

# CONFERENZA I

## Applications modernes de la précontrainte

Prof. Ing. JEAN COURBON

### La voie expérimentale de l'Aérotrain

#### I - GENERALITÉS - TRACÉ DE LA VOIE EXPÉRIMENTALE

L'Aérotrain est un véhicule à sustentation et guidage par coussins d'air. L'Aérotrain flotte sur un fluide par toute sa surface, comme l'ont toujours fait le navire et l'avion, mais aucun véhicule terrestre avant l'apparition des aéroglisseurs. Il remplace ainsi les efforts localisés par une portance uniformément répartie, et supprime les pointes d'accélération aiguë et brèves par lesquelles les contacts solides engendrent inévitablement des effets de fatigue. Légèreté et endurance sont donc deux avantages intrinsèques de l'Aérotrain, au même titre que la suppression quasi complète du frottement.

La Société de l'Aérotrain, qui exploite les brevets Bertin sur les coussins d'air, a procédé depuis 1966 à des essais en demigrandeur sur une voie expérimentale de 7 km de longueur environ située à Gometz, à une trentaine de kilomètres au sud de Paris. Cette voie était simplement réalisée au moyen d'éléments préfabriqués en béton de 6 m de longueur reposant sur la plateforme d'une ancienne voie ferrée.

Les brillants résultats obtenus sur ce modèle réduit: absence de vibrations, vitesse maximum supérieure à 380 km/heure, ont incité la Société de l'Aérotrain à procéder à des essais en vraie grandeur sur un tronçon de voie de 18 km de longueur. Ce tronçon de voie, situé immédiatement au Nord d'Orléans, a été conçu de manière à pouvoir être ultérieurement intégré dans une ligne d'Aérotrain reliant Paris à Orléans (110 km environ).

La voie expérimentale est donc implantée en Beauce, pays au relief peu tourmenté, pas trop loin de Paris.

Le rayon de courbure minimum imposé au tracé est de 10.000 m, le devers en courbe étant de 7 pour cent.

Le rayon de courbure minimum imposé au profil en long est de 25.000 m.

Compte tenu du grand nombre de routes et de chemins à franchir, cette dernière condition nous a conduit à faire de la voie un véritable pont situé à au moins 5 m du sol. Les avantages de cette solution sont les suivants:

— obtenir un profil en long bien régulier évitant une succession de sauts de moutons,

— franchir, par une implantation judicieuse des appuis, toutes les routes et chemins agricoles sans ouvrages d'art spéciaux tout en respectant les gabarits,

— ne pas exproprier les terrains; il est seulement payé une indemnité compensant la servitude de survol,

— ne pas créer de barrières infranchissables pour les exploitations agricoles,

— éliminer les possibilités de rencontre d'obstacles ou d'animaux imprévus.

#### II - SPÉCIFICATIONS IMPOSÉES À LA VOIE PAR LE VÉHICULE

Les spécifications imposées à la voie par le véhicule concernent les charges, la forme de la surface de sustentation, et les tolérances d'exécution.

##### A) Charges apportées par le véhicule en mouvement

Ces charges peuvent se décomposer en charge permanente, charges semi-permanentes et charges dynamiques.

a - Charge permanente - C'est le poids du véhicule en ordre de marche, égal à 20 tonnes.

b - Charges semi-permanentes - Elles comprennent:

— l'effet de ressource dans les courbes du profil en long qui se traduit par une variation du poids apparent du véhicule. Pour une vitesse de 360 km/h et un rayon de courbure du profil en long égal à 25.000 m, cet effet représente 4 pour cent du poids du véhicule.

— l'effort transversal provenant de la force centrifuge dans les courbes. Pour une vitesse de 360 km/h et un rayon de courbure du tracé égal à 10.000 m, cet effort vaut 2 tonnes.

Il est partiellement compensé par le devers donné à la voie égal à 7 pour cent. Ce devers équilibre la force centrifuge pour une vitesse du véhicule égale à 300 km/h.

— l'effet du vent sur le véhicule. Cet effet a été pris égal à 9,6 tonnes et correspond à une pression du vent de 150 kg/m<sup>2</sup> appliquée sur la surface du véhicule (80 m<sup>2</sup>) affectée d'un coefficient de forme de 0,8. Les essais en soufflerie ont montré que cet effort enveloppe les efforts réels;

— l'effet du freinage du véhicule. En marche normale, le freinage est essentiellement obtenu par frottement sur la voie du frein du véhicule; l'effort correspondant est faible. Par contre, le freinage d'extrême urgence, obtenu par suppression de la sustentation, donne un effort longitudinal égal à 12 tonnes.

c - Charges dynamiques - Elles proviennent des mouvements d'oscillation du véhicule qui entraînent des variations de pression dans les coussin d'air. Ce sont le pilonnement, le tamis, le lacet, le tangage et le roulis.

Finalement, pour estimer les charges verticales totales appliquées à la voie, on a admis un coefficient de majoration dynamique de 2 de la charge statique pour couvrir les effets des charges semi-permanentes et des charges dynamiques. La voie est donc calculée pour une charge totale verticale de 40 tonnes répartie sur la longueur des coussins d'air, soit 18 m.

## B) Forme du véhicule

La surface qui assure la sustentation et le guidage du véhicule présente la forme d'un té renversé de 3,40 m de longueur, le rail de guidage ayant une hauteur de 0,90 m.

## C) Tolérances de fabrication

La précision exigée sur les surfaces de sustentation et de guidage (table horizontale et rail de guidage) est caractérisée par les tolérances suivantes:

a) Flèche maximale sous une règle théorique de 20 m de longueur placée en n'importe quelle position sur la table horizontale et le rail inférieur à 10 mm, y compris les flèches de l'ouvrage sous le poids propre et les surcharges,

b) Afin d'éviter l'usure des lèvres souples des coussins d'air, la tolérance de défaut local aléatoire, notamment à la jonction des éléments de voie, est de 3 mm au maximum.

## III - CONCEPTION ET DESCRIPTION DE LA VOIE

### A) - Poutre porteuse

La poutre porteuse devant jouer le rôle de table de sustentation et de rail de guidage, sa surface supérieure présente la forme d'un té renversé. Elle comporte deux

âmes sous la table horizontale. Les dimensions sont les suivantes:

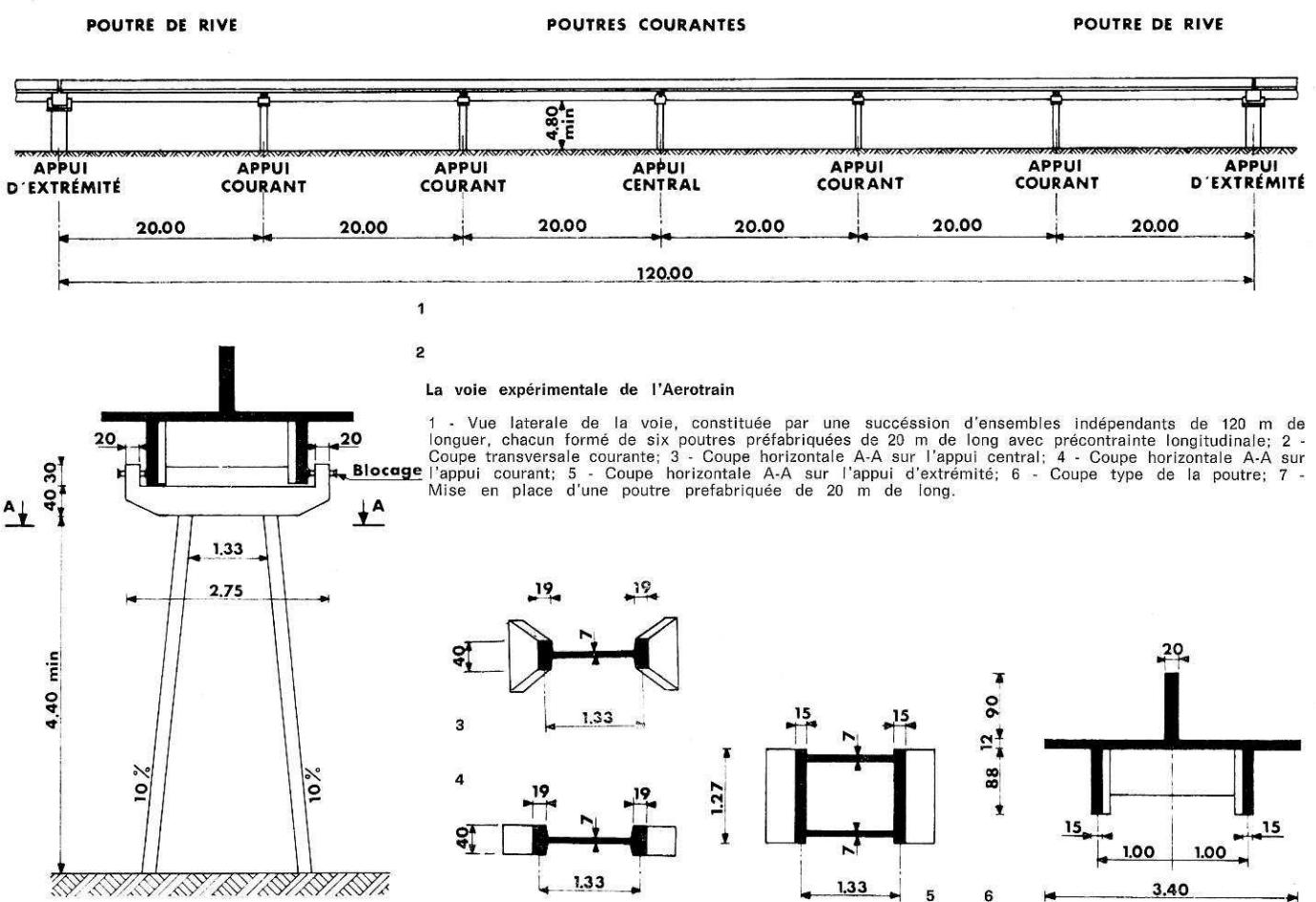
- rail de guidage: hauteur 0,90 m; largeur 0,20 m
- table de sustentation: largeur 3,40 m, épaisseur 0,12 m

- âmes: entraxe 2 m; hauteur 0,88 m; largeur 0,15 m en partie courante portée à 0,25 m sur les appuis

La voie est constituée par une succession d'ensembles indépendants de 120 m de longueur constitués de six poutres préfabriquées de 20 m de longueur hors tout. Ces six poutres sont assemblées entre elles pour constituer une poutre continue de 120 m de longueur afin de réduire les déformations différenciées sous l'effet de la charge propre et les flèches dues aux surchargeurs. La continuité est assurée par coulage en place d'un joint de 0,40 m de longueur au droit des âmes, et par matage d'un joint de 2 cm au droit de la table horizontale et du rail de guidage.

La portée entre appuis de 20 m a été choisie à la suite d'une étude d'optimisation tenant compte des données locales relatives aux fondations.

Les poutres sont précontraintes longitudinalement; les armatures de précontrainte situées dans les âmes sont des armatures S 355 à ancrage filé à barillet. La précontrainte utilise deux sortes d'armatures. Les premières (précontrainte isostatique), deux par poutre, soit une par âme, sont du type F 4,500 et sont constituées de 4 torons parallèles d'un demi-pouce à faible



relaxation; elles sont mises en tension dans les poutres préfabriquées avant transport et mise en place. Les secondes (précontrainte hyperstatique), deux par poutre, soit une par âme, sont du type F 7.500 et sont constituées de 7 torons toronnés entre eux d'un demi-pouce à faible relaxation; elles sont mises en tension d'une extrémité à l'autre d'un ensemble de 120 m après clavage des joints entre les poutres préfabriquées de 20 m; elles constituent la précontrainte d'assemblage.

Chaque poutre de 20 m comporte une entretoise d'appui à chaque extrémité.

#### B) Piles

Un élément continu de 120 m repose sur 7 piles: la pile centrale, les piles intermédiaires et les piles d'extrémité communes à deux éléments.

Les piles intermédiaires sont constituées de deux poteaux de section rectangulaire de  $0,40 \times 0,19$  m inclinés à 10 pour cent dans le sens transversal et reliés par un voile transversal de 0,07 m d'épaisseur.

La pile centrale est constituée de la même façon, mais on a donné aux poteaux une section variable grâce à un fruit dans le sens longitudinal, de manière à augmenter la rigidité de la pile centrale dans le sens longitudinal. En effet, seule la pile centrale est conçue pour supporter les efforts longitudinaux, les autres piles ne supportant que des charges verticales et des efforts transversaux.

Les piles d'extrémité sont des piles doubles constituées par deux voiles longitudinaux de  $1,27 \times 0,15$  m

inclinés à 10 pour cent et reliés par deux voiles transversaux de 0,07 m d'épaisseur.

La poutre continue de 120 m repose sur les piles par l'intermédiaire d'appareils d'appuis en néoprène. L'épaisseur de néoprène est variable suivant l'appui: 1 cm sur la pile centrale, 2 cm sur les piles voisines de la pile centrale, 4 cm sur les autres piles; sur les piles d'extrémité, le néoprène est complété par un appui glissant en téflon.

#### C) Fondations

Les fondations sont conçues en vue d'obtenir le tassement minimum du terrain de fondation, de façon à satisfaire à la prescription essentielle de faible déformation de la voie. Elles sont de deux types suivant la nature du sol.

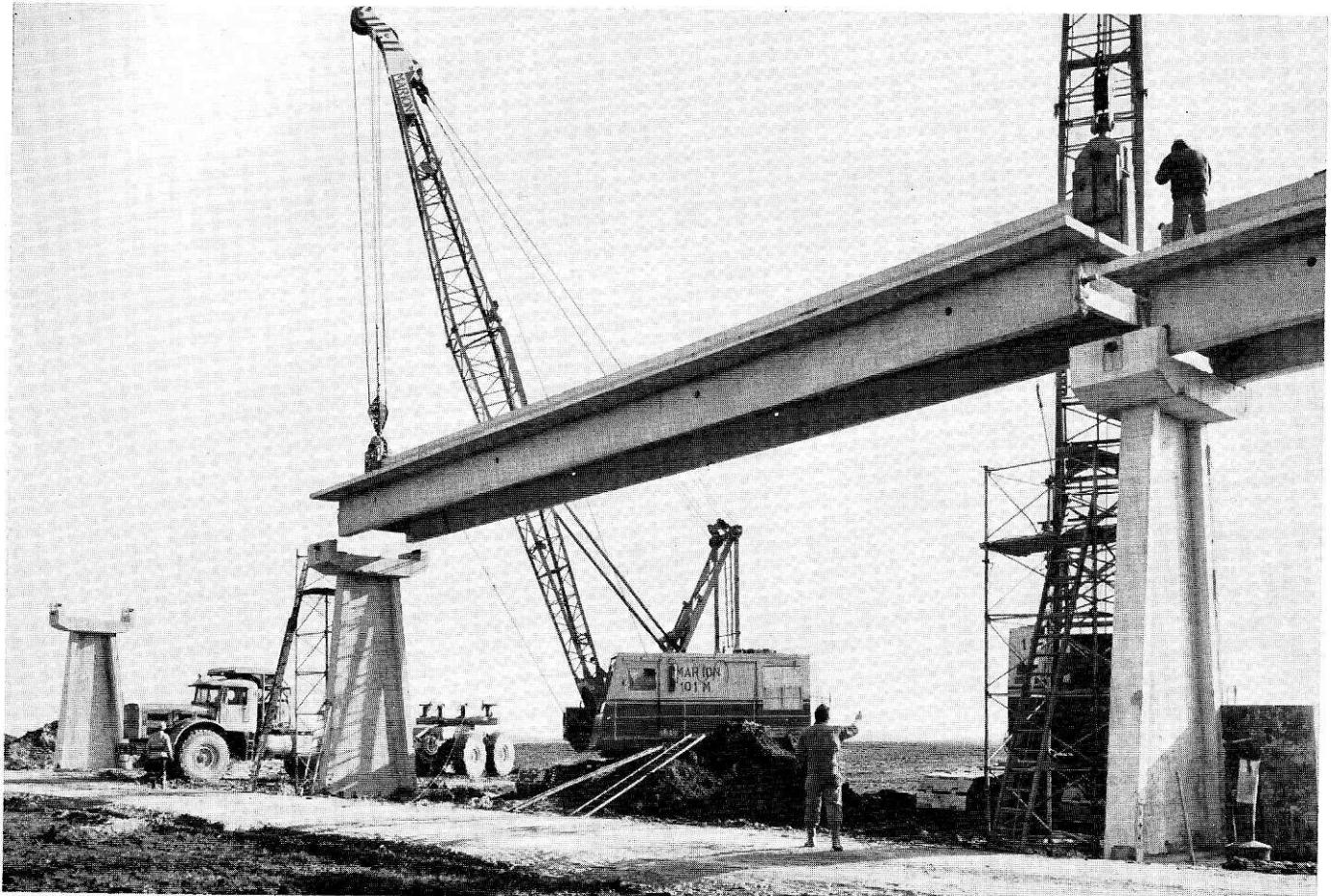
Le terrain de fondation est en effet constitué par un calcaire tendre, le calcaire de Beauce, recouvert d'une épaisseur variable de limon sableux, épaisseur variant de 1 m à 10 à 12 m.

Jusqu'à une profondeur de 5 m, nous avons fondé les piles sur des puits de grand diamètre: 1,50 m à 2 m.

Au-delà, les fondations sont constituées par des pieux battus du type West inclinés à 20 pour cent. Les pieux ont un diamètre de 0,38 m, 0,45 m ou 0,525 m.

Les piles centrales et les piles d'extrémité reposent sur 4 pieux ou 4 puits; les piles intermédiaires reposent seulement sur 2 pieux ou deux puits puisqu'elles ne sont pas soumises à des efforts longitudinaux.

7



La reconnaissance continue du terrain a été effectuée par les méthodes sismiques et électriques; elle a été ensuite contrôlée par des sondages et des essais au pénétromètre isolés.

#### D) *Equipement de la voie*

Des joints de dilatation permettant de grands déplacements ont été prévus aux jointions des éléments continus de 120 m.

La transmission des efforts horizontaux tant transversaux que longitudinaux de la poutre aux appuis est assurée par des dispositifs métalliques de blocage. Ces blocages permettent le recalage de la poutre aussi bien en niveaux qu'en alignement en cas de mouvements des fondations.

### IV - PROBLÈMES RENCONTRES LORS DE L'ÉTUDE de l'Aérotrain

L'étude de la voie de l'Aérotrain nous a conduit à des développements intéressants de certains problèmes de Résistance des Matériaux, en raison du caractère complexe des phénomènes. Citons les exemples suivants:

#### A) *Etude des phénomènes de torsion flexion*

Les efforts transversaux, appliqués à mi-hauteur du rail de guidage, entraînent dans la poutre des moments de torsion. La forme de la poutre, comportant deux âmes, a été conçue pour équilibrer la majeure partie du moment de torsion par flexion des âmes dans des plans verticaux. Une poutre qui n'aurait comporté qu'une

seule âme aurait été soumise à des contraintes de cisaillement inadmissibles.

B) *Etude des périodes propres de vibrations de flexion* tant dans un plan vertical que dans un plan horizontal. Cette étude a été faite en utilisant la méthode de Rayleigh, et en tenant compte de la rigidité des appuis. Elle nous a montré que les périodes variaient considérablement suivant la travée à laquelle était appliquée la sollicitation. C'est là un avantage propre aux poutres continues permettant d'éliminer les risques de mise en résonance de la voie lors du passage du véhicule.

#### C) *Etude des effets du fluage du béton*

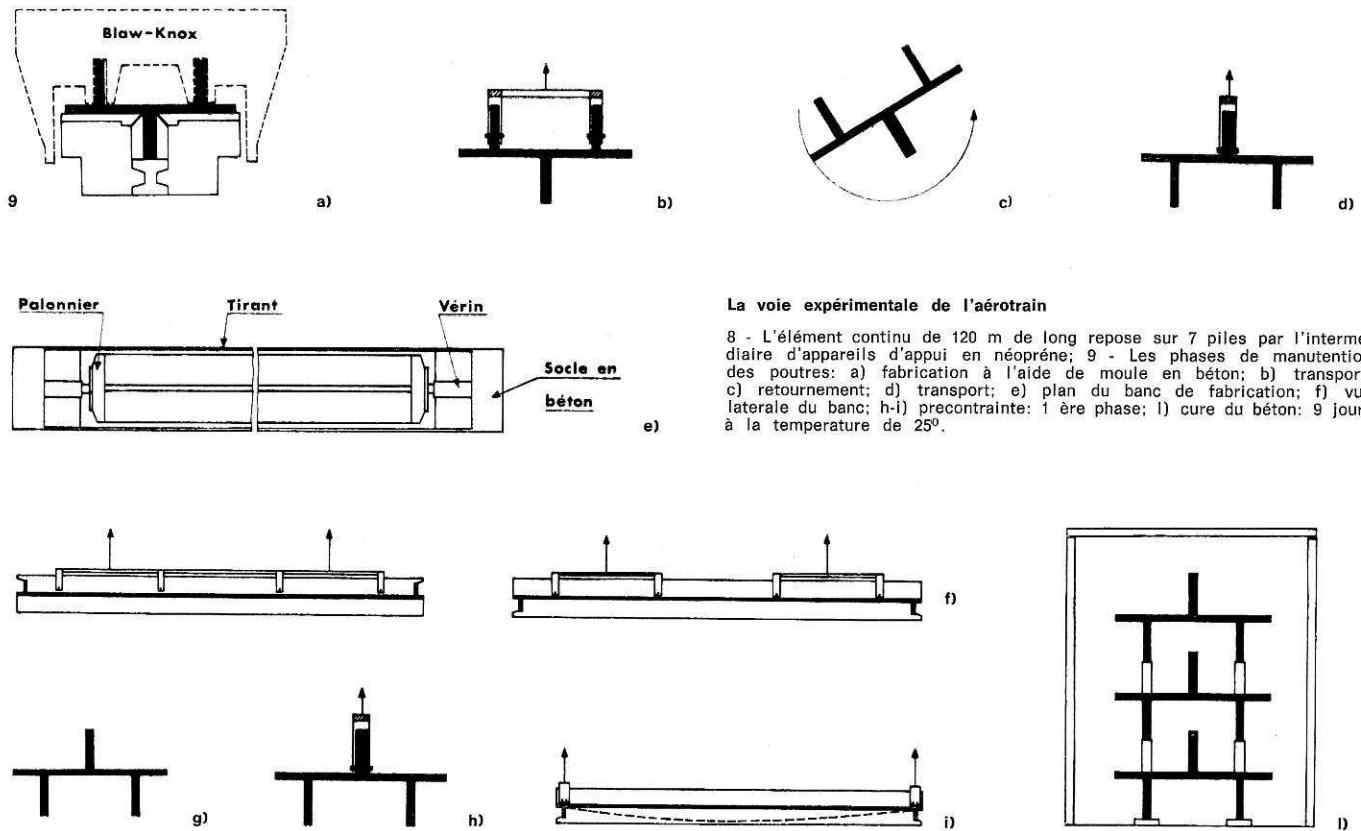
Ce problème existe pour tous les ouvrages en béton précontraint construits par phases successives, comme les ponts en encorbellement, dont la définition varie suivant les étapes de la construction. Cette étude, qui fera l'objet d'une conférence particulière, permet de voir comment se modifie l'équilibre du système au cours du temps et de calculer les déformations différencées.

Les déformations différencées, en grande partie empêchées par les liaisons hyperstatiques, ne sont plus proportionnelles aux déformations élastiques instantanées comme dans les systèmes hyperstatiques. Par un dosage et un tracé convenable de la précontrainte isostatique et de la précontrainte hyperstatique, les déformations différencées de la voie de l'Aérotrain ont pu être réduites à des valeurs extrêmement faibles, de l'ordre du vingtième des déformations différencées que l'on aurait obtenues en réalisant la voie au moyen de travées indépendantes.

C'est probablement l'avantage essentiel d'avoir utilisé des poutres continues pour la voie de l'Aérotrain.

8





#### La voie expérimentale de l'aérotrain

8 - L'élément continu de 120 m de long repose sur 7 piles par l'intermédiaire d'appareils d'appui en néoprène; 9 - Les phases de manutention des poutres: a) fabrication à l'aide de moule en béton; b) transport; c) retournement; d) transport; e) plan du banc de fabrication; f) vue latérale du banc; g-i) précontrainte: 1 ère phase; h) cure du béton: 9 jours à la température de 25°.

#### D) Etude de la mise en forme des poutres de devers par prédéformation des poutres

Cette étude est une conséquence de l'étude des déformations différées qui vient d'être mentionnée.

A l'entrée et à la sortie des courbes, le tracé en plan présente une zone de raccordement en forme de parabole cubique qui permet la mise en devers de la voie. Dans ces zones, les poutres sont gauches et leur préfabrication pose un problème difficile à résoudre économiquement. Nous avons pensé à les gauchir artificiellement en leur imposant pendant quelques jours, lorsque le béton est encore jeune, un gauche supérieur à celui à obtenir en définitive. La déformation permanente qui en résulte permet d'obtenir une poutre gauche qui ne supporte que des contraintes très faibles du fait de ce gauchissement.

#### E) Etude des effets des efforts transversaux en tête des piles

Compte tenu de la vitesse importante du véhicule, ces efforts s'appliquent et disparaissent en des temps très courts. Il nous a paru intéressant d'étudier les effets dynamiques de ce phénomène en tenant compte de l'inertie et de l'amortissement du système.

#### V - EXECUTION DES TRAVAUX

La précision exigée pour la voie de l'Aérotrain, inhabituelle dans la pratique courante du béton précontraint, et la nécessité de fabriquer les poutres d'une manière industrielle nous ont conduit à adopter la tech-

nique de la préfabrication, et à concevoir et installer dans ce but une usine implantée au milieu du tronçon de 18 km. Cette usine permet de préfabriquer chaque jour quatre poutres et quatre piles avec leurs chevêtres, soit 80 m de voie par jour. Bornons-nous aux particularités essentielles de l'exécution.

#### A) Préfabrication des piles

Rappelons qu'il existe trois types de piles: piles centrales, piles intermédiaires et piles de rives; suivant le profil du terrain, qui est différent de celui de la voie, ces piles peuvent être plus ou moins hautes.

Les piles, en béton armé, sont coulées dans des coffrages métalliques spécialement étudiés. Un étuvage durant la nuit permet de procéder au décoffrage dès le lendemain du jour de coulée.

#### B) Préfabrication des poutres

Il existe deux types de poutres: les poutres courantes et les poutres situées à l'extrémité des éléments de 120 m.

Ces deux poutres ne diffèrent que par la longueur des âmes, les surfaces de sustentation et de guidage restent identiques.

Les poutres d'extrémités ont en effet des âmes plus courtes, afin de ménager les emplacements nécessaires à la mise en oeuvre de la précontrainte hyperstatique.

La précision exigée pour les surfaces de sustentation et de guidage imposait des moules dont les caractéristiques géométriques devaient être exactes au millimètre près.

D'autre part, les poutres devaient être nécessairement coulées à l'envers pour obtenir les surfaces de sustentation et de guidage par moulage, et non par talochage manuel incompatible avec les tolérances.

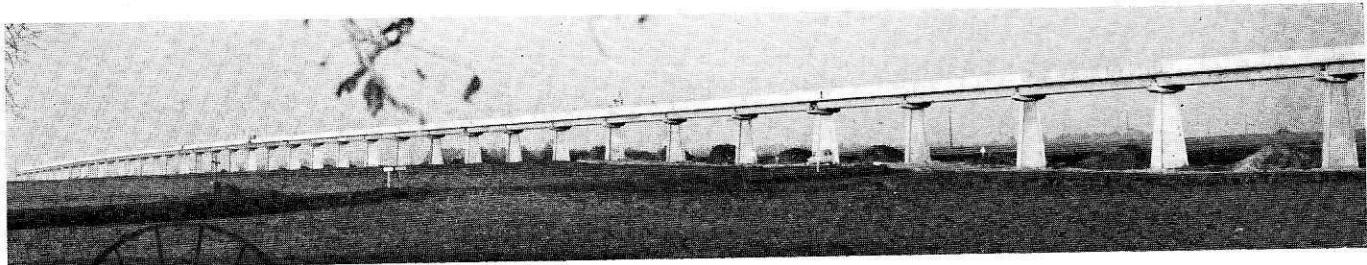
Nous avons donc réalisé des moules très rigides en béton. Chaque moule de 20 m de longueur est constitué par l'assemblage de 10 éléments de moule de 2,00 m de longueur réalisés à partir d'un unique moule métallique extrêmement rigide et entièrement usiné. Chaque élément de moule est posé sur des vérins à vis permettant un réglage extrêmement précis dans les trois dimensions. Une fois les réglages effectués, l'ensemble des éléments de moule est solidarisé par des armatures de précontrainte. Ces moules en béton permettent donc de coffrer avec une très grande précision la table horizontale et le rail de guidage. Le décoffrage est réalisé au moyen de dispositifs pneumatiques.

Le coffrage des âmes qui ne demande pas une précision aussi rigoureuse est réalisé au moyen d'un coffrage portique Blaw Knox commandé hydrauliquement. Ce coffrage permet en particulier des âmes d'inclinaison variable par rapport à la table pour les raccordements et les courbes. En effet, dans les courbes, la

deux palonniers métalliques attachés sur le rail de guidage et transportés par le pont roulant à l'atelier de mise en précontrainte, où elles sont précontraintes au moyen de deux armatures F. 4.500 tendues initialement à 64,4 tonnes (Effort de rupture nominal garanti: 74,8 tonnes).

Les poutres sont ensuite transportées dans des cellules de stockage dans lesquelles elles sont conservées huit jours à une température de 25° C. en atmosphère humide. C'est dans ces cellules de stockage que l'on donne aux poutres des raccordements entre alignements et courbes le gauche surabondant dont il a été parlé précédemment.

Toutes les précautions ont donc été prises pour obtenir au moyen d'une cure particulièrement soignée du béton, non pas un béton exceptionnel au point de vue résistance, mais un béton extrêmement régulier dont les modules d'élasticité instantanée et différée présentent une faible dispersion. Ce n'est qu'à cette condition que l'on peut calculer les déformations différenciées et les réduire au maximum par un tracé convenable de la précontrainte en effet, ce tracé dépend des caractéristiques mécaniques du béton.



**La voie expérimentale de l'aérotrain**

10 - Destinée à relier dans le futur Paris à Orléans, elle a actuellement une longueur de 18 Km, avec courbure minimum de 10.000 m de rayon et devers en courbe de 7 pour cent

table et le rail de guidage s'inclinent suivant le devers, mais les âmes restent verticales.

Les moules sont calorifugés et un conditionnement d'air permet de maintenir pendant 36 heures une ambiance à la température de 25° C et à 99 pour cent d'humidité. Dans ces conditions, avec les bétons utilisés qui ont été particulièrement étudiés (Agrégats 0/2 : 488 kg; 4/12 : 472 kg; 12/22 : 952 kg; Ciment: 400 kg; Eau: 98,66 kg; Plastiment non dilué 0,1% du poids du ciment), le décoffrage peut s'effectuer au bout de 36 heures, les résistances obtenues à cet âge dépassant 250 bars.

Une fois décoffrées, les poutres qui pèsent chacune 45 tonnes, sont saisies à l'aide de deux palonniers (les points d'attache sur les âmes sont tels que le peu d'armatures de béton armé que contient la poutre suffit à assurer sa résistance) et transportées au moyen d'un pont roulant dans l'appareil de retournement.

Cet appareil est constitué par deux vérins de 1000 tonnes permettant d'exercer dans la poutre une précontrainte globale provisoire de 530 tonnes. Le retournement de la poutre ainsi précontrainte s'effectue par rotation des pistons des vérins dans les cylindres.

Après retournement, la poutre est saisie à l'aide de

### C) Transport et mise en place des poutres

A l'issue de la cure dans les cellules de stockage, la poutre est reprise au pont roulant et chargée sur un véhicule de transport spécialement adapté (fardier) qui la transporte au lieu d'utilisation. Elle est mise en place sur ses appuis à l'aide de deux grues. Le réglage de la voie se fait dans le sens vertical et dans le sens latéral à l'aide de cales d'épaisseurs calibrées, les poutres étant soulevées et ripées par vérins hydrauliques. Il convient de noter que le système prévu qui permet le premier réglage de la voie, peut être utilisé pour des réglages ultérieurs.

### VI - OUVRAGES ANNEXES

Le tronçon de voie de 18 km comportera en son centre une plateforme de 5000 cm<sup>2</sup> environ, située au niveau de la voie et sur laquelle seront installés les bureaux, ateliers et garages nécessaires à l'expérimentation du véhicule.

Au droit de la plateforme, la voie comportera un

rail de guidage escamotable permettant au véhicule de sortir de la voie et d'évoluer sur la plateforme.

Deux plateformes de 1000 m<sup>2</sup> environ chacune sont également prévues aux extrémités du tronçon de 18 km.

Ces plateformes seront munies d'un rail de guidage pivotant à la façon d'un pont tournant pour permettre au véhicule de se retourner en bout de tronçon.

## VII - LE VÉHICULE

Le véhicule est prévu pour une capacité normale de 80 passagers avec la possibilité de transformation rapide en version grand confort (64 passagers) ou haute densité (96 passagers).

Le véhicule est insonorisé, chauffé et ventilé. Les

groupes moteurs sont montés sur suspensions élastiques afin d'éliminer les vibrations. Les différents compartiments moteurs sont insonorisés. Un silencieux d'admission d'air est monté à l'entrée des ventilateurs de sustentation.

Les performances seront les suivantes:

— Vitesse de croisière . . . . .	250 km/h
— Vitesse maximale . . . . .	300 km/h
— Distance d'accélération de 0 à 250 km/h . . . . .	2.500 m
— Distance d'arrêt opérationnelle à partir de 250 km/h . . . . .	1.750 m
— Poids du véhicule à vide . . . . .	12 tonnes
— Poids du véhicule en charge . . . . .	20 tonnes

# Les viaducs de l'autoroute A 53 de Roquebrune à la frontière italienne

## I - PREAMBULE

L'Autoroute A 53 raccorde l'Autoroute italienne des Fleurs à la Grande Corniche, à proximité du village de Roquebrune.

En raison de l'urbanisation extrêmement dense de la côte (agglomération de Menton), le tracé de l'autoroute se trouve repoussé de deux à trois kilomètres à l'intérieur des terres, en pleine zone montagneuse. L'autoroute doit donc franchir un certain nombre de vallées au moyen de viaducs et un certain nombre d'éperons au moyen de tunnels.

Après avoir pénétré en France par le tunnel de la Giraude à la cote (197,50), l'autoroute A 53 descend d'abord sur 3,5 km environ jusqu'au point bas à la cote (137,40) sur le viaduc de Carei, après avoir franchi successivement le tunnel du Peyronnet, les trois viaducs de Garavan, du Baousset et du Fossan et le tunnel de Castellar. L'autoroute remonte ensuite sur environ 7 km, du viaduc du Carei au raccordement avec la Grande Corniche (Route Nationale 7) à la cote (345,92), après avoir franchi successivement le viaduc du Borriquo, le tunnel de Sainte Lucie, les viaducs du Pala et du Pescaïre, le tunnel du Sanatorium, les viaducs du Rank et du Gorbio et enfin les tunnels de la Coupière et de Ricard.

On rencontre donc sur un tracé de 10.450 m de longueur 7 tunnels de longueur cumulée: 2542 m pour la voie Nord et 2320 m pour la voie Sud, et 9 viaducs de longueur cumulée 2306 m pour la voie Nord et 2378 m pour la voie Sud.

La longueur des viaducs varie entre 104 m pour le plus court (viaduc du Baousset) à 580 m pour le plus long (viaduc du Carei). La hauteur entre le profil de la chaussée et le terrain naturel est en moyenne de 50 m, et atteint 80 m aux viaducs du Carei et du Pescaïre.

## II - CONCEPTION ET DESCRIPTION DES OUVRAGES

### A) Choix de la structure des ouvrages

Compte tenu du profil en travers des vallées à franchir, on pouvait penser qu'une bonne solution consistait à prévoir des tabliers de grande portée, de l'ordre de 80 m, construits en encorbellement, à partir d'un nombre de piles relativement réduit.

C'est effectivement une telle solution qui était suggérée dans le projet de base établi par le Service des Ponts et Chaussées.

En fait, nous nous sommes orientés vers une formule tout à fait différente, puisque nous avons proposé des ouvrages comportant des travées relativement courtes, peut-être par esprit de contradiction, mais principalement pour les deux raisons suivantes:

En premier lieu, tous les viaducs sont en courbe, avec des rayons qui descendent jusqu'à 400 mètres. Or, quand il s'agit de construire en encorbellement, un ouvrage courbe, les problèmes de résistance à la torsion et les problèmes de réglage des voussoirs lors de la construction deviennent de plus en plus compliqués à mesure que la portée de l'ouvrage augmente.

En second lieu, la région de Menton est sujette aux secousses sismiques; aussi les ouvrages doivent pouvoir résister à des efforts horizontaux provoqués par une accélération égale au dixième de celle de la pesanteur. En conséquence, on avait intérêt à construire des tabliers les plus légers possibles, et pour cela on a trouvé que le meilleur système était de chercher à avoir des portées faibles, puisque le poids unitaire d'une travée croît rapidement lorsque sa portée augmente.

Encore fallait-il s'assurer que la réduction de portée des travées n'entraînait pas en contrepartie certains inconvénients majeurs.

Le premier point à vérifier était le bilan économi-

que; en réduisant les portées, on multiplie le nombre des piles; en revanche, en allégeant le tablier, on diminue les moments de renversements, donc l'empattement des semelles de fondations. Il en résulte une réduction sensible du prix des fondations.

Finalement, le bilan s'est avéré très largement positif, surtout en raison des difficultés que nous avons rencontrées au cours des travaux et qui auraient encore été plus grandes s'il avait fallu faire de larges massifs de fondations.

Deuxième point à vérifier: certains zones étaient interdites pour l'implantation des piles, soit par suite d'un accident géologique, soit par suite de la présence d'une voie de communication à conserver, soit enfin par suite d'une expropriation impossible. Nous avons eu beaucoup de difficultés à trouver une implantation des piles satisfaisant à ces conditions.

Enfin dernier problème à examiner, l'esthétique des ouvrages. Le rapprochement des piles dans des ouvrages hauts peut, sous certains angles de vues, donner l'impression d'un véritable barrage obstruant la vallée. Nous nous sommes donc livrés à diverses études sur photomontages en faisant varier la longueur des travées et les dimensions longitudinales et transversales des piles avant d'arrêter définitivement notre choix.

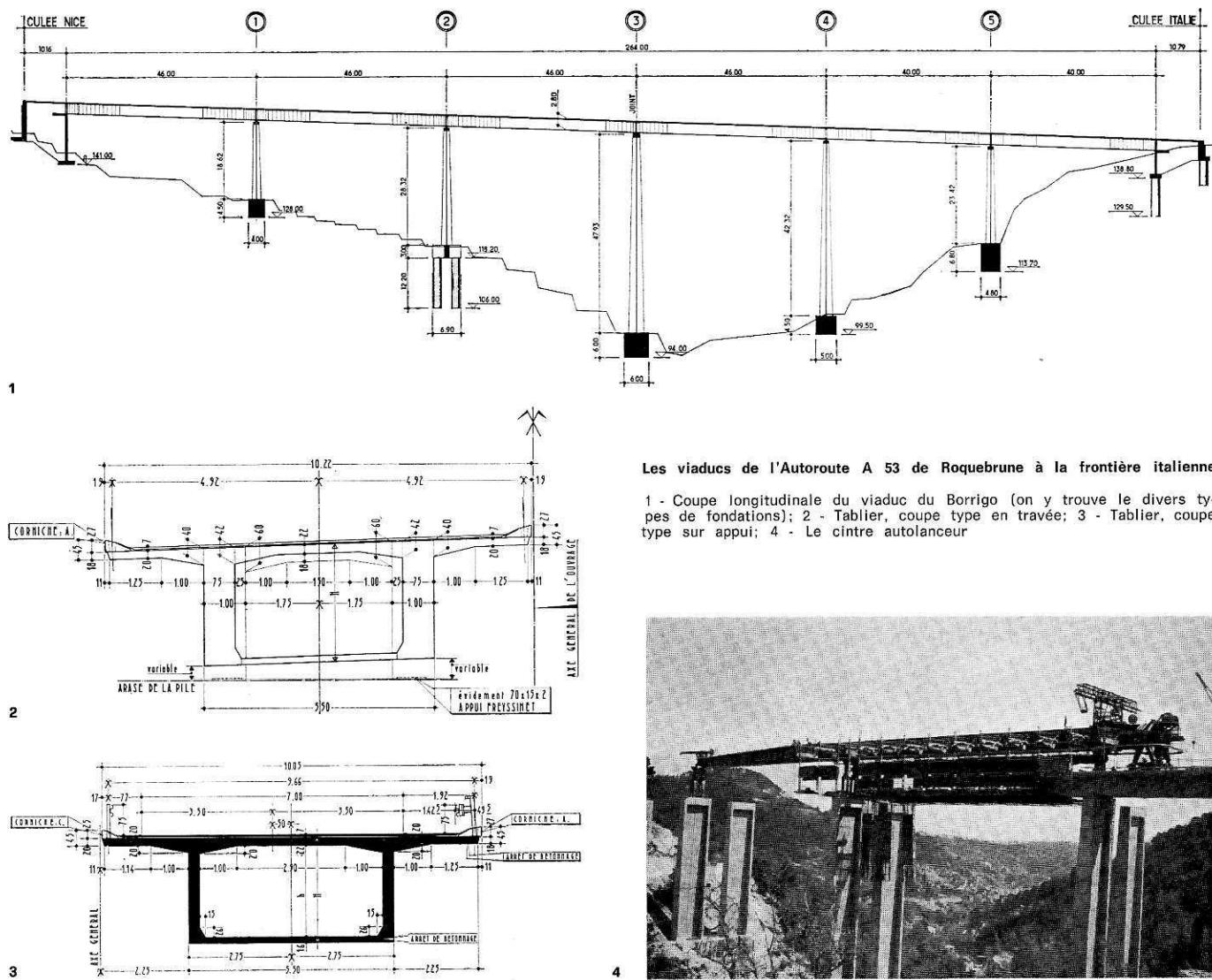
Finalement tous les problèmes ont pu être résolus en adoptant des portées de 32 m 40 m, 46 m et 50 m. Le nombre total des travées pour les neuf viaducs est de 110.

### B) Piles et culées

La conception des appuis est sans doute l'un des points les plus originaux du projet des viaducs. Et ce sont encore là les problèmes posés par la résistance aux efforts horizontaux dus aux séismes qui nous ont conduit aux dispositions décrites ci-après.

Pour résister aux efforts transversaux qui s'exercent dans les sens transversal, il n'y a pas d'autre moyen que de donner aux fûts des piles une inertie suffisante pour pouvoir travailler en console encastrée dans la fondation.

Si l'on applique la même méthode pour résister aux efforts longitudinaux, on aboutit pour les fûts des piles à un profil tubulaire extrêmement lourd, donnant à l'ouvrage un aspect peu agréable; en outre l'importance des fondations, qui doivent supporter les moments d'encaissement des fûts des piles, est pratiquement doublée. Nous avons donc pensé, en ce que concerne les efforts longitudinaux, que le moyen le plus sûr et le plus



économique était tout simplement de les transmettre aux appuis les plus aptes à résister aux efforts horizontaux parce qu'ils ont une faible hauteur et ont une grande longueur, c'est-à-dire aux culées. Nous avons donc, pour ouvrages de plus de 200 m de longueur, encastré le tablier dans chaque culée, le joint de chaussée se trouvant par conséquent au milieu de l'ouvrage, sur la pile la plus haute. Pour les ouvrages de moins de 200 m de longueur, le tablier n'est encastré que dans l'une des culées, le joint de chaussée se trouvant sur l'autre culée.

En conséquence, on a pu donner aux fûts des piles une épaisseur faible dans le sens longitudinal, ce qui, d'une part, améliore l'aspect des ouvrages, d'autre part, permet, en raison de la grande souplesse des piles, d'absorber les variations de longueur du tablier dues au retrait, au fluage et à la température. Le tablier peut donc reposer sur les piles par de simples appuis fixes, constitués par des articulations Freyssinet.

Il découle de tout cela que la section la plus rationnelle pour les fûts des piles est une section en doubleté, ayant une forte inertie transversale et une faible inertie longitudinale.

La hauteur du doubleté est de 5,50 m, l'épaisseur de l'âme 0,20 m et l'épaisseur des membrures 0,50 m. En élévation, les piles ont 1,40 m de largeur à leur sommet, et cette largeur croît du sommet à la base, grâce à un fruit de 1/50 donné aux parements des membrures; une pile de 50 m de hauteur a donc 3,40 m de largeur en élévation à sa base. Ce fruit était nécessaire pour assurer la stabilité à la construction. Il contribue également à l'excellent aspect des piles.

Le nombre total des piles est 92 et leur longueur cumulée de 3476 m.

Les culées sont conçues pour absorber les efforts horizontaux et pour supporter éventuellement les moments d'encastrement du tablier. La disposition générale des culées est la suivante: un mur de front avant et un mur arrière formant contre-poids sont réunis par des voiles latéraux prolongeant les âmes du tablier; on obtient ainsi une grande inertie longitudinale pour un volume de béton relativement faible. Lorsque le tablier est encastré dans la culée, les armatures de précontrainte sont ancrées dans le mur arrière; l'encastrement du tablier sur une culée ne coûte donc que l'allongement de quelques mètres des armatures de précontrainte du tablier. La dalle sous chaussée sur les culées est identique à celle du tablier.

### C) Fondations

Apparemment, le problème des fondations paraît très simple; un terrain dur se trouvant à une profondeur nulle ou relativement faible et, effectivement, nous n'avons rencontré aucune difficulté, que ce soit pour les problèmes de force portante ou pour les problèmes de tassement. Pourtant c'est en fondation que nous avons eu les problèmes les plus difficiles à résoudre en raison de l'instabilité des pentes.

Les terrains extrêmement variés (jurassique, crétacé, éocène, oligocène, miocène, quaternaire) sont en gros de deux catégories: soit des bancs de calcaires fortement diaclasés, avec des pendages souvent défavorables, soit des flyschs de l'oligocène qui sont des alternances de grès plus ou bien moins cimenté et de marnes assez plastiques. Les flyschs sont extrêmement

sensibles à l'eau qui peut se mettre en charge dans les fissures du grès et entraîner des éboulements ou de grands glissements. On trouve pratiquement des flyschs à l'origine de tous les grands glissements qui se sont produits dans les Alpes.

Il a donc fallu, pour se prémunir contre le danger très sérieux de glissement d'ensemble du sol de fondation, prendre certaines précautions: d'abord reporter les charges à une profondeur suffisante pour que le plan des divers appuis fasse avec l'horizontale un angle de talus plus stable, et qu'en cas de pendage défavorable, le banc sur lequel repose la fondation soit contrebuté par l'autre versant; ensuite, chaque fois que cela était possible, évacuer par des drains sub-horizontaux susceptibles de débiter en permanence, l'eau emmagasinée dans les terrains, de façon à diminuer la pression interstitielle et à augmenter la pression normale sur les plans de glissements; enfin agir sur les talus eux-mêmes, soit en écrétant leur tête, de façon à alléger l'élément moteur du glissement, soit en remblayant le fond du thalweg pour caler le pied des talus.

On trouve donc deux types de fondations pour les ouvrages. Quand il n'y avait pas danger de glissement, on a eu tout simplement recours à des semelles superficielles, en béton armé pour les culées et en béton ordinaire pour les piles. Lorsqu'il y avait danger de glissement, on a réalisé des fondations profondes au moyen de puits de gros diamètre, fortement armés ( $70 \text{ kg/m}^3$ ) pour résister aux efforts horizontaux. Ces puits sont au nombre de quatre sous chaque pile, leur diamètre varie de 1,80 à 3,00 m et ils descendent parfois jusqu'à 16 mètres de profondeur.

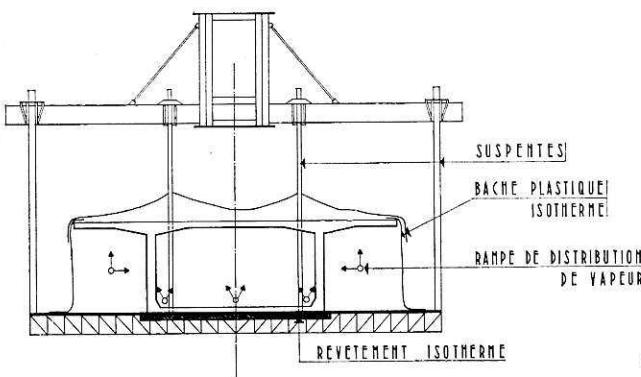
L'importance des travaux d'exécution des puits est bien mise en évidence par leur longueur cumulée qui est d'environ 4.700 m.

### D) Tablier

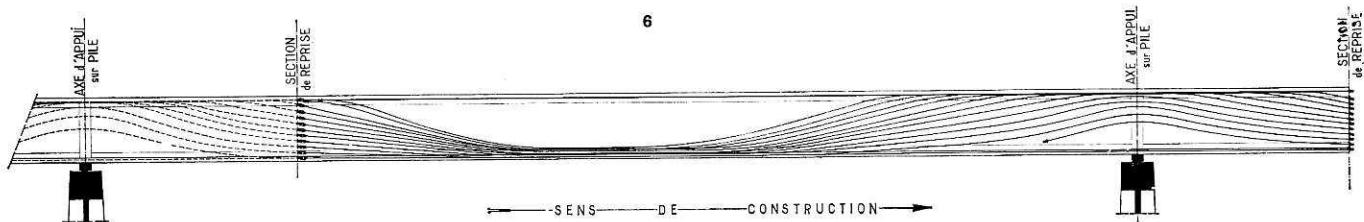
Dans le domaine des portées que nous avions choisies, on pouvait envisager une réalisation par travées indépendantes en poutres préfabriquées. Nous avons écarté cette solution d'abord parce que la préfabrication n'est pas idéale quand il faut construire des ouvrages où tout varie: courbure, pente et devers, mais surtout par suite du manque d'emplacements suffisamment vastes pour installer un parc de préfabrication à proximité de chaque viaduc, en raison de l'imbrication des chantiers de terrassements et de tunnels.

En coupe transversale, la section est du classicisme le plus strict: un caisson unique de 5,50 m de largeur comportant deux dalles en encorbellement de 2,36 m (côté extérieur) et 2,19 m (côté intérieur); l'épaisseur du hourdis sous chaussée est 0,22 m et celle du hourdis inférieur 0,16 m.

La hauteur des caissons est constante: 2,80 m pour les travées de plus de 40 m portée (6 ouvrages) et 2,20 m pour les travées de portées inférieures ou égales à 40 mètres (3 ouvrages: Gorbio, Rank et Garavan). En effet, pour les portées envisagées, la hauteur variable n'a pas grand intérêt. D'autre part, du point de vue de l'aspect, un tablier de hauteur constante était beaucoup plus en harmonie avec la forme donnée aux piles. Enfin, dans un projet où tout varie, nous aurions été insensés de laisser passer l'occasion d'avoir au moins une donnée constante.



5



6

#### Les viaducs de l'Autoroute A 53 de Roquebrune à la frontière italienne

5 - Schéma du dispositif d'étuvage; 6 - Précontrainte longitudinale d'une travée; 7-8 - Schéma de principe du cintre autolanceur; vue longitudinale et coupe transversale; 9 - Dispositif d'avancement du cintre.

En plan comme en devers ou en profil en long, le tablier suit rigoureusement les caractéristiques du tracé de l'autoroute. Pour la courbure en plan, les âmes suivent la courbure de façon continue; pour les devers, ce sont les dalles supérieures et inférieures qui pivotent, les âmes restant toujours verticales. C'est un des avantages de la poutre caisson de pouvoir ainsi s'adapter facilement aux caprices du tracé.

La précontrainte est constante d'une extrémité à l'autre de chaque ouvrage, les reprises d'armatures se faisant au voisinage du point de moment nul, dans une section où les armatures de précontrainte sont réparties sur toute la hauteur de l'âme, ce qui facilite la mise en tension et le rabotage des armatures. Le nombre de câbles et la tension à l'ancrage varient selon la portée des travées et le type de précontrainte utilisé: de 20 à 40 armatures SEEE F 7-500 (7 torons d'un demi-pouce) tendues initialement à 112 tonnes; de 14 à 20 armatures BBR-B (30 fils de 7 mm) tendues initialement à 156 tonnes.

### III - EXECUTION DES TRAVAUX

#### A) Piles et cuiées

En ce qui concerne l'exécution des appuis, deux points seulement méritent une mention particulière:

1) L'exécution dans le rocher de puits de grande profondeur. C'est un problème assez délicat, pour lequel nous avons adopté deux méthodes selon la qualité du rocher: le procédé de l'autoblindage, en coulant des anneaux successifs de béton, et un procédé inspiré de celui utilisé dans le lot des terrassements généraux, avec prédécoupage du puits à l'explosif permettant une excavation rapide sur toute la hauteur (presplitting);

2) L'exécution des fûts des piles - Cette exécution s'est faite par le procédé classique des coffrages glissants qui sont parfaitement adaptés à la forme donnée aux piles. Cette méthode permet de construire de 6 à 8 m de hauteur par jour, soit environ 0,30 m par heure, temps de prise du béton. Les armatures sont constituées

de barres verticales de 32 mm de diamètre et de 6 m de longueur et de cadres horizontaux.

#### B) Tablier

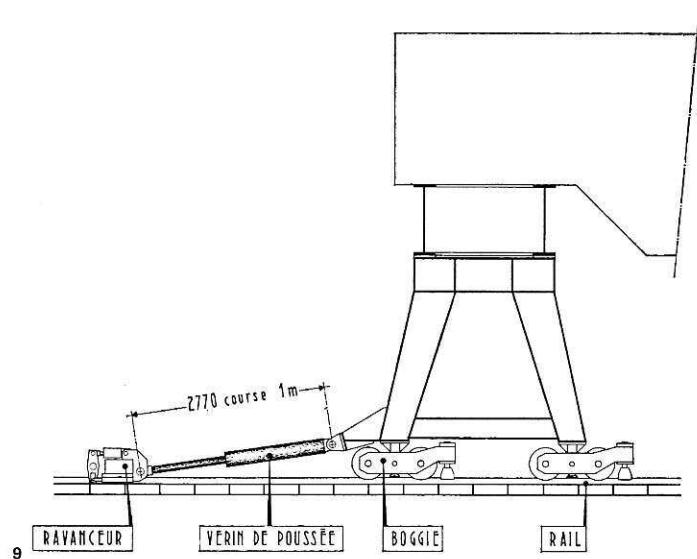
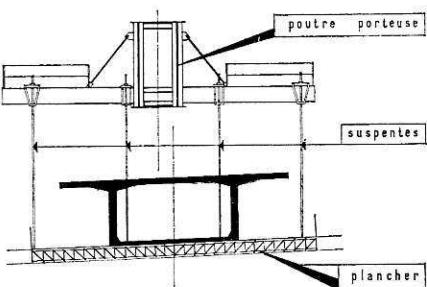
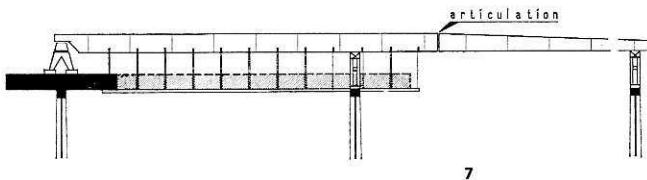
Lorsqu'on envisage la construction d'un tablier continu dont le coffrage est rendu difficile soit par l'importance des travées, soit par la hauteur des piles, on pense immédiatement au procédé de construction en encorbellement.

Nous n'avons pu retenir ce procédé en raison même de la conception du projet, et en particulier des piles. Celles-ci sont en effet beaucoup trop flexibles pour qu'on puisse y encastrer, même à titre provisoire, un tablier construit en encorbellement. En outre, le problème du joint de tablier situé sur une pile aurait posé de problèmes insolubles.

Devant ces difficultés, nous nous sommes demandé si le coulage en place sur cintre ne constituait pas en définitive la meilleure solution. Pour être économique, un tel cintre devait avoir de nombreux réemplois. Il devait pouvoir passer rapidement d'un ouvrage à l'autre. De plus, étant donné la hauteur au-dessus du terrain naturel, il était intéressant d'utiliser des poutres d'échafaudage de portées identiques à celles du tablier, afin de bénéficier des appuis définitifs de l'ouvrage. De ces considérations est née l'idée de couler le béton travée par travée sur un cintre mobile autolanceur susceptible de se déplacer de pile à pile grâce à un avancier.

Les reprises ne se font pas sur l'appui, mais à une distance égale environ au cinquième de la portée, le monolithisme de la construction étant assuré en rendant continues les armatures de précontrainte au moyen de manchons de raccordement.

Un cintre autolanceur est constitué d'une structure porteuse principale et d'un plancher de service sur lequel on vient poser le coffrage. On a le choix entre deux solutions: ou mettre le plancher sous la structure porteuse ou le mettre au dessus. La deuxième solution implique que la plateforme de montage du cintre soit nettement au-dessous de la chaussée future; il faut



évidemment la hauteur du tablier plus la hauteur du cintre.

Or, en raison des travaux de terrassement de l'autoroute, le niveau de l'aire de montage du cintre ne pouvait être que celui de la plateforme de l'autoroute. C'est pourquoi nous avons adopté la première solution, consistant à suspendre le plancher à la structure porteuse.

La structure porteuse des deux cintres autolanceurs pour travées de 50 m est constituée par une poutre caisson métallique de hauteur constante 3,50 m et de 65 m de longueur prolongée par un avant-bec de hauteur variable et de 42 m de longueur.

Cette structure est composée d'éléments soudés de 6 m de longueur assemblés par boulons à haute résistance, ce qui permit le déplacement d'un ouvrage à l'autre sur des chemins au tracé tourmenté. Les dimensions de la structure porteuse du cintre autolanceur pour travées de 40 m sont un peu plus faibles.

Tous les quatre mètres sont disposés, perpendiculairement à la poutre caisson constituant la structure porteuse, des bras latéraux qui servent de supports d'accrochage aux suspentes du plancher de service.

Le plancher proprement dit est composé de panneaux de 4 m de long sur 12 m de large attachés à chaque bras par quatre suspentes, deux suspentes de rive qui servent pendant la translation du cintre, et deux suspentes centrales escamotables qui ne sont mises en place que pour le coulage du béton; à ce moment là, ce sont elles qui supportent la quasi-totalité de la charge.

Pour assurer les déplacements du cintre, il est prévu un organe de translation arrière qui est un portique roulant sur le tablier déjà construit, et un organe de translation avant constitué par des trains rouleurs express posés sur des palées métalliques provisoires scellées sur les sommiers des piles. A noter que la partie basse de ces palées traverse le tablier après coulage, grâce à des fenêtres provisoires.

Pour que les planchers échappent aux fûts des piles en période de translation du cintre, les panneaux peuvent pivoter autour des suspentes de rive, soit d'un côté, soit de l'autre, pour se placer en position verticale.

Les problèmes majeurs d'utilisation du cintre ont

tous pour origine l'obligation de l'adapter aux caractéristiques variables du tracé de l'autoroute.

Pour le réglage en plan, les rayons descendant dans certains cas à des valeurs telles que l'avant-bec aurait échappé complètement à la pile qu'il doit atteindre si l'on avait conservé un ensemble porteur rectiligne. Il a donc fallu prévoir entre la poutre porteuse et l'avant-bec une articulation d'axe vertical permettant des déplacements horizontaux de l'avant-bec.

Mais cela n'a pas été suffisant. Il a fallu également prévoir sur le portique arrière un appui de la poutre caisson ripable transversalement pour faire chasser l'arrière du cintre, de façon à lui faire épouser tous les virages de l'autoroute.

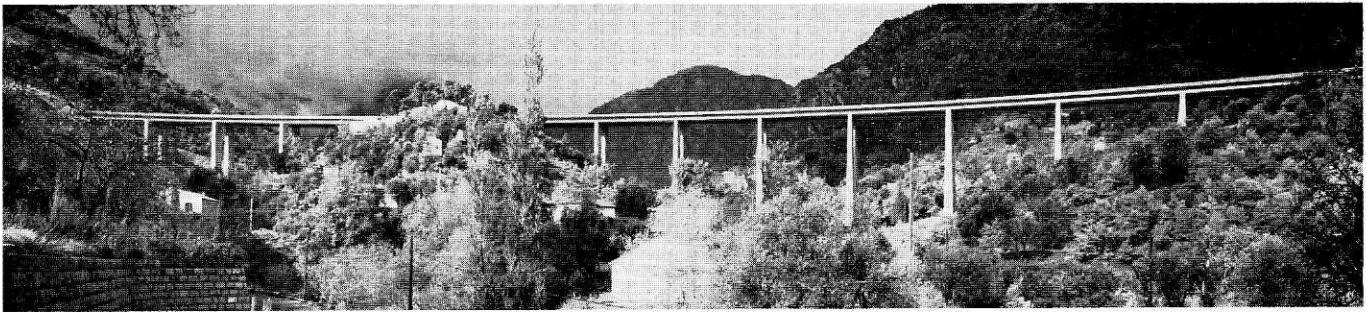
Quant au réglage du profil en long et du devers, il est en théorie très simple: il suffit de jouer sur la longueur des suspentes. Celles-ci sont munies de tiges filetées que l'on visse ou que l'on dévisse pour obtenir les niveaux désirés. C'est un système qui permet entre autres de donner les contreflèches nécessaires; les contreflèches sont calculées au moyen de deux programmes électroniques qui fournissent un plan de nivellement pour chaque travée de viaduc.

Cependant, si on veut que les suspentes ne subissent pas de moments secondaires, il faut qu'elles restent toujours verticales, quel que soit le devers et quelle que soit la pente, d'où la nécessité de réaliser des assemblages comportant de nombreuses articulations.

En résumé, pour arriver à résoudre tous les problèmes de réglage et de déplacement du cintre, il a fallu introduire dans une structure très simple de charpente métallique, de nombreux organes mécaniques.

Pendant la translation du cintre, les piles sont hau-bannées de manière que les déplacements des têtes de piles soient limitées aux valeurs permises par le calcul.

Au point de vue exécution proprement dite des travées, le cintre est l'outil à tout faire du chantier; il est muni d'une grue et d'un monorail permettant la mise en place du béton, des armatures, et également la manipulation des coffrages. Il est en outre muni d'un appareillage qui permet l'étuvage des travées, parce qu'avec un tel système, il est évident qu'on n'a pas intérêt à attendre longtemps le durcissement du béton.



11

On a donc prévu un étuvage systématique de toutes les travées.

L'étuvage commence six heures après la fin du bétonnage; la montée en température dure également six heures, et nous avons limité la température de la vapeur à 80 degrés, ce qui donne au cœur du béton 65 degrés seulement. C'est largement suffisant pour avoir la résistance nécessaire pour mettre en tension, décoffrer et riper le cintre, 24 à 36 heures après le bétonnage.

Pour réaliser l'ensemble des ouvrages, nous avons mis en oeuvre trois cintre autolanceurs, car il y avait 110 travées à couler. Actuellement sur l'un des cintres où le travail s'effectue à trois postes, la cadence est de huit jours par travée.

#### **Les viaducs de l'Autoroute A 53 de Roquebrune à la frontière italienne**

10-11 - Les viaducs achevés

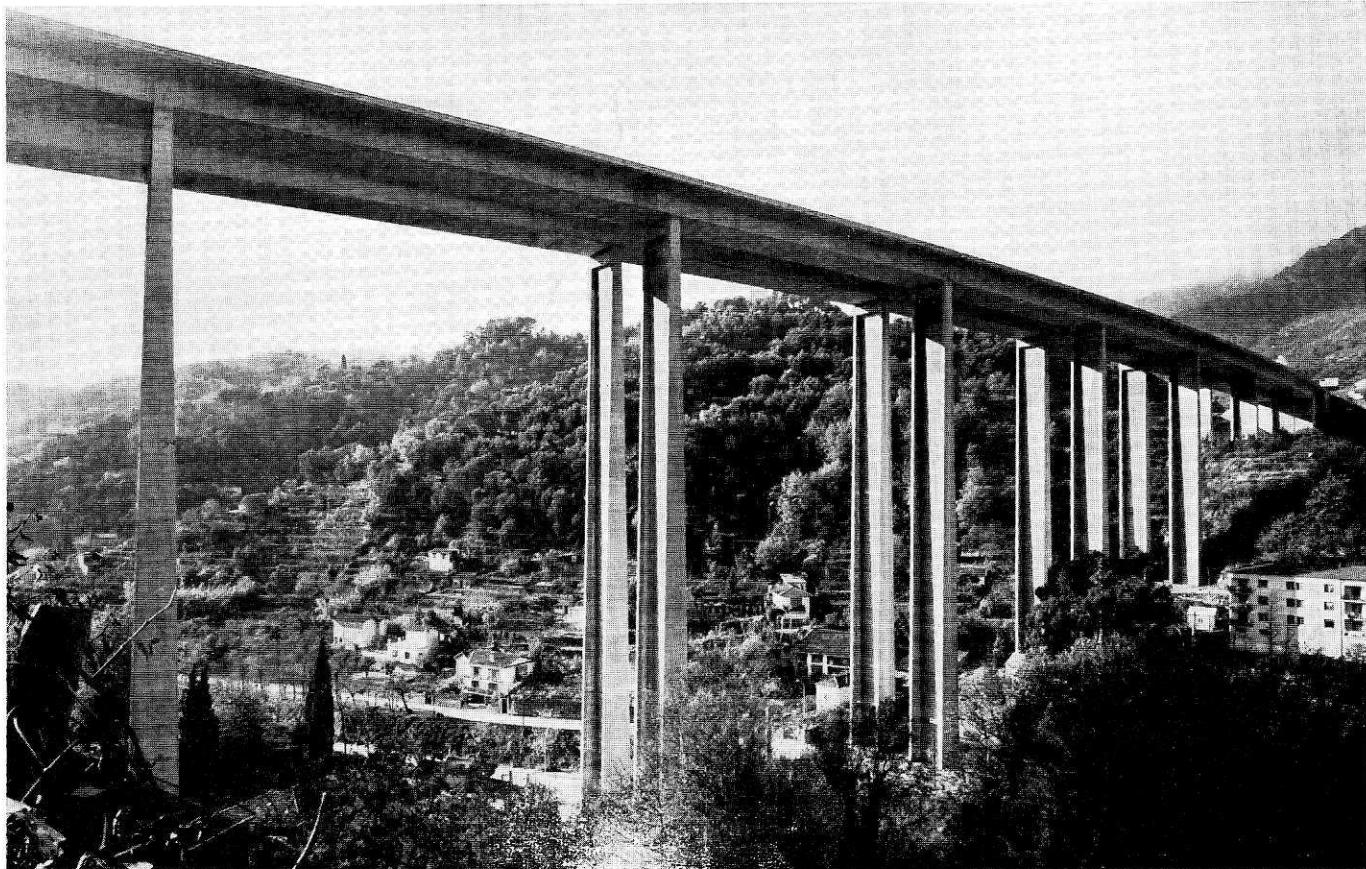
#### *IV - CONCLUSION*

Nous pensons qu'il convient de retenir deux idées des viaducs de l'autoroute A 53.

La première est la conception de la structure des ouvrages permettant de résister aux efforts longitudinaux dus aux séismes;

La seconde est l'exécution au moyen d'un cintre autolanceur. Toutefois, même dans des cas moins complexes que ceux des viaducs de Menton, l'emploi d'un cintre autolanceur nécessite des études préliminaires qui doivent être poussées jusqu'aux moindres détails - Bien des variantes sont possibles, et il reste un large champ de recherche à l'imagination des projeteurs. Il est possible que le système du cintre autolanceur soit encore économique pour des travées atteignant 100 m de portée pourvu qu'elles soient en nombre suffisant, en raison de la rapidité de l'exécution et de la qualité du travail obtenu par ce procédé.

10



## CONFERENZA II

### Costruzioni moderne in calcestruzzo precompresso Dywidag

Dott. Ing. GEORGE KERN

Nell'ultimo decennio, il calcestruzzo precompresso ha consentito di aprire dei campi di lavoro, che non erano accessibili con il modo tradizionale della costruzione in cemento armato — almeno non con metodi economici. Senza dubbio, l'attività concentrata nel campo delle ricerche del materiale ha contribuito a tale sviluppo favorevole che calcestruzzo precompresso. Il fatto che oggi c'è la possibilità di utilizzare calcestruzzi di resistenza superiore, acciai di precompressione di qualità migliore oppure ancoraggi che sono in grado di trasmettere la forza in modo stabile anche a lungo termine e che presentano una resistenza maggiore ai carichi dinamici, costituisce un aiuto efficace per i compiti molteplici del progettista.

Questo sviluppo proficuo ha implicato l'invenzione di metodi di costruzione nuovi. Prima di illustrare delle costruzioni realizzate con tali metodi, vorrei accennare ad alcuni problemi del calcestruzzo precompresso.

Le caratteristiche e il funzionamento di un sistema di precompressione contribuiscono in misura non trascurabile al fatto che oggi è possibile concepire e realizzare in modo economico costruzioni ardite in calcestruzzo con una grande varietà di forme. Per esempio è necessario che gli elementi di precompressione utilizzati siano in grado di trasmettere la forza in modo stabile, anche a lungo termine. Ciò concerne innanzi tutto gli ancoraggi, i manicotti di giunzione e naturalmente l'acciaio di precompressione.

A questo proposito vorrei accennare brevemente ad un'ulteriore forma studiata per l'elemento di precompressione Dywidag, che d'altronde è stato impiegato per tutte le costruzioni che saranno in seguito da me dimostrate e commentate. Al posto dell'acciaio tondo a filettatura rullata utilizzato fino adesso, di recente si adopera anche la cosiddetta barra a filettatura continua con le caratteristiche seguenti: limite di stiramento 85 kg/mm<sup>2</sup> e resistenza alla rottura 105 kg/mm<sup>2</sup>. Per questo tipo d'acciaio di precompressione, sull'intera lunghezza e su ambo i lati della circonferenza sono laminate delle costole portanti che costituiscono parte di una filettatura e sulle quali possono essere avvitati ancoraggi e manicotti dotati di corrispondente controfilettatura. Tali elementi di filettatura vengono prodotti già in fase di fabbricazione, vale a dire nel treno di laminazione dello stabilimento siderurgico. Pertanto non è più necessario procedere a operazioni successive di formazione, come p. es. la rullatura della filettatura, che sono d'uso per l'esecuzione di filettatura normale. Con ciò si risparmia un intero processo di lavorazione.

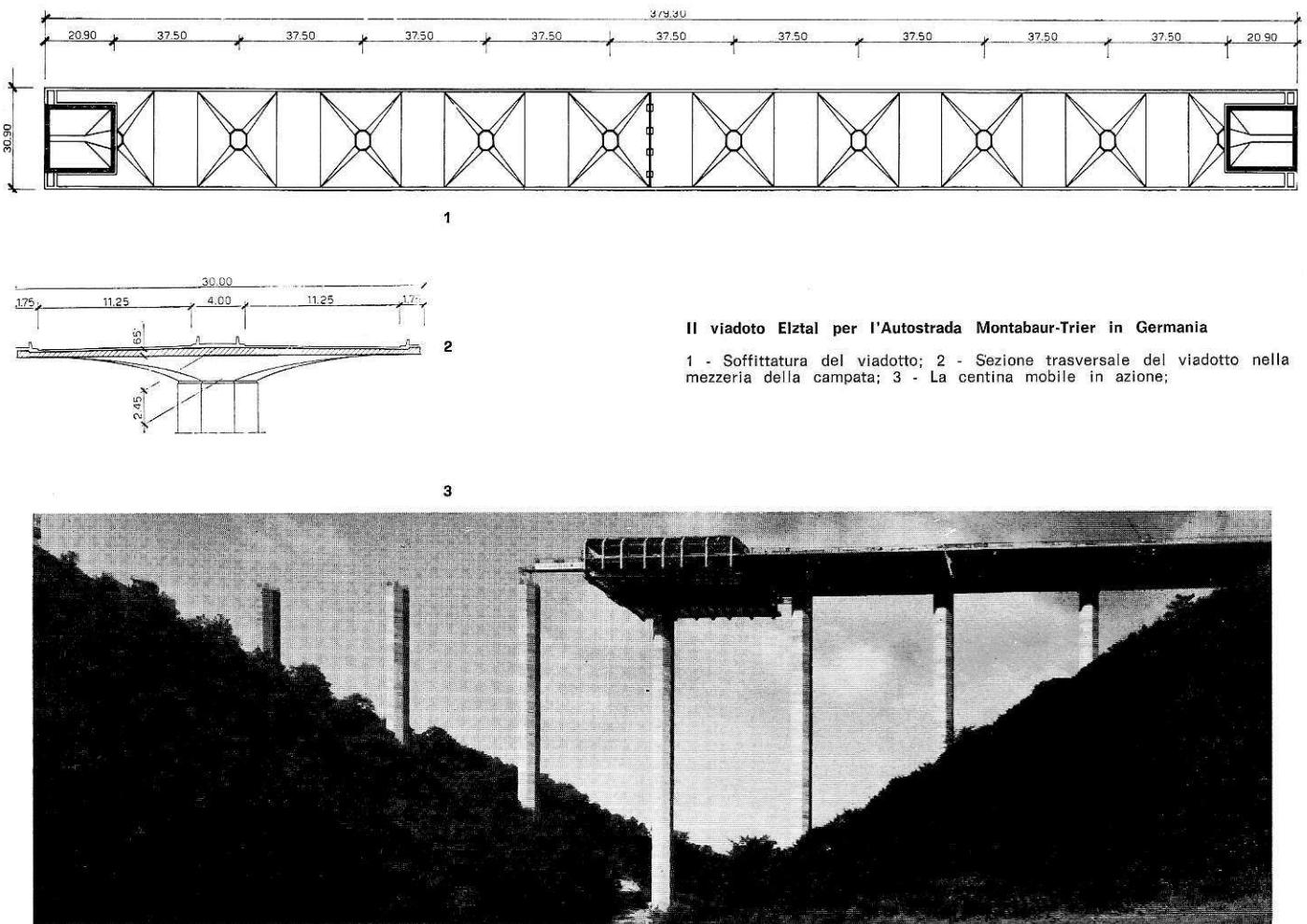
In seguito alla risoluzione di un problema della tecnica di laminazione — la sincronizzazione dei cilindri superiore e inferiore del treno di laminazione — le co-

stole dei lati superiore e inferiore della barra di precompressione armonizzano tra di loro in modo perfetto e quindi è garantito che gli elementi da avvitare sono girevoli. Perché la barra è dotata sull'intera lunghezza di una filettatura elicoidale — da ciò deriva pure la denominazione «barra a filettatura continua» — si dispone a qualsiasi punto in cui nel cantiere viene fatto un taglio di separazione nell'acciaio, subito di una filettatura adatta che consente di avvitarci un manicotto di giunzione oppure un elemento d'ancoraggio. Questa innovazione però non pregiudica la possibilità, esistente come sempre, di unire le singole barre di precompressione con l'aiuto di manicotti filettati per formare elementi di precompressione di qualsiasi lunghezza, oppure di introdurre la forza di precompressione, attraverso ancoraggi dotati di filettatura, con esattezza nel calcestruzzo. Quindi, il principio del funzionamento del procedimento di precompressione Dywidag è rimasto inalterato.

Un altro aspetto importante per gli elementi di precompressione è la necessità assoluta di un'aderenza perfetta tra l'acciaio e la malta di cemento, per ottenere effettivamente il contributo teorico degli elementi di precompressione nella sezione trasversale del calcestruzzo. Per corrispondere a queste esigenze nel caso degli elementi di precompressione a fascio, che sono utilizzati oggi, occorre prendere misure determinate, che commenterò in base alla testa d'ancoraggio del nuovo elemento di precompressione Dywidag a fascio, che è rappresentata nella presente diapositiva:

a) I singoli fili di precompressione devono essere ancorati in modo che tutti gli acciai subiscano la stessa sollecitazione e che quindi non siano possibili sovratensioni sensibili di fili singoli. Nel caso presente si soddisfa a tale esigenza utilizzando non un ancoraggio a cuneo, bensì un ancoraggio a vite. L'impiego della barra a filettatura continua quale barra di precompressione crea la premessa ivi necessaria. Questa struttura dell'acciaio di precompressione consente l'ancoraggio separato delle singole barre di precompressione nella testa d'ancoraggio mediante dadi filettati e con ciò la regolazione esatta della lunghezza. Con questo modo di giunzione quindi la lunghezza delle barre può essere determinata con precisione, e di conseguenza è in ampia misura possibile evitare delle sollecitazioni eccessive.

b) Una misura ulteriore è la predisposizione accurata degli allungamenti allo scopo di raggiungere in prassi il valore esatto della forza di precompressione previsto in teoria. Siccome oggi le costruzioni sono sollecitate in alta misura, l'esattezza della forza di precompressione introdotta è d'importanza particolare.



Il viadotto Elztal per l'Autostrada Montabaur-Trier in Germania

1 - Soffittatura del viadotto; 2 - Sezione trasversale del viadotto nella mezzeria della campata; 3 - La centina mobile in azione;

Nel caso presente, questa esigenza è garantita perché la boccola nella quale avviene l'ancoraggio secondario dei fili singoli è connessa con un dado d'ancoraggio (dado primario). Con il successivo serraggio di questo dado primario, l'intero fascio di fili viene teso in modo uniforme come una barra singola. Il dado primario introduce la forza di precompressione nel calcestruzzo attraverso un corpo d'ancoraggio. Il numero dei passi della filettatura che il dado ha successivamente passato consente di controllare con precisione l'allungamento necessario nel caso determinato.

c) L'ancoraggio non deve subire deformazioni plastiche sotto l'effetto della sollecitazione permanente. Se tali deformazioni plastiche si presentano coll'andar del tempo, c'è il pericolo di fissurazioni del calcestruzzo della costruzione, perché la precompressione diminuisce in seguito alla deformazione plastica, e di conseguenza possono sorgere delle tensioni di trazione.

d) In diversi paesi, fra l'altro anche in Germania, inconvenienti successi con ponti di calcestruzzo pre-compresso hanno suscitato la richiesta di disporre i fili di precompressione nelle guaine in modo ordinato. Con ciò si tende a raggiungere l'immersione perfetta dei fili di precompressione nella malta in seguito all'iniezione della malta nelle guaine. Perciò i fili non devono essere

disposti strettamente vicini, bensì ci dev'essere una distanza tra i singoli fili. Dei fili di precompressione profilati sono la conseguenza logica di tali esigenze.

Nel caso presente, le costole dell'acciaio di precompressione hanno la funzione di distanziatori, e quindi è impossibile che i fili di precompressione giacciono l'uno direttamente accanto all'altro. Le prove d'inezione ne hanno dato la conferma. Per dare un'impostazione generale ordinata all'intero fascio, i singoli fili possono anche essere connessi con un gancio, il chè dà al fascio l'effetto di un cavo unico.

Un altro aspetto importante è la *corrosione* che influenza fortemente la durata di una costruzione in calcestruzzo precompresso. Oltre alla corrosione superficiale, per il calcestruzzo precompresso la *corrosione d'incrinatura intercristallina sotto tensione* (fragilità dovuta all'idrogeno) è di grande importanza, la quale è assai più pericolosa della corrosione superficiale. Siccome essa può produrre degli effetti molto sfavorevoli sugli acciai di precompressione, noi siamo entrati un po' nei particolari di questo problema e siamo anche proceduti a prove.

Com'è noto, la corrosione d'incrinatura intercristallina nell'acciaio di precompressione messo sotto tensione è provocata dall'esistenza d'idrogeno libero. Tale

idrogeno è creato se l'acciaio viene in contatto con soluzioni contenenti ioni di cloruro, sulfuro o nitrato. L'idrogeno creatosi penetra, sotto forma di atomi, nella zona superficiale dell'acciaio e si separa ai limiti delle grane sotto l'effetto di una pressione sufficientemente alta, il che, con la forza esplosiva dell'idrogeno aeriforme rinchiuso, comporta facilmente una fragilità dell'acciaio la quale rischia di implicare, senza creare prodotti d'ossidazione visibili, screpolature nella superficie dell'acciaio e di conseguenza la rottura dell'acciaio.

Nei laboratori della ditta Dyckerhoff & Widmann Kg situati ad Utting presso Monaco di Baviera, sono state eseguite alcune serie di prove, allo scopo di determinare il comportamento di tondi d'acciaio tesi, esposti all'idrogeno. A tale scopo i provini precedentemente tesi si trovavano in contatto diretto con una soluzione acquosa di tiocianato di ammonio ( $\text{NH}_4 \text{ CNS}$ ), una soluzione che produce l'effetto di un acceleratore sulla durata dell'acciaio. Secondo gli esperimenti del prof. Matthaes, tale soluzione provoca, causa l'assorbimento d'idrogeno, fratture negli acciai sensibili. La « durata » corrisponde al periodo che passa dal momento dell'esposizione dei provini alla soluzione fino alla loro rottura.

Dopo 800 ore d'immersione nella soluzione, i provini intatti furono estratti per la determinazione delle loro caratteristiche di resistenza, quale limite di stiramento, resistenza alla rottura, allungamento a rottura e contrazione alla rottura. Onde poter confrontare queste caratteristiche con i valori di resistenza di acciai non esposti all'idrogeno, prima delle prove, dei pezzi sono stati recisi dalle stesse barre ed accatastati in condizioni normali, cioè all'aria aperta. Anche questi pezzi sono stati sottoposti a prove di resistenza.

E' stato adottato il seguente procedimento di prova:

I tondi di precompressione sono stati sistemati separatamente nel letto di tensione, nella cui zona centrale si trovava, per accogliere la soluzione acquosa, un contenitore di plastica chiuso, di forma tubolare.

Le barre di precompressione sono state sottoposte ad una sollecitazione di tensione corrispondente al 70% della resistenza alla rottura per trazione.

Nel medesimo banco di prova abbiamo esaminato tutti i tipi di barre e fili di precompressione normalmente in commercio. Riporterò però, in seguito, solo i risultati delle barre usate nel procedimento di precompressione Dywidag.

Si tratta dei seguenti tipi di barre d'acciaio:

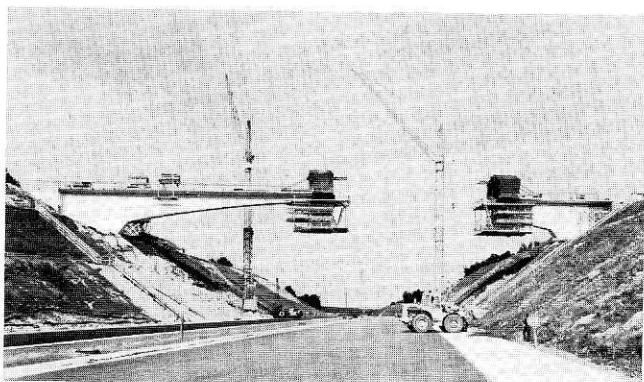
Barra di precompressione Sigma St 80/105 Ø 26 mm, *liscia* (Hüttenwerk Rheinhausen)

Barra a filettatura continua St 90/110 Ø 12 mm, *con costole bilaterali* (Ilsseder Hütte Peine)

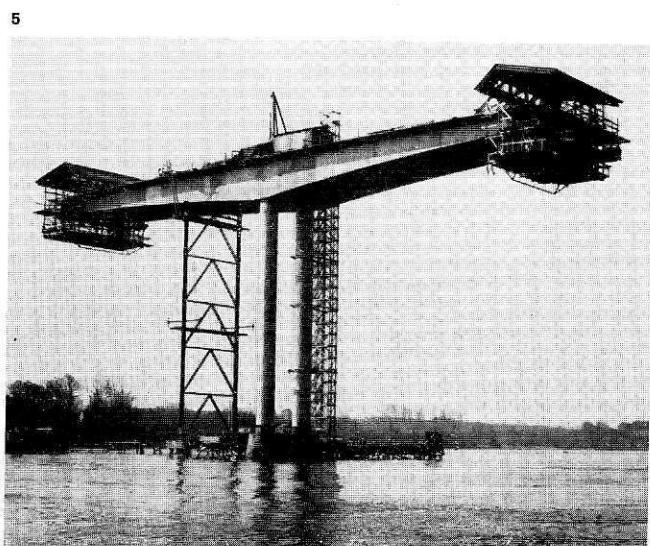
Barra di precompressione in acciaio bonificato, Sigma St 125/140 Ø 12,2 mm, *liscia* (Hüttenwerk Rheinhausen)

Dai risultati si può dedurre quanto segue:

Dopo tale sollecitazione spinta all'estremo, nessuna alterazione evidente ha potuto essere riscontrata nelle caratteristiche di resistenza e di deformazione nelle barre di precompressione stirate e rinvenute 80/105 e 90/110.



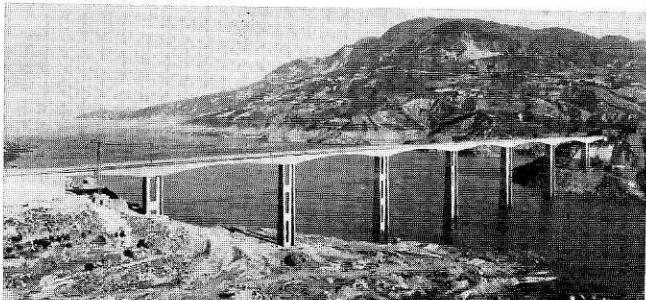
4



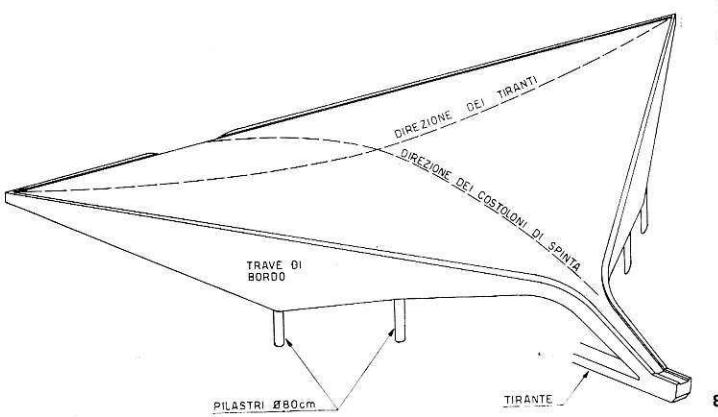
5



6



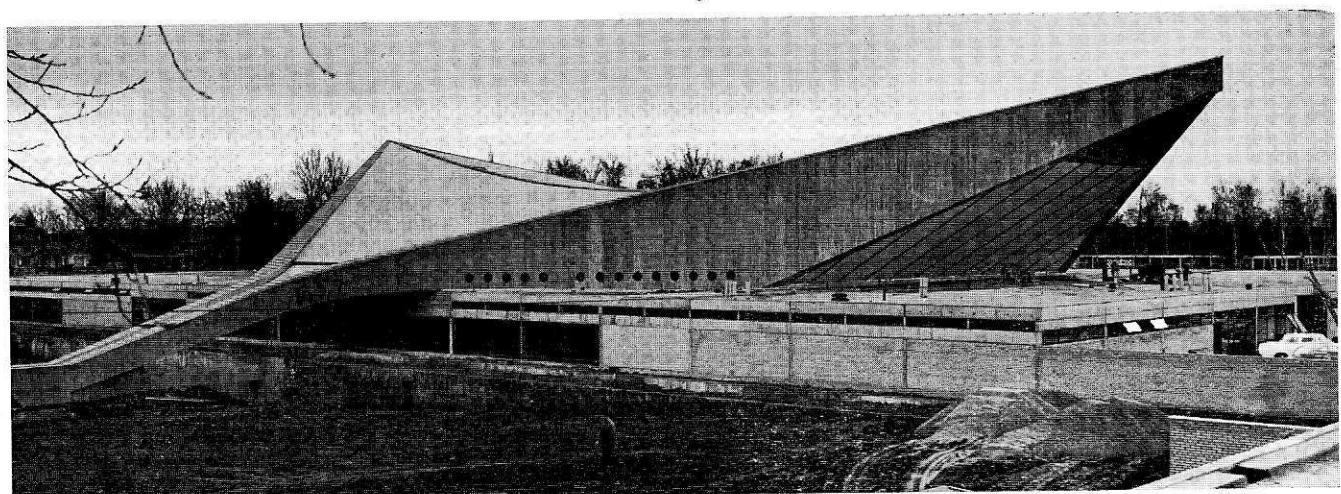
7



Hall a Ludwigshafen (Germania)

8 - Schema del funzionamento statico della copertura; 9 - La Hall di Ludwigshafen, realizzata per ospitare esposizioni, mostre, concerti;

9



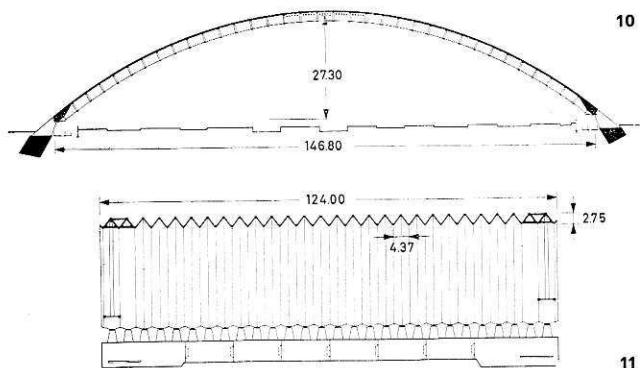
Anche nell'acciaio di precompressione bonificato 125/140 non si sono verificate variazioni nei limiti di stiramento e nella resistenza alla rottura per trazione. L'allungamento alla rottura denotava solo una insignificante diminuzione, mentre la contrazione alla rottura è diminuita dal 50% al 30%. A causa del valore che si

mantiene malgrado ciò ancora molto elevato, la diminuzione della contrazione alla rottura non ha nessuna influenza negativa sulla forza portante dell'acciaio.

Concludendo, si può affermare in seguito a queste prove comparative che le barre di precompressione stirate e rinvenute 80/105 e 90/110 nonché l'acciaio di pre-

#### Coperture a volta a Monaco

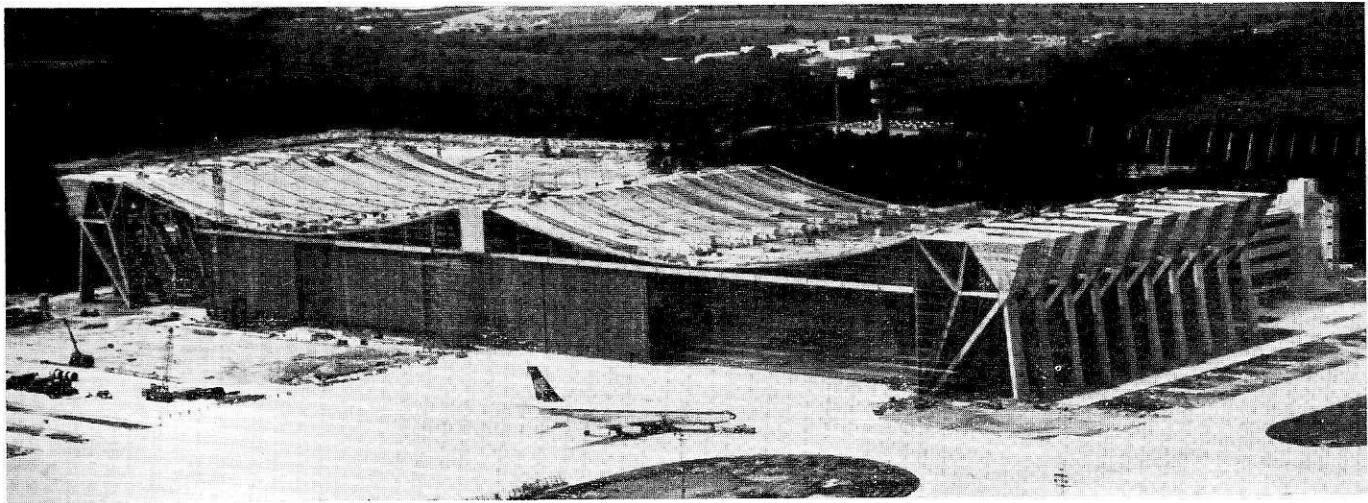
10 - Sezione trasversale; 11 - Sezione longitudinale; 12 - Vista dell'interno



11



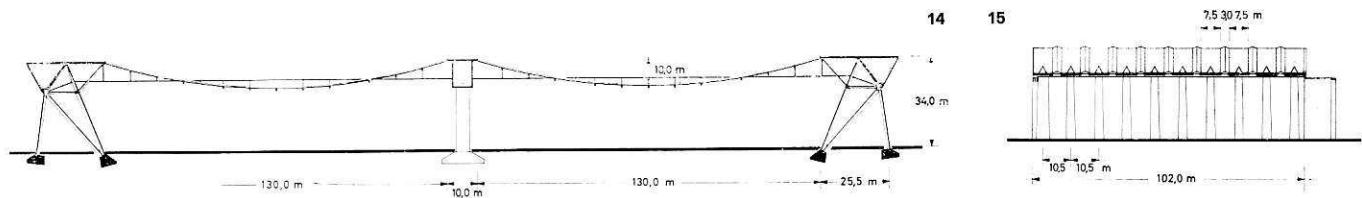
12



13

**Hangars per Jumbo Jet all'aeroporto di Francoforte sul Meno**

13 - La struttura in avanzata fase di costruzione; 14 - Sezione longitudinale degli hangars; 15 - Vista laterale.



compressione bonificato 125/140 non diventano fragili anche se sottoposti a si severe prove di attacco.

A questo proposito vorrei mettere in rilievo che per la durata a stabilità di una costruzione in calcestruzzo precompresso è di grande importanza conoscere l'influenza della corrosione d'incrinitura intercristallina sotto tensione sui diversi tipi d'acciaio di precompressione, per prevenire a sorprese sgradevoli che eventualmente possono sorgere solo dopo parecchi anni.

Circa un anno fà, abbiamo avuto l'occasione di procedere a studi di questo genere su un ponte di calcestruzzo precompresso costruito quasi venti anni fà nei dintorni di Monaco, che fu demolito nel quadro della realizzazione di una nuova autostrada. Si è presentata la situazione piacevole che l'acciaio impiegato a suo tempo — Ø 26 mm e resistenza alla rottura 105 kg/mm<sup>2</sup> — a filettatura rullata alle estremità non era alterato per niente né sulla superficie né per quanto riguarda le caratteristiche di resistenza, benchè in quel periodo per l'iniezione si utilizzava ancora malta con additivi contenenti cloruro.

La vastità dei campi d'applicazione di un sistema di precompressione dipende sostanzialmente dalla *deformabilità dell'acciaio impiegato*. L'allungamento a rottura e la contrazione alla rottura sono i criteri che influenzano la qualità del funzionamento delle barre di precompressione — particolarmente in curvatura.

Il pensiero, che gli acciai di precompressione di diametro grosso — come p. es. l'acciaio 85/105 Ø 26 mm o

Ø 32 mm — nelle strutture in calcestruzzo precompresso non possono essere impiegati in curvatura è errato. Perciò vorrei dare alcune indicazioni riguardo alla piegatura di tali acciai di precompressione in curvatura:

L'entità delle tensioni di trazione dovute alla flessione che si producono dipende dal diametro dell'acciaio e dal raggio di curvatura. Per l'ambito elastico del diagramma tensione — allungamento dell'acciaio, tale tensione si deduce, com'è noto, con la formula:

$$\sigma = \frac{d}{D} \cdot E$$

essendo  $d$  = diametro dell'acciaio

$D = 2 \times R = 2 \times$  raggio di curvatura, e

$E$  — modulo d'elasticità = 2 100 000 kp/cm<sup>2</sup>

In questo stato di tensione esistono delle tensioni di trazione dovute alla flessione e la sezione trasversale è deformata in modo elastico. Solo con il crescere della forza di tensione, le fibre esterne raggiungono il limite di stiramento in seguito alla sovrapposizione della tensione di trazione dovuta alla flessione e della tensione di trazione dovuta alla forza di precompressione ( $\sigma_{Beg} + \sigma v_{1,2}$ ). Con l'ulteriore crescere dell'allungamento, il limite di stiramento è sorpassato. A questo punto inizia, nell'ambito delle fibre esterne della sezione trasversale, un processo di plastificazione, che corrisponde a un processo di stiramento con la conseguenza di una

lieve elevazione del limite di stiramento, e con ciò al consolidamento della zona resa plastica. Finchè nella zona sottoposta a trazione dovuta alla flessione in curvatura non viene raggiunto il limite di stiramento, l'acciaio di precompressione segue le linee previste in modo elastico. Nel caso di raggi più piccoli, nei quali nella detta zona il limite di stiramento è raggiunto o superato, è opportuno procedere precedentemente a piegare l'acciaio con la piegatrice in modo plastico per ottenere la curvatura prevista. Con tale piegatura a freddo il processo di consolidamento si raggiunge fin da principio con l'aumento del limite di stiramento nella zona trazionata della sezione trasversale. Con ciò si ottiene un comportamento interamente elastico dell'acciaio di precompressione da mettere sotto tensione, anche con raggi piccoli.

Tali barre di diametro grosso possono essere deformate agevolmente in modo plastico fino ad un raggio di 4 m. La piegatura preliminare a freddo dell'acciaio da curvare deve avvenire in modo costante, vale a dire l'acciaio deve passare attraverso la macchina, che può essere p. es. un apparecchio curvarotae.

Un altro criterio importante da prendere in considerazione per le costruzioni edilizie e industriali in calcestruzzo precompresso è il comportamento dell'acciaio di precompressione e delle strutture in calcestruzzo precompresso in caso d'incendio.

Per la forza portante di una trave di calcestruzzo precompresso in caso d'incendio, la temperatura critica dell'acciaio di precompressione, al raggiungere della quale la capacità di lavoro dell'acciaio è alterato, è d'importanza decisiva. Il diagramma rappresentato mostra le temperature critiche di diverse qualità d'acciaio di precompressione. Il momento del raggiungimento della temperatura critica dipende dalla velocità del riscaldamento dell'acciaio di precompressione. Tale velocità di riscaldamento è influenzata da fattori diversi, come:

- composizione del calcestruzzo;
- forma della sezione trasversale del calcestruzzo;
- spessore del calcestruzzo che copre l'acciaio;
- disposizione degli elementi di precompressione;

- disposizione dell'armatura in acciaio normale;
- momento dello staccarsi del calcestruzzo ;
- grado d'umidità del calcestruzzo.

Tenendo conto di questi aspetti, noi abbiamo fatto eseguire delle prove di combustione nell'apposito istituto dell'Università Tecnica di Braunschweig. L'influenza dell'incendio ivi fu esercitata in base alla curva di temperatura unitaria. Furono scelti i seguenti profili di travi:

*Primo tipo: travi a T con anime larghe 10 cm e dotate di armatura rispettivamente di uno e di tre strati.*

*Secondo tipo: allargamento a 20 cm del profilo T alla base dell'anima e riduzione della larghezza dell'anima effettiva da 10 a 8 cm.*

I due tipi di travi furono precompresi in un secondo tempo, e precisamente in relazione allo stato più sfavorevole con la tensione di pressione massima al lato inferiore che ammontava fino a 170 kg/cm<sup>2</sup>. L'umidità media del calcestruzzo era del 3%. Fu utilizzato l'acciaio di precompressione 85/105.

Ovviamente, la trave nella quale gli acciai di precompressione erano coperti con lo strato più alto di calcestruzzo e dove di conseguenza la velocità del riscaldamento dell'acciaio era più bassa, fornì i risultati più favorevoli. E' questo il caso dell'anima con base allargata. La distruzione iniziò solo dopo 90 - 120 minuti d'esposizione all'incendio.

Nelle travi a mero profilo T, la distruzione intervenne dopo 30 - 45 minuti d'esposizione all'incendio.

Nel caso dello spessore di 4 cm della copertura di calcestruzzo, la velocità di riscaldamento era di circa 5° per minuto.

Per concludere, osservo in merito alle suddette prove di combustione che nelle costruzioni edilizie e nei capannoni l'acciaio di precompressione laminato a caldo presenta una buona resistenza continua in caso d'incendio; nella progettazione di strutture precomprese è necessario tener conto di tale caratteristica fin da principio.

# Conferenza sul tema «calcestruzzi leggeri»

## a cura dell'A.I.C.A. - Associazione Italiana Cemento Armato

### Relazione introduttiva sui calcestruzzi leggeri strutturali

Prof. Dr. Ing. EMANUELE FUMAGALLI (\*)

Difficile è compendiare in un breve intervento, un argomento di tanta attualità e pure così vario e complesso come quello dei calcestruzzi leggeri strutturali.

La difficoltà del compito deriva dalla mancanza di definizioni, dalla molteplicità degli impieghi, dall'insufficienza delle ricerche metodologiche e di base, e dall'elevato numero e difformità dei materiali offerti dal mercato.

Tuttavia, considerato l'enorme sviluppo verificatosi nell'impiego di detti calcestruzzi, in questi ultimi anni, particolarmente all'estero, vista l'importanza di coordinare e pubblicizzarne l'impiego per gli indiscutibili vantaggi che essi offrono nel settore dell'edilizia moderna, va dato merito all'AICA di aver promosso in questa sede, forse per la prima volta in Italia, un dibattito più che una conferenza, atto a promuovere l'interessamento dei tecnici, dei costruttori, e non ultimo quello degli operatori economici su un argomento di tanto interesse.

Una prima suddivisione viene suggerita dalle metodologie impiegate nell'alleggerimento del calcestruzzo.

Al proposito possiamo distinguere:

— *I calcestruzzi cavernosi*, nei quali il vuoto è ottenuto con l'impiego di inerti normali secondo curve granulometriche di tipo monogranulare. In detti calcestruzzi i vani d'interstizio non vengono totalmente chiusi dalla malta cementizia.

Tali calcestruzzi dispongono di resistenze meccaniche troppo ridotte in rapporto all'alleggerimento ottenuto, per cui non hanno trovato per ora adeguata diffusione.

— *I calcestruzzi cellulari*, nei quali l'alleggerimento è ottenuto con lo sviluppo di gas conseguente alla aggiunta di acqua ossigenata, polvere di alluminio, talora uniti a silicato di calce, nella fase di confezione.

Il gas risulta distribuito nella massa in bolle relativamente piccole, uniformemente disperse, abbastanza stabili per assicurare al calcestruzzo, dopo indurimento, elevate percentuali di vuoti.

Tali calcestruzzi, pur disponendo di apprezzabili proprietà di leggerezza e di isolamento termico, non dispongono di proprietà meccaniche tali da consigliarne l'utilizzo ai fini strutturali.

Il loro impiego più importante è limitato a strutture di tamponamento non essenzialmente portanti.

— *I calcestruzzi confezionati con inerti leggeri*, ai quali si farà particolare riferimento nella presente trattazione.

(\*) Prof. Dr. Ing. Emanuele Fumagalli, Direttore I.S.M.E.S. - Bergamo.

Una sottodivisione di quest'ultima categoria è suggerita dalla natura degli inerti che possono essere di origine naturale o artificiale.

Fra gli inerti naturali ricordiamo in primo luogo le pomici di Lipari per l'elevato indice di resistenza in rapporto alla leggerezza, in subordine i tufi pomicci pure di origine vulcanica provenienti dai vasti giacimenti Tosco-Laziali.

Questi ultimi rappresentano dei sottoprodotti più economici delle pomici liparesi, ma non dispongono dei primi né della richiesta purezza, né delle elevate caratteristiche meccaniche dei primi.

Spiace soltanto constatare che i costi eccessivi di approvvigionamento e gli inutili balzelli (vedi dazi) di cui sono gravati, limitano notevolmente le possibilità di impiego delle pomici di Lipari in un settore relativamente povero e fortemente concorrenziale come quello della edilizia civile ed industriale. Molto più vasto, in continuo incremento, per quantità e qualità dei prodotti, è il settore degli inerti artificiali.

I motivi principali che militano a favore di una loro maggiore diffusione sono rappresentati, a parere dello scrivente, oltre che dai costi relativamente più ridotti, dalla possibilità di meglio distribuire i centri di produzione secondo le esigenze di mercato, riscattandoli dagli imprevisti, connessi con le fonti di approvvigionamento, spesso eccessivamente lontani e legati a precari ed inadeguati mezzi di trasporto, come nel caso delle pomici di Lipari.

Altro aspetto favorevole è costituito dalla possibilità di graduarne le proprietà fisico-meccaniche si da fornire il prodotto più rispondente alle esigenze tecniche e di mercato.

Tutti i prodotti artificiali provengono dal trattamento di materiale inorganico di natura eminentemente silicea.

Ricordiamo il trattamento a fuoco delle ossidiane (silicati di origine vulcanica) che forniscono le così dette perliti o quello di minerali micacei che forniscono le vermiculiti che possono arrivare per trattamento a fuoco ad un volume 30 ÷ 35 volte superiore a quello iniziale.

Vasto impiego trovano pure i scisti espansi sempre per trattamento a fuoco.

Anche le scorie d'alto-forno e le ceneri volanti trovano, specie all'estero, vasti settori d'applicazione. Ma il materiale che ha avuto la più ampia diffusione è quello delle argille espanso, ottenuto per brichettatura e cottura di argille naturali.

La possibilità di ottenere un prodotto di costanti caratteristiche fisico-meccaniche sta orientando l'industria

verso argille artificialmente corrette secondo quegli stessi criteri e principi che negli ultimi decenni hanno orientato l'industria cementiera verso la produzione di cementi artificiali in sostituzione di quelli naturali.

Si tratta in sostanza di utilizzare argille comuni, facilmente reperibili, così da rendere l'industria praticamente indipendente da fonti particolari di approvvigionamento.

Passando ora all'esame dei conglomerati giova subito rilevare che da un punto di vista normativo essi vanno considerati come normali calcestruzzi da cemento armato.

Al proposito per assicurare le richieste caratteristiche di resistenza meccanica sono oggi di grande aiuto i cementi ad alta resistenza.

Si può rilevare che a differenza dei normali calcestruzzi, lo scheletro portante è in questo caso costituito dalla malta legante più che dall'inerte al quale si richiedono all'opposto doti precipue di leggerezza per porosità alveolare.

Le caratteristiche di resistenza proprie di un normale calcestruzzo si ottengono di norma con un limitato eccesso nel dosaggio in cemento ( $50 \div 100 \text{ Kg m}^{-3}$ ).

Con inerti particolarmente qualificati e dosaggi in cemento nell'ordine di  $400 \div 500 \text{ Kg m}^{-3}$  si possono raggiungere resistenze a compressione nell'ordine di  $400 \text{ Kg m}^{-2}$  pur mantenendo la densità del conglomerato inferiore ad  $1,8 \text{ ton m}^{-3}$ .

Si ponga a mente che per costruzioni eminentemente autoportanti: multistores, impalcati per ponti a grande luce, ampie coperture protettive; l'impiego di materiale più leggero e parimenti resistente, giustifica una riduzione nelle sezioni reagenti e quindi dei carichi trasmessi alle strutture verticali secondo un'economia progressiva dei volumi, che si risolve in un alleggerimento generale dell'intera struttura in misura ben maggiore di quanto indicato dal rapporto tra i pesi specifici dei materiali.

Si considerino infine le sostanziali economie ed i vantaggi che ne derivano ad esempio per fabbricati da fondare su terreni fortemente cedevoli.

Sono d'avviso al proposito che in terreni lagunari il loro impiego dovrebbe divenire norma prescrittiva.

Rileviamo infine che i moduli elastici dei calcestruzzi leggeri, a parità di resistenza meccanica, risultano di un  $30 \div 40\%$  inferiori ai normali calcestruzzi.

E' noto che elevando in pari misura il valore del rapporto

$$n = \frac{E_f}{E_c}$$

si ottiene una ripartizione degli sforzi fra ferro e calcestruzzo meglio proporzionata ai carichi specifici di snervamento propri dei due materiali.

Potendone tener conto si realizzano ulteriori economie, particolarmente nei ferri d'armatura, senza modificare i margini di sicurezza risultanti da una verifica di calcolo.

L'impiego dei calcestruzzi leggeri permette, in sostanza, di realizzare opere di estrema snellezza, come è nelle aspirazioni della più moderna architettura. Inoltre, alle doti di leggerezza e di resistenza meccanica, i calcestruzzi leggeri strutturali uniscono rimarchevoli proprietà di isolamento termico, acustico e di resistenza

al fuoco che li rendono altamente apprezzati, per l'abitat di una società moderna ad elevato tenore civile.

Un aspetto che non può passare sotto silenzio sono i fenomeni di assorbimento dell'acqua propri degli impasti con inerti porosi ad alveoli comunicanti.

Detti assorbimenti, alterando sensibilmente il rapporto A/C richiesto per la confezione dei calcestruzzi, ne esaltano proporzionalmente il coefficiente di ritiro, che risulta superiore alla norma in misura estremamente variabile in relazione appunto all'eccesso in acqua.

Tale inconveniente, che dobbiamo considerare serio nel caso di calcestruzzi gettati in opera, per gli inevitabili stati di autotensione e processi di fessurazione che conseguono al ritiro impedito, viene praticamente eliminato operando con elementi prefabbricati, meglio se trattati a vapore, maturati in ambiente condizionato prima della loro collocazione in opera.

Per tale motivo si deve ritenere che allo stato attuale l'impiego più proprio e razionale dei calcestruzzi leggeri strutturali sia per l'appunto quello delle grandi industrie di prefabbricazione.

In ogni caso, per ridurre i coefficienti di ritiro, occorre ridurre al minimo l'assorbimento in acqua, vale a dire, disporre di un inerte che disponga di alveoli non permeabili dalla superficie esterna. L'eccesso in acqua risulta rilevante per gli inerti naturali, lo è molto meno per i prodotti artificiali specie per le argille espanso.

Interessanti ricerche su questo argomento, sono state eseguite dall'Ing. Buzzi. Lascio alla sua competenza, il compito di illustrarne i risultati e le prospettive di pratico impiego.

Occorre infine ricordare che la curva di resistenza intrinseca, per detti calcestruzzi, risulta più appiattita rispetto al normale; sotto stati di compressione triassiale sufficientemente elevati, la rottura si verifica per schiacciamento plastico del materiale.

In sintesi, al crescere dello stato isotropo di compressione, la resistenza al taglio cresce proporzionalmente meno di quanto si verifichi per un normale calcestruzzo.

Se tale constatazione va tenuta presente per applicazioni particolari (vedi il caso limite di strutture precompresse triassialmente), negli impieghi normali il calcestruzzo non è mai cimentato per stati di sollecitazione composta di sola compressione di tale importanza da metterne in discussione la resistenza a rottura.

Se mai le rotture di schiacciamento plastico possono offrire, a parere dello scrivente, qualche vantaggio per strutture soggette ad azioni sismiche.

Dette rotture sono in genere localizzate e costituiscono svincoli strutturali, che sottraggono le zone maggiormente sollecitate a più severi cimenti.

Un fabbricato soggetto ad azioni sismiche, con frequenze dominanti di tipo periodico, si sottrae più facilmente a fenomeni di accumulo energetico attraverso svincoli plastici locali e graduali, con conseguenti modifiche dei periodi propri di risonanza.

Ciò riduce fortemente i pericoli e le conseguenze disastrose per rotture fragili proprie dei conglomerati che dispongono di limiti elastici prossimi a rottura.

E' questo, a mio avviso, un aspetto interessante degno di un più profondo esame in sede sperimentale.

Certamente la confezione e la posa dei calcestruzzi leggeri, richiede tecniche particolari per assicurare al

conglomerato le richieste caratteristiche fisico-meccaniche.

Particolare attenzione va posta ad esempio alle tecniche di vibrazione. E' noto infatti, che l'inerte è portato in virtù della sua leggerezza, a flottare sulla malta cementizia, anziché affogarsi nella medesima.

Gli inconvenienti si accentuano nei getti a limitato spessore, quali i pannelli orizzontali in prefabbricato.

Solo cantieri a livello industriale, che dispongono di moderni e razionali impianti a cassero vibrante, riescono a risolvere adeguatamente i problemi connessi ad una buona costipazione.

L'Ing. Giovannini al proposito ci potrà fornire indicazioni utili, in base alla vasta esperienza da lui acquisita nell'uso di detti calcestruzzi.

Rimangono ancora da considerare le possibilità di impiego dei calcestruzzi leggeri strutturali nel settore del c.a. precompresso.

Poiché è qui presente l'Ing. Zorzi, sarebbe perlomeno presuntuoso da parte mia invadere un settore nel quale egli ha operato con tanto successo.

Permettetemi di menzionare infine un argomento di notevole interesse per la nobile terra che ci ospita.

Sono note le difficoltà, per vasti comprensori siciliani, di reperire inerti idonei alla confezione di un buon calcestruzzo per cemento armato.

Ho avuto occasione di eseguire recentemente, all'Ismes, ricerche su calcestruzzi confezionati con calcare tufaceo, di origine sedimentaria marina, proveniente dai vasti giacimenti della Sicilia sud occidentale, disposti lungo l'asse Agrigento-Trapani.

Partendo da un inerte a scarsa resistenza meccanica, quale quello in oggetto, con l'impiego di cemento ad alta resistenza, e dosaggi di poco superiori alla norma, si sono ottenuti calcestruzzi discreti del tutto rispondenti alle norme di regolamento, di densità pari a circa 2 ton/m<sup>3</sup>.

Pur non rientrando nella categoria dei calcestruzzi leggeri strutturali, detti conglomerati dispongono di proprietà intermedie fra questi ultimi e quelle proprie di calcestruzzi tradizionali.

Quando si uniscono alle soddisfacenti caratteristiche di resistenza meccanica, proprietà di isolamento termo-acustico, non trascurabili, emerge l'interesse per un loro impiego nel vasto settore della prefabbricazione industriale per edilizia popolare, settore che chiede urgenti interventi in specie nelle zone sinistrate dai più recenti sismi; zone poste per l'appunto in prossimità di detti giacimenti.

Gradirei che su questo argomento vi intrattenesse più ampiamente l'Ing. Frizzi, che con me ha seguito con passione la ricerca.

## La produzione di inerti destinati a calcestruzzi leggeri strutturali

Dott. Ing. SANDRO BUZZI

Nell'impostare una produzione di inerte leggero, occorre tenere ben presente la netta distinzione tra:

— calcestruzzi leggeri di isolamento o per manufatti non armati (spesso a struttura non piena);

— e calcestruzzi leggeri strutturali, previsti per strutture o manufatti portanti, quindi senza vuoti, con resistenza da media a elevata (220 ÷ 420 kg/cm<sup>2</sup>), eventualmente precompresi.

E' su questi ultimi che desideriamo fermare la nostra attenzione.

La *resistenza a compressione*, per quanto caratteristica fondamentale, non è la sola variabile a distinguere le due categorie; notevole peso pratico hanno le esigenze di messa in opera e quindi le caratteristiche dell'impasto allo stato fresco.

Il «calcestruzzo leggero strutturale», se esteso ad applicazioni di cantiere come ci auguriamo, dovrà essere trattato allo *stato plastico*; e dovrà possibilmente essere trasportabile con autobetoniere e permettere il pomaggio.

La segregazione dell'impasto, durante trasporto e messa in opera, dovrà mantenersi entro limiti accettabili (ricordiamo che essa è fondamentalmente e tendenzialmente maggiore che non per il cls. ordinario, data la forte differenza di densità dei suoi componenti).

Altro fattore importante è la *conservazione della consistenza* d'impasto per tutto il tempo della lavorazione (esigenza questa meno sentita nella confezione di manufatti con impasti rigidi e macchine potenti per l'assettamento).

Ancora due esigenze, altrettanto evidenti nella loro importanza: la sicurezza che il cls. leggero possa ricevere un *assettamento completo senza vuoti* (solo così l'impasto esplica le sue possibilità intrinseche di resistenza), e la proprietà di accettare *maturazioni accelerate* (a vapore) senza inconvenienti.

Esporremo in breve quali proprietà deve possedere l'inerte leggero per realizzare gli obiettivi di: resistenza, lavorabilità, maturazione accelerata, già ricordati.

La *resistenza* si ottiene, nel caso del cls. leggero, elevando nettamente la quantità di «malta» (cemento + acqua + fini sotto 0,5 mm.), e — se necessario — la sua qualità.

Ciò perché la malta è qui il componente della pietra cementizia che presenta maggior modulo elastico e regge quindi il carico di compressione (contrariamente a quanto avviene nel cls. pesante, dove lo scheletro di inerti grossi rappresenta l'elemento portante).

Occorrono quindi inerti resistenti, ma anche in buona parte fini.

La *lavorabilità* — che comprende le caratteristiche di coesione, costanza della consistenza e facilità di assettamento totale — si ottiene con inerti a grani arroton-

dati, dotati di «superficie completamente chiusa» e più vetrificata possibile: di superficie cioè non assorbente.

La gamma granulometrica deve comprendere inoltre almeno il 25% in volume di parti inferiori a 1 mm e il 40% inferiori a 3 mm.

E' evidente che i «fini» devono possedere le stesse qualità di basso assorbimento dell'inerte più grosso, altrimenti la loro influenza sull'impasto plastico è deleteria.

La *maturazione a vapore* si presenta per i cls. leggeri particolarmente interessante, poiché il ciclo ottimale (quello che realizza le massime resistenze possibili) è intorno alle 12 ore, contro 15-16 del cls. pesante; e la resistenza ottenibile è superiore al 90% di quella a 28 gg. di maturazione normale, contro il 75% dei cls. pesanti.

Perché ciò sia realizzabile con regolarità e senza danni per il manufatto, occorre che gli inerti non assorbano forti quantità d'acqua prima e dopo l'impasto.

Ricordiamo per inciso che, anche nell'indurimento normale, il cls. leggero sviluppa con forte anticipo le sue resistenze rispetto ad un cls. pesante:

— a 7 gg. di stagionatura raggiunge infatti l'80% ed oltre della resistenza finale, contro il 55-60% del cls. normale.

E' questa una qualità molto interessante in quasi tutte le applicazioni industriali.

La tecnologia del cls. leggero strutturale resistente, armato, gettato in sít, autotrasportato, pompato, maturato a vapore, precompresso, impone a Produttori e Utilizzatori di inerti leggeri, concetti ed esigenze chiare, come si è visto.

Un inerte leggero ideale per questi scopi dovrebbe essere:

— resistente: con microporosità interna uniforme e crosta esterna impermeabile, chiusa e vetrificata;

— con assorbimento inferiore al 4% del suo peso in 3 ore di immersione in acqua;

— completo in tutta la gamma granulometrica, comprendente possibilmente 25% in volume di parti inferiori a 1 mm.

— con parti fini e finissime non risultanti da fratturazione, ma aerate ed a superficie chiusa.

Si tratta evidentemente di caratteristiche ideali e — per esperienza diretta — tecnologicamente impegnative e difficili ad ottenersi.

Ad esse occorre cercare di avvicinarsi il più possibile, poiché segnano, a nostro giudizio, la via maestra per lo sviluppo in molti campi e applicazioni del «calcestruzzo leggero strutturale».

Ci auguriamo di poter comunicare, in una prossima occasione di incontro, i risultati pratici effettivamente raggiunti.

## Differenziazione di qualità dell'argilla espansa

Dott. Ing. FRANCO GIOVANNINI

Negli impianti moderni il processo industriale di espansione dell'argilla può essere regolato in modo da controllarne l'entità.

In questo modo, si ottengono inerti con diversi pesi specifici e con diverse resistenze alla compressione.

L'industria Nord-Americanica e quella Russa producono soprattutto inerti con pesi specifici intorno agli 800-1.000 kg/mc. In Europa invece questi pesi sono circa la metà.

Le variabili per la confezione dei calcestruzzi diventano così:

— Peso e resistenza degli inerti

- Curva granulometrica
- Percentuale di inerti fini naturali
- Quantità di cemento al mc.

Modificando queste variabili si possono ottenere calcestruzzi con pesi e resistenze diverse.

In Italia viene attualmente prodotta una argilla espansa di peso medio con la quale si confezionano due tipi fondamentali di calcestruzzi strutturali con caratteristiche variabili nei seguenti campi:

Le due classi di calcestruzzi sono perciò di tipo compatto con granulometria massima fino a 15 mm o me-

Calcestruzzo leggero	Curva granulometrica	Cemento kg/mc	Peso kg/mc	Resistenza kg/cmq	Modulo E x 10
— Strutt. leggero	Solo arg. espansa	300-400	1050-1260	150-275	110-154
— Strutt. pesante	Argilla espansa più sabbia pesante	300-400	1300-1780	240-370	148-172

glio fino ad 8 mm. Il primo è confezionato con solo argilla espansa mentre nel secondo la parte fine è sostituita da sabbia pesante naturale. Variando i tipi e le caratteristiche dei calcestruzzi variano le applicazioni; parlando dell'Italia, si possono così dividere:

Calcestruzzo strutturale leggero: Pannelli verticali portati e portanti fino a mq. 25-30. Getti verticali

Calcestruzzo strutturale pesante: Pannelli e copponi orizzontali, membrane e strutture sottili.

Pannelli e strutture precomprese.

Volte gettate in opera.

Le stesse applicazioni ci sono pure nei vari paesi europei con qualche eccezione nelle quantità dipendenti dalle varie condizioni locali.

Nel Nord Europa, per esempio, è molto sviluppata la prefabbricazione di case unifamiliari, in calcestruzzo leggero, mentre in Russia lo è quella delle case alte.

Quasi dovunque però è molto sviluppata l'applicazione di questi calcestruzzi nella prefabbricazione di grandi edifici rappresentativi o di tipo industriale.

Spesso la leggerezza da sola non sarebbe sufficiente a spiegare la grande diffusione di queste tecniche se non si aggiungessero le altre caratteristiche quali l'isolamento termico-acustico, i problemi delle condense e la resistenza al fuoco.

In alcuni paesi è molto raccomandato l'uso degli inerti di argilla espansa per grandi edifici industriali per la resistenza al fuoco.

In USA sono obbligatori per i calcestruzzi che rivestono le strutture portanti metalliche mentre in Inghilterra lo stesso Ministero pubblicizza queste applicazioni.

Tutte queste tecnologie vanno perciò diffuse soprattutto presso i progettisti che, confortati sia del lavoro già svolto all'estero sia dalle documentazioni e dati elaborati in Italia, potranno avvalersi di questi nuovi materiali per elaborare nuove soluzioni per i loro problemi.

## Argilla espansa strutturale: applicazioni nel campo del cemento armato precompresso

Dott. Ing. SILVANO ZORZI

I calcestruzzi di argilla espansa strutturale già da parecchi anni hanno trovato notevole impiego nel campo delle strutture precomprese; trattasi di calcestruzzi confezionati con inerti particolarmente selezionati, del peso specifico di circa 1700 ÷ 1800 kg/mc (25 ÷ 30% in meno dei normali calcestruzzi), e con resistenza a compressione dell'ordine di 350÷450 perciò dello stesso ordine di grandezza dei normali calcestruzzi per cemento armato precompresso.

Vengono confezionati nel mondo, già da parecchi anni, più di un milione di mc di calcestruzzo precompresso di argilla espansa; soprattutto negli Stati Uniti, in Russia, in Germania; i campi di applicazione precipui sono gli elementi strutturali orizzontali per solai e coperture di edifici civili ed industriali; se si considera per questi una incidenza media di 0,15-0,20 mc di calcestruzzo/mq di superficie coperta, risulta che gli orizzontamenti portanti eseguiti sono dell'ordine di almeno 5 milioni di mq all'anno.

Tale produzione è ragguardevole, sia come qualità che come dimensione di prototipi; cito a questo ultimo effetto travi di copertura, semplicemente appoggiate, fino a 40 m di luce. Ma l'impiego si va estendendo ad altri campi: sono stati costruiti, in calcestruzzo precompresso di argilla espansa, passerelle pedonali, ponti stradali a travi o a piastra continua, persino un ponte a sbalzo (in Germania) di circa 90 m di luce. E già si intravvedono possibilità di vasti impieghi in altri campi. La precompressione, come per il cemento armato precompresso, viene somministrata sia tramite fili aderenti che mediante cavi scorrevoli, con tecniche tutt'affatto analoghe.

Il vantaggio preciso degli elementi strutturali in

calcestruzzo precompresso di argilla espansa è, ovviamente, il risparmio in peso a parità di prestazione; e infatti il più ampio impiego è rappresentato da strutture prefabbricate, quasi sempre a fili aderenti, confezionate in appositi cantieri di prefabbricazione; diminuisce il costo del trasporto; a parità di peso aumenta il volume (la lunghezza ad esempio) dei singoli elementi da trasportare; e diminuisce proporzionalmente il costo della loro messa in opera; è chiaro che la maggiore economia si ottiene in tutti quegli elementi strutturali dove il peso proprio è preponderante rispetto ai sovraccarichi permanenti e ai carichi accidentali. Tale economia in peso comporta, di per sé solai una ragguardevole vantaggio economico.

Esempio: supponiamo di avere come caso più semplice, una trave prefabbricata di sezione rettangolare, di altezza costante; confezionata in c.a.p., che pesa 100 kg/ml e sia chiamata a sopportare a un sovraccarico di 50 kg/ml (totale 150 kg/m); una analoga trave confezionata in calcestruzzo precompresso di argilla espansa, che abbia le stesse caratteristiche di resistenza cubica a schiacciamento e peso specifico pari al 75% del calcestruzzo normale, potrebbe avere un modulo resistente, e perciò uno spessore, del 33% inferiore a quello della precedente; il suo peso sarebbe in tal caso  $0,67 \times 75 = 50$  kg/ml aggiungendovi i sovraccarichi si arriverebbe a 100 kg/m contro i 150 kg/m, con una riduzione globale di peso del 33%, pari alla riduzione in spessore: conclusione, la trave peserebbe esattamente la metà, il suo volume sarebbe ridotto a 2/3, parimenti l'armatura in acciaio preteso sarebbe ridotta a 2/3.

Assumendo che la trave in cemento armato precompresso fosse armata (come infatti mediamente risulta

nella pratica) con 50 kg di acciaio preteso/mc, si avrebbe un risparmio di acciaio di 16,7 kg/mc, che ad un costo medio, compresa la messa in opera, di 300 L/kg equivrebbe a 5000 L/mc calcestruzzo; il risparmio in cemento (1200 L/q), per dosatura di 400 kg/m<sup>3</sup>, sarebbe di 130 kg, pari a circa 1500 L; valutando inoltre che il costo di trasporto (distanza media di 100 km.) e posa di 1 mc di calcestruzzo prefabbricato incide mediamente per almeno 8.000 L, si avrebbe una ulteriore economia di 4.000 L, totale costi in meno 10.500 L/mc.

Considerando che il costo della confezione di 0,67 mc di calcestruzzo di argilla espansa equivalgono a quelli di 1 mc di calcestruzzo normale, resta il maggior costo degli inerti; se per 1 mc di calcestruzzo necessitano 1,3 mc di inerti anche a sole 1.000 L/mc, il costo è di 1.300 L; nel mentre che per la trave in calcestruzzo di argilla espansa, necessitano 0,67.1,3 - circa 0,9 mc di inerti leggeri, che valutati a 5.000 L mc equivalgono a 4.500 L come costo comparativo, con un incremento di spesa di 3.200 L che va detratto dalle economie.

Risultato: se al posto di impiegare la trave prismatica di cui sopra in cemento armato precompresso si adotta *una equivalente* in calcestruzzo precompresso di argilla espansa, si risparmiano circa 7.000 L/mc.

Ovviamente il caso citato è un caso limite, stante la sezione rettangolare della trave presa in esame; ma mediamente si può affermare che l'economia nei costi dell'adozione di strutture di coperture in elementi prefabbricati in calcestruzzo precompresso di argilla espansa può essere dell'ordine dell'8% e che l'economia nei pesi (pesi propri + carichi accidentali) è dell'ordine del 25%; e che conseguentemente anche le strutture verticali di sostegno e le fondazioni stesse risultano decisamente più economiche.

Altri vantaggi del calcestruzzo precompresso di argilla espansa sono i seguenti:

- maggiore resistenza al fuoco;
- minore conduttività termica (50% di quello del calcestruzzo); il materiale è un buon coibente, e si può risparmiare in coibentazione aggiunta;
- minor coefficiente di dilatazione termica (80% di quello del calcestruzzo);
- migliore comportamento dinamico in virtù del basso modulo elastico (circa il 50% di quello del calcestruzzo) e della ridotta velocità di propagazione dell'onda di tensione (20% in meno che per il calcestruzzo).

Permeabilità, durata, resistenza alla fatica sembrano corrispondere praticamente a quelli del calcestruzzo; altrettanto soddisfacente è l'aderenza con l'armatura pretesa, seppure siano consigliati in tal caso ricopimenti maggiori e dosaggi in cemento leggermente più ricchi.

Le caratteristiche sopra elencate aprono la strada ad ulteriori interessanti applicazioni del calcestruzzo precompresso di argilla espansa, ad esempio:

- *pali prefabbricati di fondazione galleggianti in terreni cattivi* (il peso del palo equivale in tal caso circa al peso del volume di terreno spostato, o addirittura è inferiore, e perciò non rappresenta alcun aggravio di

carico; può risultarne addirittura un sollievo di carico sul terreno);

— *strutture antisismiche* (in virtù della riduzione di peso, di modulo elastico, e di velocità di propagazione dell'onda di tensione);

— *pali prefabbricati per il trasporto dell'energia elettrica* (il minor peso è importantissimo agli effetti dei trasporti su lunga distanza e della erezione del palo stesso in località disagiate e con mezzi d'opera necessariamente leggeri);

— *traversine ferroviarie e guardavie* (peso ridotto per il trasporto, miglior assorbimento energetico, maggiori freccie elastiche);

— *strutture flottanti* (il peso unitario del calcestruzzo di argilla espansa strutturale risulta, immerso in acqua, ridotto *di circa il 50%* rispetto al peso unitario del calcestruzzo normale!)

— *pavimentazione di piste d'aeroporto o stradali* (stante la minore conducibilità termica ed il minor coefficiente di dilatazione i giunti possono essere più ampiamente intervallati; ma, soprattutto, il minor peso della pavimentazione, a fronte di un ugual coefficiente di attrito, consente una riduzione dell'acciaio preteso);

— *grandi strutture* (grandi ponti a sbalzo e soprattutto a centina mobile, dove effettivamente i sovraccarichi rappresentano solo circa il 50% del peso proprio; stante che la riduzione del peso della struttura, che può essere addirittura del 50%, riduce nello stesso rapporto il peso e l'onere economico dei carrelloni e delle centine);

— una ultima considerazione che riguarda un eventuale confronto fra il calcestruzzo strutturale in argilla espansa nei campi del cemento armato o del cemento armato precompresso.

Le vaste esperienze di laboratorio finora eseguite tendono ad indicare, che, nei confronti del calcestruzzo normale, il calcestruzzo di argilla espansa, a parità di resistenza cubica a schiacciamento, presenta resistenze a trazione e a taglio leggermente inferiori (di circa il 20%). Talché la precompressione, in questo caso, risce un ulteriore punto di vantaggio, essendo che tutte le trazioni principali nel conglomerato vengono annullate o decisamente ridotte.

Ma vanno attentamente tenuti in osservazione i fenomeni di ritiro e deformazione plastica; le esperimentazioni concordano generalmente nell'attribuire al ritiro dei calcestruzzi di argilla espansa una importanza dimensionale di circa il 30% superiore a quella del calcestruzzo normale; ma altresì concordano che, in caso di maturazione forzata a vapore, tale discrepanza cessa di esistere. Per quanto riguarda la deformazione plastica nel tempo, rispetto a quella istantanea, sembra per contro che il rapporto sia dello stesso ordine, o addirittura meno importante che per il calcestruzzo normale.

In conclusione esiste oggi un nuovo materiale, con possibilità di impiego ancora inesplorate; ci si augura che anche in Italia, come da tanto tempo all'estero, si intraprendano studi, esperienze, applicazioni su vasta scala.