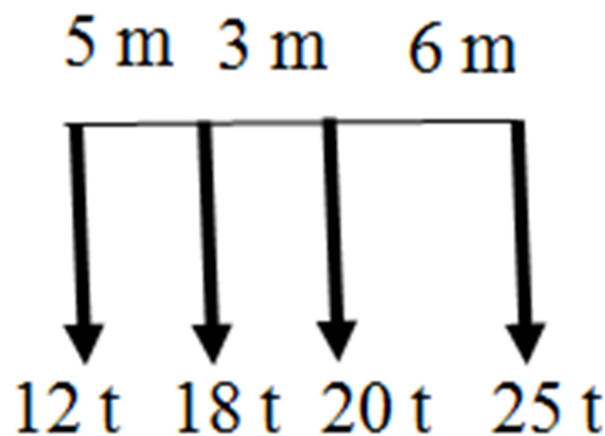


Figure 5.23. Charge mobile.

Solution 3

3.1. Calcul du moment fléchissant maximal que peut supporter cette poutre

En utilisant le théorème de Barré.

3.1.1. Calcul de la position " X_G " de la résultante " R "

$$X_G = \frac{\sum P_i \times x_i}{\sum P_i}$$

$$X_G = \frac{12 \cdot 0 + 18 \cdot 5 + 20 \cdot 8 + 25 \cdot 14}{12 + 18 + 20 + 25}$$

Soit

$$\boxed{X_G = 8 \text{ m}}$$

Donc, la position de la résultante " R " est confondue avec de la charge de 20 t.

3.1.2. Calcul de la réaction à l'appui A " R_A "

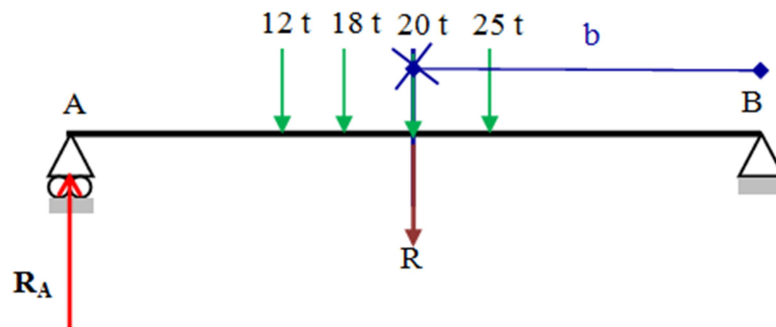


Figure 5.24. Disposition de la charge mobile.

En appliquant RDM, on aura

$$R_A = \frac{R \times b}{L}$$

$$R_A = \frac{75 \cdot 18}{36}$$

Soit

$$R_A = 37,5 \text{ t}$$

3.1.3. Calcul du moment fléchissant maximal

$$M_{\max} = 37,5 \times 18 - 12 \times 8 - 18 \times 3$$

Soit

$$M_{\max} = 525 \text{ t.m}$$

3.2. Calcul de l'effort tranchant maximal au 1^{er} quart de la portée

En utilisant les lignes d'influence.

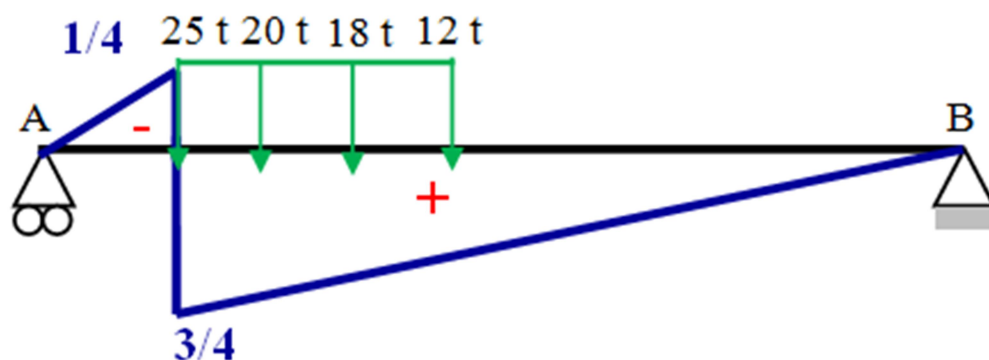


Figure 5.25. Ligne d'influence de 1^{er} quart de la portée.

$$T_{\max} = 1/36 \times (12 \times 13 + 18 \times 18 + 20 \times 21 + 25 \times 27)$$

Soit

$$T_{\max} = 43,75 \text{ t.m}$$

Exercice 4

Soit une poutre simplement appuyée d'un pont-route de 24 m de portée soumise à un seul convoi B_c . En utilisant le théorème de Barré. Calculer le moment fléchissant maximal que peut supporter cette poutre dû à ce convoi.

Solution 4

4.1. Calcul du moment fléchissant maximal que peut supporter cette poutre

En utilisant le théorème de Barré.

4.1.1. Calcul de la position " X_G " et de la résultante " R "

$$X_G = \frac{\sum P_i \times x_i}{\sum P_i}$$

$$X_G = \frac{6 \cdot 0 + 12 \cdot 4,5 + 12 \cdot 6}{30}$$

Soit

$$X_G = 4,2 \text{ m}$$

Puisque, la charge de 12 t est plus proche à la résultante. Donc, cette charge donne le moment fléchissant maximal.

D'où, la distance entre la résultante R et l'essieu de 12 t est égale à 0,15 m.

4.1.2. Calcul de la réaction à l'appui A " R_A "

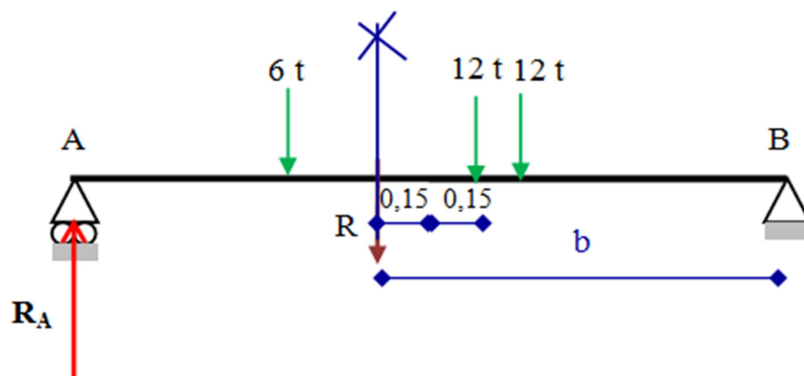


Figure 5.26. Disposition de la charge mobile.

En appliquant RDM, on aura

$$R_A = \frac{R \times b}{L}$$

$$R_A = \frac{30 \cdot (12 + 0,15)}{24}$$

Soit

$$R_A = 15,18 \text{ t}$$

4.1.3. Calcul du moment fléchissant maximal

$$M_{\max} = 15,18 \times (12 + 0,15) \times 6 - 4,5$$

Soit

$$M_{\max} = 157,43 \text{ t.m}$$

5.7. Poutres en treillis

Une poutre en treillis ou ferme est une structure construite à partir d'une série de barres rectilignes articulées entre elles à leurs extrémités, les joints d'articulation communs à plusieurs barres sont les nœuds de la structure. En pratique, les éléments du treillis peuvent être boulonnés, rivetés ou soudés entre elles. Dans ce cas, nous considérons les structures isostatiques planes avec les nœuds et les forces extérieures dans un même plan. Il existe principalement trois méthodes pour la détermination de ces efforts: méthode des nœuds, méthode graphique de *Crémona* et méthode des sections. Cette dernière est la plus utilisée pour construire les lignes d'influences des efforts dans les barres. En considérant la poutre en treillis de la figure 5.27a qui est soumise à un système de charges extérieures w_1 , w_2 , et w_3 appliquées aux nœuds de la membrure inférieure. La structure étant isostatique extérieurement, les réactions d'appuis sont déterminées à l'aide des équations de la statique. En divisons la structure au moyen d'une section rencontrant un certain nombre de barres (inférieur ou égale à 3). Pour que la partie gauche de la structure reste en équilibre, on doit appliquer à celle-ci un système de forces remplaçant l'action de la partie droite (Figure 5.27b). Ces actions peuvent seulement être transmises aux barres coupées X, Y, et Z et sont supposées agir sur la ligne moyenne de ces barres. Le système de forces P, Q et R de la partie gauche doit équilibrer la réaction d'appui R_A et la force w_1 .

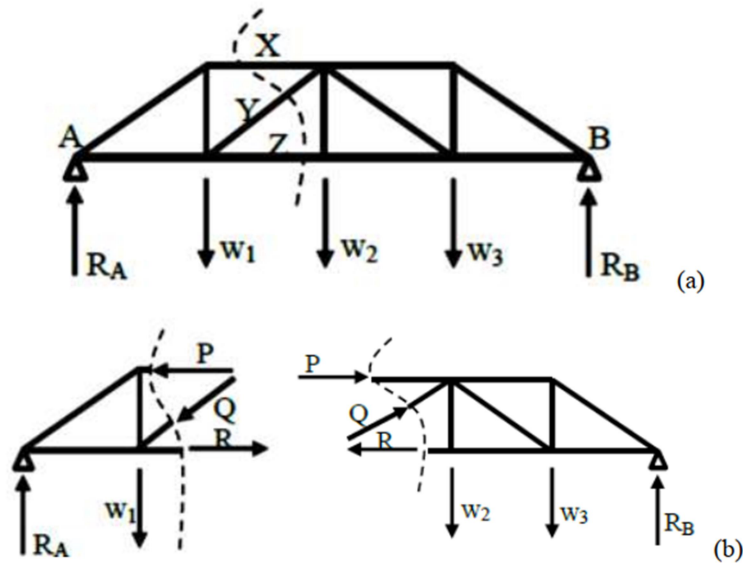


Figure 5.27. Principe de la méthode des sections.

De la même manière, le système de forces de la partie droite doit équilibrer la réaction R_B et les forces w_2 et w_3 . Les équations d'équilibre permettent de déterminer facilement les efforts dans les barres coupées. Si la direction des efforts P , Q et R est celle indiquée sur la figure 5.27b, les barres X et Y étaient comprimées, tandis que la barre Z serait tendue. La méthode des sections est encore applicable lorsque les forces concentrées ne sont pas appliquées aux nœuds des barres. De ce fait, on peut aussi l'appliquer pour construire les lignes d'influence des efforts axiaux dans les barres. Cependant, lorsqu'une force est située entre deux nœuds séparés par une coupe, comme il est représenté sur la figure 5.28, il est souvent nécessaire de répartir la charge appliquée entre les nœuds A et B situé de part et d'autre de la section tel que:

$$W_A = W \cdot (1 - \alpha) \quad W_B = W \cdot \alpha \quad (5.18)$$

Etant donné que la force concentrée intervient sur les parties gauche et droite de la structure séparées par la coupe. W_A et W_B sont respectivement les réactions d'appui aux nœuds A et B de la poutre fictive AB .

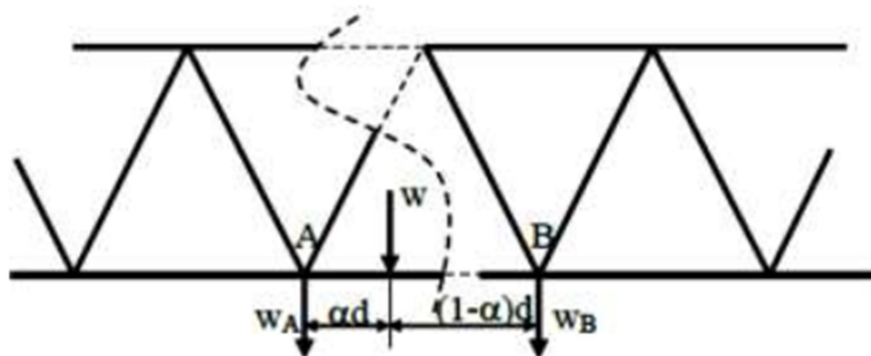


Figure 5.28. Transmission d'une force concentrée entre deux nœuds.

Exercice 5

Considérons la poutre à triangulation Pratt sur deux appuis simples représentés sur la figure 5.29. On demande de construire les lignes d'influence des efforts normaux dans les barres CD, EF, ED et CE.

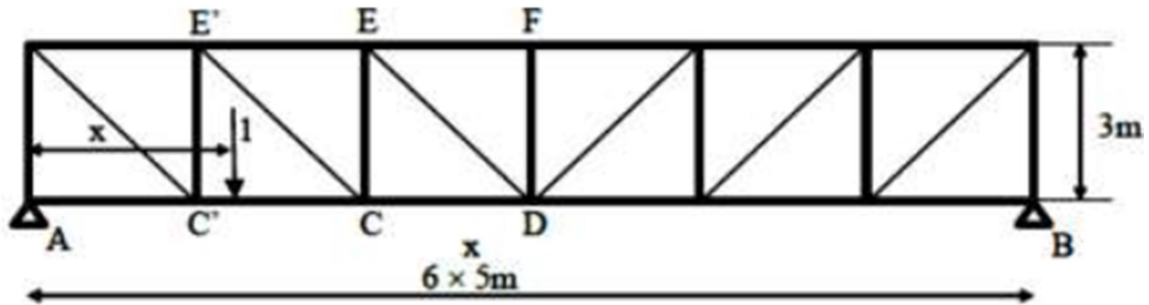


Figure 5.29. Poutre Pratt.

Solution 5**5.1. Membrure inférieure CD**

L'effort normal dans la barre CD est déterminé en considérant l'équilibre des moments par rapport au point E des efforts appliqués à gauche de la section x-x (Figure 5.30g). Lorsque la force unité est appliquée sur la membrure inférieure entre les nœuds A et C, l'équation d'équilibre s'écrit:

$$-P_{CD} \times 3 + R_A \times 10 - (10 - x) = 0$$

D'où :

$$P_{CD} = \frac{30 - x}{9} - \frac{(10 - x)}{3} = \frac{2 \cdot x}{9} \text{ (Traction)}$$

$$P_{CD} = \frac{20}{9} \text{ Pour } x=10 \text{ m}$$

Lorsque la force unité se trouve entre les nœuds C et B, l'équation d'équilibre devient:

$$-P_{CD} \times 3 + R_A \times 10 = 0$$

D'où :

$$P_{CD} = \frac{30 - x}{9} \text{ (Traction)}$$

$$P_{CD} = \frac{20}{9} \text{ Pour } x=10 \text{ m}$$

Remarquons que la section x-x n'influe pas sur l'effort axial P_{CD} lorsque la force unité se trouve entre les nœuds C et D étant donné que seule la réaction R_A intervient dans l'équilibre des moments par rapport au point E. Lorsque la force unité se trouve sur la membrure supérieure, les équations précédentes de l'effort normal dans la barre CD restent valables. Le tracé de la ligne d'influence de l'effort normal P_{CD} est représenté sur la figure 5.30b. Nous constatons que l'allure de la ligne d'influence de l'effort normal dans la membrure inférieure est similaire à celle du moment fléchissant au point E d'une poutre à âme pleine.

5.2. Membrure supérieure EF

L'effort normal dans la barre EF est déterminé en considérant l'équilibre des moments par rapport au point D des efforts appliqués à gauche de la section x-x. Lorsque la force unité est appliquée sur la membrure inférieure entre les nœuds A et D, l'équation d'équilibre s'écrit:

$$-P_{EF} \times 3 + R_A \times 15 - (15 - x) = 0$$

D'où :

$$P_{EF} = \frac{x}{6} \text{ (Compression)}$$

$$P_{EF} = \frac{5}{2} \text{ Pour } x=15 \text{ m}$$

Lorsque la force unité est appliquée sur la membrure inférieure entre les nœuds D et B, l'équation d'équilibre s'écrit:

$$-P_{EF} \times 3 + R_A \times 15 = 0$$

D'où:

$$P_{EF} = \frac{30-x}{6} \text{ (Compression)}$$

$$P_{EF} = \frac{5}{2} \text{ Pour } x=15 \text{ m}$$

Lorsque la force unité est appliquée sur la membrure supérieure, les équations précédentes de l'effort normal P_{EF} restent valables. Le tracé de la ligne d'influence de l'effort normal P_{EF} est représenté sur la figure 5.30c. Remarquons que l'allure de la ligne d'influence de l'effort normal dans la membrure supérieure est similaire à celle du moment fléchissant au point D d'une poutre à âme pleine. Par ailleurs, la membrure supérieure de la poutre de Pratt est sollicitée en compression quel que soit la position de la charge.

5.3. Diagonale ED

L'effort normal dans la diagonale ED est déterminé en considérant l'équilibre des charges verticales appliquées à gauche de la section x-x. Lorsque la force unité est appliquée sur la membrure inférieure entre les nœuds A et C, l'équation d'équilibre s'écrit:

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{3}{5} \right) \times 31^\circ$$

$$P_{ED} \times \sin \theta + R_A - 1 = 0$$

D'où:

$$P_{ED} = \frac{x}{15,45} \text{ (Compression)}$$

$$P_{ED} = 0,647 \text{ Pour } x=10 \text{ m}$$

Lorsque la force unité se trouve entre les nœuds C et D, on appliquera la règle de la transmission des charges entre les nœuds, car seules les charges extérieures appliquées aux nœuds interviennent dans l'équilibre des efforts verticaux. L'expression de l'effort normal P_{ED} devient alors:

$$P_{ED} \times \sin(31^\circ) = (1 - \alpha) - R_A = (1 - \alpha) - \frac{30-x}{30}$$

α étant la distance entre le nœud C et la force unité.

$P_{ED} = 0,647$ Pour $x=10$ m et $\alpha=0$

$P_{ED} = -0,971$ Pour $x=15$ m et $\alpha=1$

Remarquons, qu'il est possible de construire la ligne d'influence en reliant tout simplement par un segment de droite l'ordonnée de la ligne d'influence correspondant au nœud qui précède la coupe (nœud C) à l'ordonnée correspondant au nœud qui suit la coupe (nœud D). Lorsque la force unité est appliquée sur la membrure inférieure entre les nœuds D et B, l'équation d'équilibre s'écrit:

$$P_{ED} \times \sin(31^\circ) = -R_A = -\frac{30-x}{30} \text{ (Traction)}$$

$P_{ED} = -0,971$ Pour $x=15$ m

Les équations précédentes de l'effort normal P_{ED} restent valables lorsque la force unité est appliquée sur la membrure supérieure. Le tracé de la ligne d'influence de l'effort normal P_{ED} est représenté sur la figure 5.30d. Nous constatons que la ligne d'influence de l'effort normal dans la diagonale ED est similaire à celles des efforts tranchants aux points C et D d'une poutre à âme pleine. Le rôle des diagonales et des montants étant de reprendre l'effort tranchant. Par ailleurs, la diagonale ED peut être sollicitée en traction ou en compression selon la position des charges.

5.4. Montant CE

L'effort normal dans le montant CE est déterminé en considérant l'équilibre des efforts verticaux appliqués à gauche de la section y-y (Figure 5.30h). Lorsque la force unité est appliquée sur la membrure inférieure entre les nœuds A et C, l'expression d'équilibre s'écrit :

$$-P_{CE} - 1 + R_A = 0$$

D'où:

$$P_{CE} = R_A - 1 = -R_B = -\frac{x}{30} \text{ (Traction)}$$

$$P_{CE} = -\frac{1}{3} \text{ Pour } x=10 \text{ m}$$

Lorsque la force unité est appliquée entre les nœuds D et B, l'expression de l'effort normal P_{CE} devient:

$$P_{CE} = R_A = \frac{30-x}{30} \text{ (Compression)}$$

$$P_{CE} = 0,5 \text{ Pour } x=15 \text{ m}$$

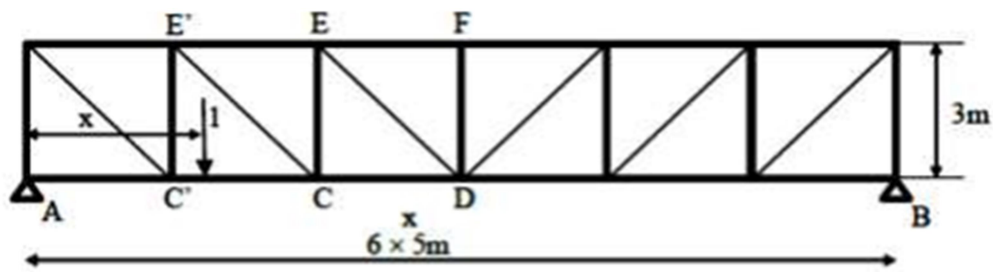
Lorsque la force unité se trouve entre les nœuds C et D, on construit la ligne d'influence en reliant un segment de droite l'ordonnée de la ligne d'influence correspondant au nœud C à l'ordonnée correspondant au nœud D. De façon analogue, on peut aussi construire la ligne d'influence de l'effort normal dans la barre CE lorsque la force unité est appliquée sur la membrure supérieure. Lorsque la force unité est appliquée au nœud E', l'effort normal de traction dans la barre CE a pour valeur:

$$P_{CE} = \frac{5}{30}$$

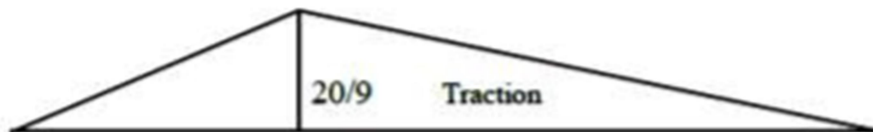
Lorsque la force unité est appliquée au nœud E, l'effort normal de compression dans la barre CE a pour valeur:

$$P_{CE} = \frac{2}{3}$$

Lorsque la force unité se trouve entre les nœuds E' et E, nœuds situés de part et d'autre de la coupure, il suffit de relier par un segment de droite les ordonnées de la ligne d'influence aux nœuds E' et E pour obtenir les mêmes résultats que la règle de la transmission des charges entre les nœuds. Les tracés des lignes d'influence de l'effort normal dans la barre CE dans les deux cas de charge sont représentés sur les figures 5.30 e et 5.30 f.



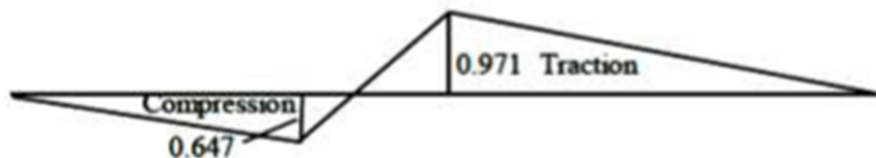
a)



b)



c)



d)

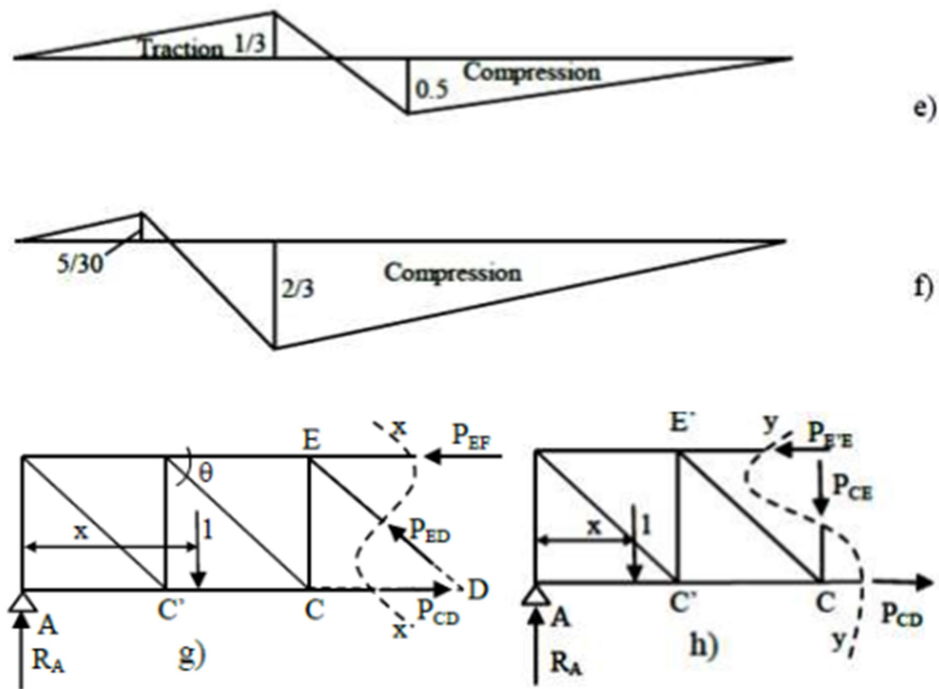


Figure 5.30. Lignes d'influence des efforts normaux dans les barres d'une poutre à triangulation de Pratt.

5.8. Arcs

5.8.1. Définition

On donne le nom d'arcs à des poutres prismatiques, de section constante ou lentement variable de façon continue, dont la ligne moyenne est courbe. Le rayon de courbure de la ligne moyenne est très grand devant les dimensions des sections droites (Figure 5.31).

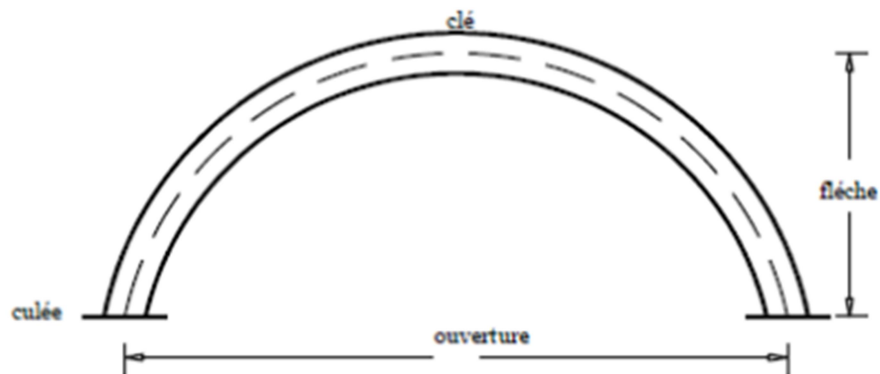


Figure 5.31. Terminologie des arcs.

On appelle retombées ou naissances les extrémités de l'arc. Les appuis d'extrémité portent le nom de culées ou naissances. La flèche de l'arc est la plus grande distance entre la ligne moyenne et la droite des naissances. La clé est le point de la ligne moyenne qui correspond à la flèche. L'extrados est la partie convexe et extérieure de l'arc, l'intrados la partie concave et intérieure.

5.8.2. Hypothèses

Nous supposons toujours que la ligne moyenne est située dans un plan vertical qui est le plan de symétrie longitudinal de la poutre. Les forces appliquées à l'arc sont toujours situées dans ce plan de symétrie. Les sections de l'arc sont toujours des sections droites, normales à la ligne moyenne. L'isolement et l'équilibre d'un tronçon de droite fait apparaître des forces intérieures appliquées à un tronçon de la section. Dans le cas général, ces forces intérieures sont équivalentes au système formé par: un moment fléchissant M , un effort normal N , un effort tranchant T .

Exercice 6

Construire les lignes d'influence des efforts axiaux dans les barres Q, R et P de l'arc en treillis représenté sur la figure 5.32.

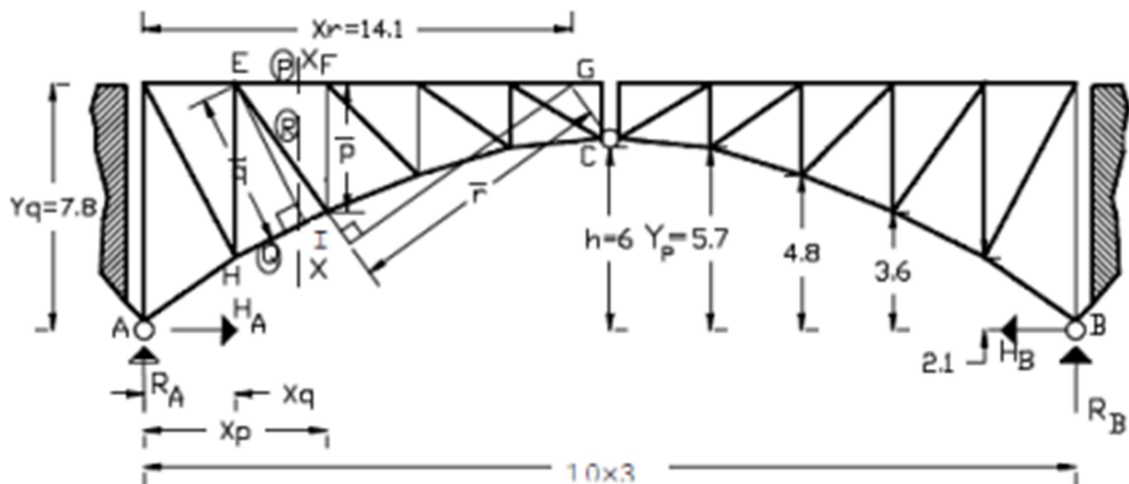


Figure 5.32. Arc en treillis.

Solution 6

6.1. Effort normal dans la barre Q

La ligne d'influence de l'effort axial dans la barre Q est déterminée en considérant les moments des efforts par rapport à E des efforts situés à gauche ou à droite de la section x-x. Lorsque la force unité se trouve entre A et E, l'expression de l'effort axial P_Q s'écrit:

$$P_Q = \frac{1}{5,25} \left[\frac{x}{30} \times 27 - \frac{7,8x}{12} \right] \quad 0 \leq x \leq 3$$

$$\dot{q} = 5,25 \text{ m}$$

Lorsque la force unité se trouve entre E et C, l'expression de l'effort axial P_Q s'écrit:

$$P_Q = \frac{1}{5,25} \left[\frac{3(30-x)}{30} - \frac{7,8x}{12} \right] \quad 3 \leq x \leq 15$$

Lorsque la force unité se trouve entre C et B, l'expression de l'effort axial P_Q devient:

$$P_Q = \frac{1}{5,25} \left[\frac{3(30-x)}{30} - \frac{7,8(30-x)}{12} \right] \quad 15 \leq x \leq 30$$

Le tracé de la ligne d'influence de l'effort axial P_Q est représenté sur la figure 5.33b. Contrairement à une membrure inférieure rectiligne, une membrure inférieure courbe est essentiellement sollicitée en compression.

6.2. Effort normal dans la barre R

La ligne d'influence de l'effort axial dans la barre R est déterminée en considérant les moments par rapport à G des efforts situés à gauche ou à droite de la section x-x. Le point G est l'intersection du prolongement de la ligne moyenne de la barre R et de la ligne moyenne de la membrure supérieure de l'arc en treillis. Lorsque la force unité se trouve entre A et E, l'expression de l'effort axial P_R s'écrit :

$$P_R = \frac{1}{9,15} \left[\frac{15,9x}{30} - \frac{7,8x}{12} \right] \quad 0 \leq x \leq 3$$

$$\dot{r} = 9,15 \text{ m}$$

Lorsque la force unité se trouve entre F et B, l'expression de P_R devient:

$$P_R = \frac{1}{9,15} \left[\frac{14,1(30-x)}{30} - \frac{7,8(30-x)}{12} \right] \quad 15 \leq x \leq 30$$

Lorsque la force unité se trouve entre E et F, la ligne d'influence de l'effort axial P_R est obtenue en joignant les ordonnées obtenues aux nœuds E et F. Le tracé de la ligne d'influence de l'effort axial P_R est représenté sur la figure 5.33c.

6.3. Effort normal dans la barre P

La ligne d'influence de l'effort normal dans la barre P est déterminée en considérant les moments par rapport à I des efforts situés à gauche ou à droite de la section x-x. Lorsque la force unité se trouve entre A et F, l'équation de la ligne d'influence de l'effort axial P_P s'écrit :

$$P_P = \frac{1}{4,2} \left[\frac{24x}{30} - \frac{3,6x}{12} \right]$$

$$\dot{p} = 4,2 \text{ m}$$

Lorsque la force unité se trouve entre F et B, l'expression de la ligne d'influence de l'effort axial P_P devient:

$$P_P = \frac{1}{4,2} \left[\frac{(30-x)}{5} - \frac{3,6x}{12} \right] \quad 6 \leq x \leq 15$$

$$P_P = \frac{1}{4,2} \left[\frac{(30-x)}{5} - \frac{3,6(30-x)}{12} \right] \quad 15 \leq x \leq 30$$

Le tracé de la ligne d'influence de l'effort axial P_P est représenté sur la figure 5.33d.

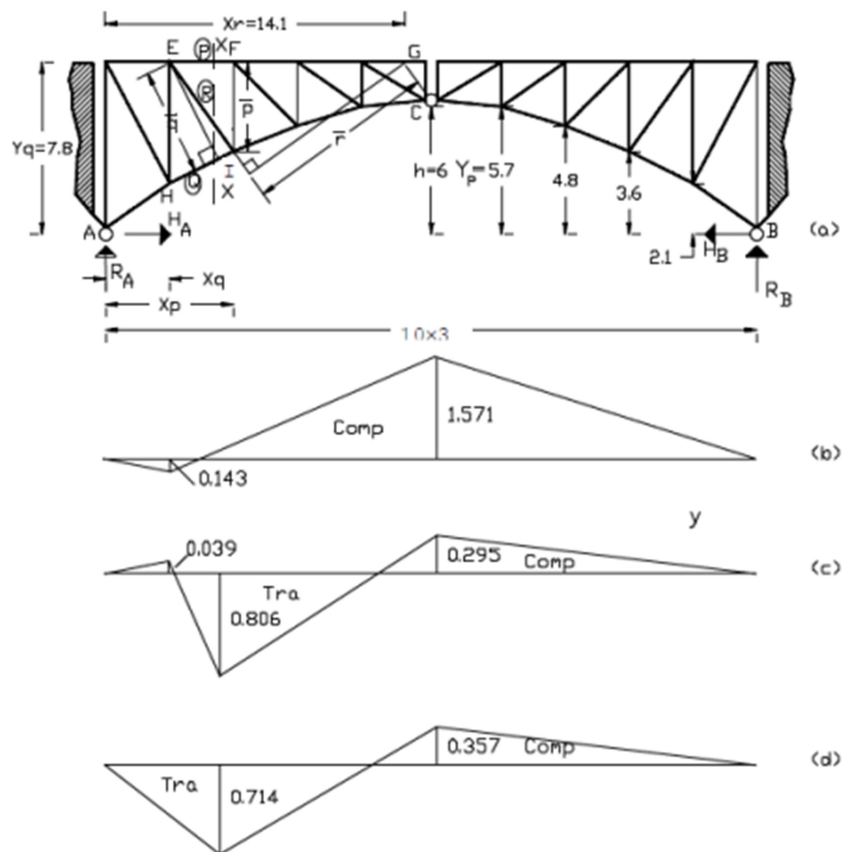


Figure 5.33. Lignes d'influence des efforts normaux dans les barres d'arc en treillis.

5.9. Conclusion

Dans les ponts on a affaire à des charges mobiles. Pour une section donnée les efforts et les déformations vont changer en fonction de la position de la charge. Le souci majeur est de définir les efforts ou déplacements extrêmes de cette section, d'où l'utilité de la ligne d'influence qui joue un rôle principal dans l'étude de n'importe quelle section de l'ouvrage d'un pont.

Références Bibliographiques

Références bibliographiques

Ouvrages édités

BERNARD-GELY A., CALGARO J.A., *Conception des ponts*, Paris, presses de l'école nationale des ponts et chaussées, 1994, 347 p.

BERNARD-GELY A., CALGARO J.A., *Conception des ponts*, Techniques de l'Ingénieur, 1997, 30 p.

BOUASSIDA Y. et al., *Bridge Design to Eurocodes Worked examples*, Worked examples presented at the Workshop "Bridge Design to Eurocodes", Vienna, 4-6 October 2010, 438 p.

CALGARO J.A., BERNARD-GELY A., *Conception des ponts -Démarche de conception*, Techniques de l'Ingénieur, 2009, 15 p.

CALGARO J.A., BERNARD-GELY A., *Conception des ponts éléments de dimensionnement des principaux ouvrages*, Techniques de l'Ingénieur, 2010, 26 p.

CALGARO J.A., *Projet et construction des ponts- Généralités, Fondations, Appuis, Ouvrages courants*, Paris, presses de l'école nationale des ponts et chaussées, 2000, 447 p.

CALGARO J.A., VIRLOGEUX M., *Projet et construction des ponts- Généralités, Fondations, Appuis, Ouvrages courants*, Paris, presses de l'école nationale des ponts et chaussées, 1987, 251 p.

CHEN W-F. et DUAN L., *Fundamentals*, Taylor & Francis Group, New York, USA, 2014, 613 p.

DUCOUT J.P., *Ponts métalliques-Conception générale*, Techniques de l'Ingénieur, Référence d'internet C2675, 22 p.

Fiches UIC (Union internationale des Chemins de fer) : Modèles de charge à prendre en considération dans le calcul des ouvrages sous rails sur les lignes internationales.

GRATTESAT G., *Conception des ponts*, Techniques de l'Ingénieur, 1976, 25 p.

SETRA, *Guide du projecteur ouvrages d'art-pont courant*, France, SETRA, Janvier 1999, 312p.

SETRA., *Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension (VIPP)- Guide de conception*, France, SETRA, Février 1996, 168 p.

SETRA., *Ponts suspendus en France*, France, SETRA, Décembre 1989, 116 p.

SETRA., *Ponts-cadres et portiques- Guide de conception*, France, SETRA, Décembre 1992, 112 p.

SETRA., *Ponts-dalles- Guide de conception*, France, SETRA, Juillet 1989,143 p.

SOLTANI M. R., *Lignes d'influence des poutres et des arcs isostatiques*, Offices des publications universitaires, Décembre 2010, 97 P.

Normes

Fascicule N° 61 Titre II, *Cahier des prescriptions communes applicable aux marchés des travaux publics relevant des services de l'équipement, Fascicule 61 Titre II - Programmes de charges et épreuves des ponts et routes, Fascicule spécial n° 72-21 bis*, Editions du journal officiel, France, 9 décembre 1980, 78 p.

Règles BAEL 91 révisé 99, *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions des ouvrages en béton armé suivant la méthode des états limites*, France, Février 2000, 281 p.

Règles BPEL 91 révisé 99, *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites*, France, Avril 1999, 339 p.

RPOA 2008, *Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Arts, RPOA 2008*, DTR, Algérie, Ministère des travaux publics, Juin 2009, 161 p.

Cours universitaires

BEN OUÉZDOU M., *Conception*, l'académie militaire a Foundouk jedid, Septembre 2008, 120 p.

BEN OUÉZDOU M., *Exécution*, l'académie militaire a Foundouk jedid, Mai 2006, 113 p.

SOLTANI M. R., *Lignes et surfaces d'influence*, université de Tebessa, Janvier 2021,21 p.

BOUZIADI. F, *Modélisation numérique des ponts*, Université Hassiba Benbouali de Chlef, Décembre 2020, 172p.

Canevas

Semestre: 6
Unité d'enseignement: UEF 3.2.1
Matière 2: Ponts
VHS: 67h30 (Cours: 3h00, TD: 1h30)
Crédits: 6
Coefficient: 3

Objectifs de l'enseignement:

Ce cours a pour objet d'initier l'étudiant à se familiariser avec les règles de conception et de réalisation des ponts routiers et ferroviaires conformément aux normes en vigueur.

Connaissances préalables recommandées:

Résistance des matériaux, Matériaux de construction, Béton armé et précontraint, Mécanique des sols, Structures métalliques.

Contenu de la matière:

Chapitre 1. Généralités sur les ponts

(2 Semaines)

Définition et classifications de ponts, Eléments constitutifs des ponts.

Chapitre 2. Conception des ponts

(4 Semaines)

La reconnaissance du site : Implantation et caractéristiques, Recueil des données naturelles (topographie, les données hydrauliques, Affouillements, les données géotechniques), Les données fonctionnelles : relatives à la voie portée (tracé en plan, profil en long et profil en travers), relatives à la voie portée (gabarits, ouvertures).

Chapitre 3. Différents types d'ouvrage

(3 Semaines)

Ouvrages hydrauliques, Ponts à poutres en I (béton armé, béton précontraint, acier et mixtes), Ponts dalles (béton armé, béton précontraint), Ponts à poutres caissons (béton précontraint, acier et mixte), Ponts à câbles (ponts haubanés et ponts suspendus).

Chapitre 4. Actions et combinaisons d'actions

(3 Semaines)

Actions sur les ponts routes, Actions sur les ponts rails, Combinaisons d'action.

Chapitre 5. Lignes d'influence

(3 Semaines)

Poutres simplement appuyées, Poutres en treillis, Arcs.

Mode d'évaluation:

Contrôle continu: 40% ; Examen: 60%.