Zeitschrift: IABSE reports = Rapports AIPC = IVBH Berichte

Band: 55 (1987)

Rubrik: Theme 1. Quality and economy

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 26.11.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

THÈME 1

Quality and Economy

Qualité et économie

Qualität und Wirtschftlichkeit

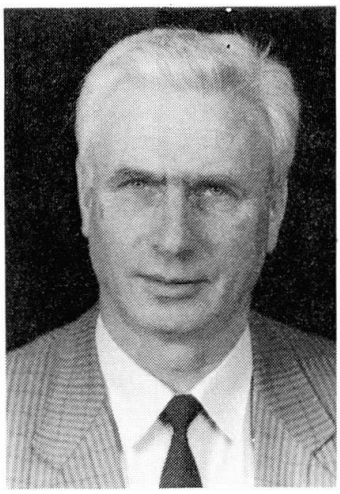
Leere Seite
Blank page
Page vide

Quality and Economy

Qualité et économie

Qualität und Wirtschaftlichkeit

Jörg SCHLAICH
Prof. Dr. - Ing.
Stuttgart, Fed. Rep. of Germany



Born 1934. Studied at the universities of Stuttgart, Berlin and Cleveland (Ohio). Director of Institute for Concrete Structures at University of Stuttgart and Consulting Engineer with Schlaich und Partner, Stuttgart.

SUMMARY
Quality and economy make up the main theme of structural engineering. Substantial improvements have been achieved in recent years. There are, however, certain aspects which, though no less important, have not yet been adequately discussed, because they cannot be quantified in a scientific way : Functional quality and economy – Quality through replaceability? – Quality through imaginative design – Aesthetic quality – Political decisions and quality.

RÉSUMÉ
Qualité et économie sont le thème principal dans le domaine des constructions de génie civil. De nombreux progrès ont été réalisés dans ce domaine au cours de ces dernières années. Il y a cependant quelques aspects qui – quoique non moins importants – sont moins discutés, car ils ne peuvent pas être quantifiés d'un point de vue scientifique : qualité fonctionnelle et économie ; amélioration de la qualité par la possibilité d'échanger des parties ; amélioration de la qualité grâce à des idées de conception ; qualité et esthétique ; décisions politiques et qualité.

ZUSAMMENFASSUNG
Qualität und Wirtschaftlichkeit sind das zentrale Thema des Ingenieurbaus, und in den letzten Jahren wurde auf diesem Gebiet Wesentliches verbessert. Gewisse Gesichtspunkte wurden aber weniger diskutiert, weil sie sich nicht wissenschaftlich erfassen lassen ; trotzdem sind sie wichtig : Nutzung und Kosten – Qualitätsverbesserung durch Auswechselbarkeit? – Qualität durch Entwurfsideen – Gestalterische Qualität – Politische Entscheidungen und Qualität.

1. THE THEME

The theme "quality and economy" of the first session of this symposium is in fact all-embracing. How could structural engineering be defined better than by the search for quality within the framework of economic fesibility? This definition, of course, takes for granted that we see and understand both, quality and economy, in their widest possible sense, as fortunately most of us have started to do, at least in recent years. The decline of the predominantly quantity-minded postwar reconstruction period has been greatly accelerated by the awareness that natural resources, including land and the beauty of nature, are exhaustible.

"Quality" in a structure, of course, means that it has to fulfil functional requirements, that it must be safe and durable during a reasonable lifetime. Beyond that, we know today that quality also includes the architectural appearance of a structure, its adaption to the environment and the landscape, its physiological and psychological impact.

As far as the interrelationship between quality and economy can be measured and quantified, i.e. where it is clear that with additional financial input a defined amount of additional quality can be achieved, we have indeed made substantial progress in recent years: We have improved our knowledge of the behaviour of reinforced concrete and our concept of safety. We know that temperature variations or chemical corrosion affect a structure much more than traffic loads, as defined by codes. It is well known today, though only after a painful process of purification, that durability is not a property of concrete structures per se. It depends first of all on dense concrete and sufficient cover. Density comes mainly from a well planned concrete composition and a low water/cement ratio. To achieve the latter, plastifying additives are the correct solution. Durability also requires careful detailing of the reinforcement, including crack control (which does not mean full prestress), though the crack width itself, within the aesthetically acceptable limits, is not the criterion. For very exposed parts of a structure coated reinforcement may also be a good idea. Finally, durability requires good workmanship, including such obvious points as water-tight and perfectly grouted cable ducts. We are learning to quantify these parameters to the extent that we can directly relate them to the life of a structure, and since they are all connected with additional costs, we have become aware that the cheapest is not the best. Quality and economy is a timedependent interrelationship: it is better to invest more initially, in order to save later through reduced maintenance. We have further become aware that whatever measures we may take, there is no absolute guarantee for their success. Human insufficiency cannot be excluded from design and workmanship and therefore all parts of a structure must be accessible for inspection, maintenance and, if necessary, repair.

This, and much more, are the topics to be further discussed during this session. Let us therefore here try to throw some light on certain further aspects of "quality and economy" which are less often discussed, because they cannot, or cannot yet, be quantified in a scientific way - the reader may judge whether they are therefore less important.

2. FUNCTIONAL QUALITY AND ECONOMY

Usually a building or a structure serves several purposes and has to be designed for a sequence of load cases. Modern safety concepts like the CEB/FIP Model Code consider the probability of their simultaneous occurence and their order of importance by combination factors. However, this concept is not at all satisfactory if, as is frequently the case, a structure is built to serve predominantly

one single requirement, which is nevertheless of only very insignificant influence on the forces. The satisfaction of this requirement then governs the quality but is of no influence on the economy. If now the effect of this single requirement on the structure, e.g. its loads, is uncertain or varies extremely, only nominal additional costs will be incurred in strengthening the structure with respect to its resistance to this factor, and thus its value or quality will be increased, perhaps dramatically.

Two examples may illustrate this:
A young industrialist builds his first factory. The structure is a frame, mainly there to support a crane running on two rails, which rest on corbels (Fig. 1). For cost reasons, a crane is chosen with a capacity just adequate for current production requirements. Accordingly, the consultant designs the corbels, columns and foundations for this load. The firm flourishes and after some time the industrialist wishes to install a crane of greater capacity, but he cannot - because the corbels will not take the additional load. The columns and foundations, on the other hand, could take it easily because they are designed for a most unlikely superposition of wind, snow and crane loads, the latter contributing the least. The whole building has become obsolete because its designer did not foresee this eventuality, in view of which he should have overdesigned the corbels - only the corbels - with the effect of negligible additional costs but a tremendous advantage for his client. One may argue that the client, if he was asked, might not permit the overdesigning of the corbels at his expense, because it is not required for safety reasons or by codes. An engineer, however, must try to understand the psyche of his client and should not ask him, if he cannot expect the right answer. Quality and economy sometimes cannot be quantified and engineering is more than following prescriptions; it demands some imagination.

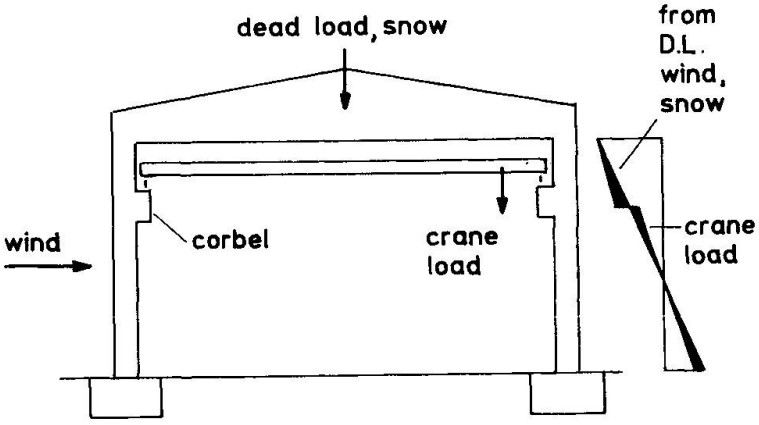


Fig. 1: Moments in the columns of an industrial building

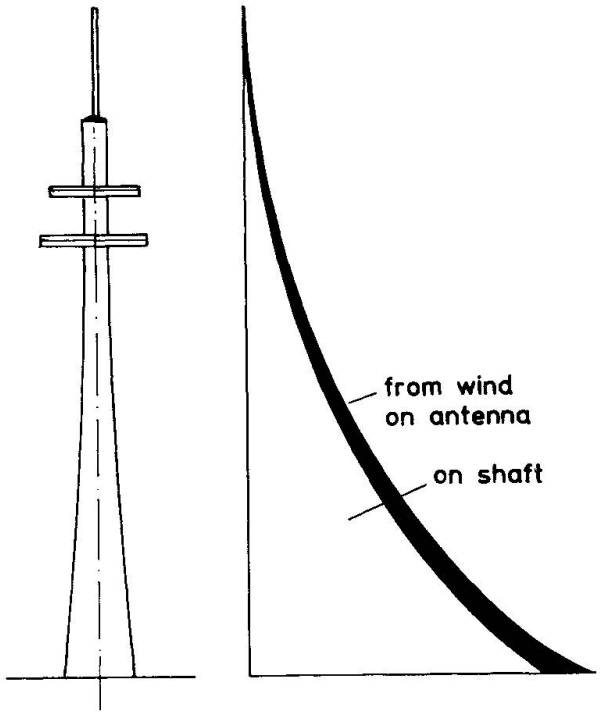


Fig. 2: Moments in a TV tower due to wind

A TV station needs a cylindrical antenna, height 15 m, diameter 1.2 m, on top of a concrete mast, height 200 m (Fig. 2). The predominant load is wind, but the contribution of the antenna itself to the wind moments of the design is of significance only at the

topmost part of the mast, further below it disappears as against the contribution of the mast itself. This is even more the case for the vertical loads. Therefore a far-sighted designer will give some extra strength, which costs almost nothing, to the top of the mast and thus improve its quality by preparing it for a quite likely desire on the part of the client at some time in the future to have a longer antenna installed; that's what the mast is there for. On the other hand, the client's representative himself will not ask for that extra strength right from the beginning, because he does not know the financial consequences and is afraid of being held responsible if the extension should not be required. Engineers must sometimes assume other people's responsibilities.

3. QUALITY THROUGH REPLACEABILITY? - BUILDINGS ARE NOT MACHINES!

There is a tendency today not only to make structures accessible for inspection but also to design certain parts with respect to a possible or even planned replacement after some time. Typical examples are the pot-bearings or the externally applied prestressing tendons for bridges. Paints or plastic covers are proposed to ensure durability of concrete, which also need to be renewed after some years. (We shall not discuss dangerous extravagances, such as providing a building with a snow thawing system instead of designing it for snow loads, as if this machine or its electricity supply could not fail precisely during or due to heavy snowfall.)

Agreed, such ideas should not be condemned generally, e.g. the railings and kerbs of a bridge subject to intensive salt spray must be replaceable without having to build a whole new bridge; paint and plaster in a house is another obvious example. However, a word of warning must be spoken against such tendencies being carried too far. A building or a structure should first of all be designed and built to last. Such is its character as against a machine. This is what the user expects of it. If the trend continues, the designer will concentrate on replaceability instead of quality. If negligence has no serious consequences, it will be encouraged. If the surface of concrete is the painter's job, the concrete contractor will not care. The outcome will be a disaster from the point of view of quality, including architecture. Buildings and structures will become a stockyard of individual spare parts which need not be compatible because they can be exchanged. We can already observe a trend to separate the superstructure of a bridge from its piers by means of replaceable bearings - any superstructure fits on any pier -, and thus bridges are losing their character, their individuality, their cachet. In Germany, though the single-cell box girder for 6-lane highways was developed there, it is forbidden today in favour of two individual box girders on separate piers, so as to be able to repair or replace one half of the bridge with the traffic running on the other. Or the railroads prescribe standard-type simply supported beams for the new high-speed trains, which are replaceable overnight. The result is unsatisfactory, not only from an aesthetic point of view but also with respect to durability: these structures will not only be repairable, they will indeed need repair.

This sort of thinking is conservative, going in the wrong direction, what is needed instead is

4. QUALITY THROUGH IMAGINATIVE DESIGN

To discuss this point, we must start with a statement which should be, but still is not for many, a commonplace: the quality and the economy of a structure in the widest sense are above all prescribed and governed by its design. This is not to exaggerate the role of the designer or to undervalue the necessity

of excellent workmanship or to let the contractors evade their responsibility, but it is a fact that a large number of deficiencies which are attributed at first sight to errors or negligence on site can be traced back to the design. We all know numerous examples of this, from the most trivial case of overcongested reinforcement which does not allow the concrete to penetrate, to such monumental failures as the partial collapse of the Berlin Congress Hall.

One cannot design with and work with a material which one does not know and understand thoroughly. Therefore, design quality starts with education. Structural engineering is a practical profession and therefore no student should be admitted without a practical training, no university curriculum should fail to include courses in sketching, drawing, modelling. Students must be taught how to live with computers, but to use them only after getting approximate results by rule of thumb calculations, and to keep good company with their future architectural colleagues. This is the best investment for quality. It also calls for translucent and consistent design concepts for reinforced and prestressed concrete. They can be derived only from physical models, and we must get away from empiricism. The proposal to use strut-and-tie models, a generalized truss analogy, as an effective tool in this respect is fortunately finding more and more followers. Let us hope that CEB-FIP will use the chance to prepare a modern Model Code on this basis. It could bridge the gap which is liable to open between engineers in practice, who need handy tools, and those researchers who only believe in computer results, by satisfying both: the practitioner will use it in daily design work and the researcher will derive from it the input which he then elaborates on his computers.

A better understanding of the behaviour of reinforced concrete and of the context of the structures made from it will certainly make us aware that we have directed our efforts in the past too frequently to factors of secondary importance with respect to quality and economy: it makes no sense to fight the shear battle for years if the savings in stirrups are negligible in comparison with the outcome of other design parameters. It makes no sense to calculate crack widths with extreme accuracy if their influence on durability can only be measured in broad terms. It makes no sense to infinitely refine a FEM analysis it the material properties or the geometrical imperfections origin from an uneven building site.

However, it does make sense to apply imagination to design and structural detailing. Quality thus achieved does not cost, but results in savings:

When selecting the materials - concrete, steel, wood, plastics - we should be governed only by the question whether their specific properties are appropriate for the given purpose, not by affiliation on a lobby. It is a pity that most civil contractors and also many university institutes (and even this symposium) are material-oriented and not simply construction-minded. The joint use of different materials in one structure, a hybrid solution, promises better results. The composite girder for long-span cable-stayed bridges is superior to the pure concrete or the pure steel girder. High-rise buildings erected in steel and encased in concrete are the most economical. Box girder bridges with concrete top and bottom slabs and steel webs open new possibilities: it is not just politeness to state that particularly our French hosts are developing more imagination in novel bridge design. This symposium will provide evidence.

The quality of concrete itself is best brought out if the design does not deprive it of its monolithic nature.No joint is the best joint, no bearing is the best bearing. If we know and utilize the ductility and ability of reinforced concrete to compensate for stress due to settlement or temperature effects, we will approach this goal. Latest research, such as on the effect of confining

reinforcement on rotation capacity, or on the capability of concrete to transfer forces over cracks with the help of aggregate interlock, is really useful for a move in this direction.

We should also be more aware of the possibilities of shaping concrete consciously to optimize behaviour: smooth, open sections are better than filigree, undulated and hollow ones. They permit a better control of concrete cover, avoid temperature stresses between inside and outside, are easier to inspect and maintain and, last but not least, need fewer or no construction joints. A pure slab is superior to an open T-section, and the latter to a closed box girder. The slab, due to its low bending stiffness, may now be connected homogeneously to the supporting columns, thus avoiding bearings. Why, if flexibility requires it, should these columns not be made of steel and be directly bolted to the concrete slab and concrete foundations (Fig. 3)?

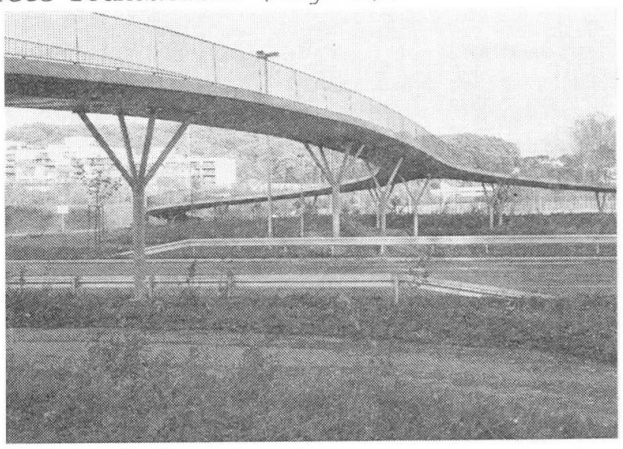


Fig. 3: A pedestrian bridge, slender steel tubes supporting a concrete slab

Without any question, concrete is the material of our times. It complies with the demands of modern architecture and manufacture: it can be freely shaped on site, independent of a shop. Nevertheless, it has lost friends in recent years, because we have exaggerated its application and distorted its natural beauty by imitating, for purely economic reasons, the shapes and production methods which are typical for steel and wood: plain and straight members, cut in pieces and joined again, boring and clumsy instead of free, threedimensional plastic forms, manifold and animating.

In this context concrete shells, the most genuine concrete structures, need to be mentioned. If we are interested in structures which derive the natural beauty of their forms logically from their flow of forces and which require material properties unique to concrete, then we must deplore the fact that they have almost disappeared. This is, of course due to the excessive cost of their formwork, with the effect that the indisputable quality of shells does not go hand in hand with criteria of economy. However, in view of the fact that today we have more advanced shuttering techniques, more effective

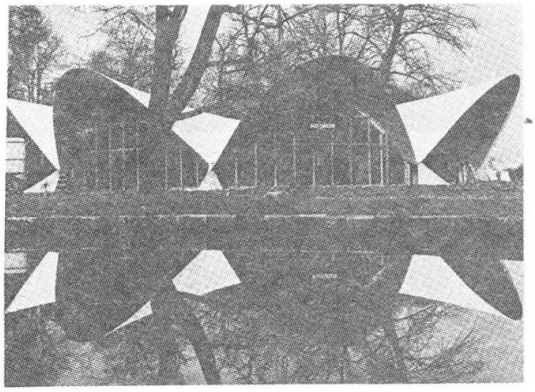


Fig. 4: Glass-fibre reinforced concrete shell diameter 31 m, thickness 12 mm

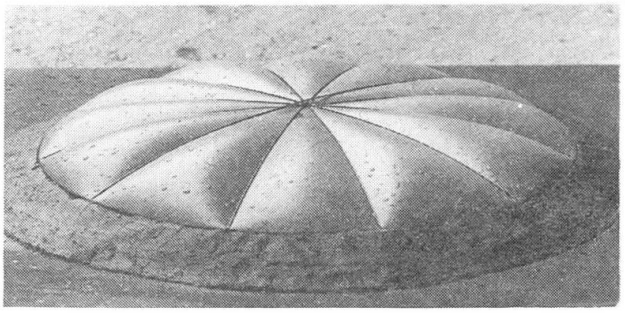


Fig. 5: Pneumatic formwork for a concrete shell

cranes and concrete pumps, and new materials like high strength concrete, it appears to be the consequence of a lack of imagination in design that there are not more shells being built. The use of glass-fibre reinforced concrete (Fig. 4) or of pneumatic formwork (Fig. 5) are examples of efforts to revive shell construction.

5. AESTHETIC QUALITY - A MEASURABLE QUANTITY?

This is, of course, not a directly measurable quantity. But nevertheless it has a real value in several respects.

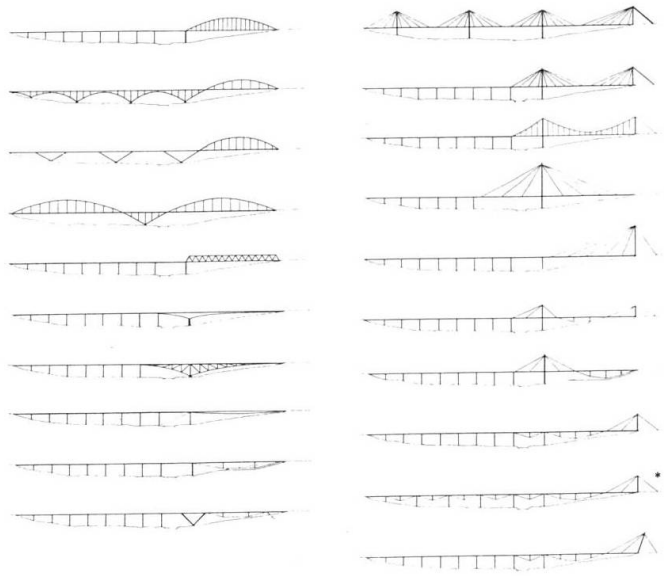
We mentioned above that there are some grounds for improving the aesthetic quality of concrete structures, and we must now add that this is of course true for structures of all materials. In fact, we witness a tragic schizophrenia as far as architecture is concerned: a few types of building enjoy interest and affection, the rest are treated as functional and technological objects. For the first, important administrative buildings, museums, etc., even some kindergartens or private houses, we arrange design competitions, discuss them in public and spend money lavishly. The latter, factories, offices, shopping centres, etc. the so-called functional or utility buildings, have only to serve their purpose and be cheap. Though we structural engineers can and should not evade from any responsibility as far as architecture and buildings are concerned and should try to improve our collaboration with the architects by creative contributions, I want to refer here mainly to these "functional buildings", - as if there could be a building or structure without function. For the bridges, the communication and cooling towers, the traffic facilities, the silos and containments, etc. we are primarily responsible - and they are often of an unutterable ugliness, pure products of construction technology, of a primitive materialism, built without imagination or affection.

Why should we bother? What is the value of aesthetics? First of all: architecture, the art of building, is indivisible. If we exclude certain areas from it, we act against culture! What if our ancestors in times of much less wealth had treated these structures as we do? Would we then admire their cities and bridges today and would it then be worth preserving - as we fortunately started doing some time ago - the architectural heritage of early industrialisation? Further: Can we ignore the fact that these monstrosities, which have made concrete the synonym of ruthless and misused technology, contribute to a large extent to this immanent hostility towards technology as a whole, which mankind can certainly not afford, since it largely depends on technological processes and progress? Could we advertise our profession worse than by our badly styled products? Other branches have long since realized the importance of industrial design, some companies even advertise their products today with the so-called high tech architecture of their buildings. And what about our most important capital, our professional recruits or coming generation? Shouldn't we reflect on the fact that our architecture schools are overcrowded, whereas we are troubled by a dearth of young talent? If a profession is unable to prove that it seeks for creativity, it will not attract creative young men and women, a vicious circle!

How can we change this situation? First of all by education, as already mentioned above with respect to design in general. Then by making structural engineers aware that they produce architecture and that they have to learn how, by offering the necessary courses and training at our schools and universities.
Further, by creating a demand for such creativity, which would die again if it were not encouraged. To this end we must advertise our structures, make

aware of the possible beauty of a bridge, of its impact on its environment, ask architectural critics to take note and to discuss in their media these types of structures also.

This propaganda in aid of a better acceptance of the "functional structures" is further necessary to make the public willing to accept that in this field also, quality has its price. For this is absolutely necessary to overcome a prejudice or misapprehension, which for some reason is also shared by a few respected colleagues, namely that aesthetic quality in structural engineering costs nothing extra. It is argued that for these structures the good forms automatically follows the good technical solution. This is not true! Even a unifunctional structure under given prerequisites, a bridge over a particular valley for example, has multiple solutions (Fig. 6), and the choice will always



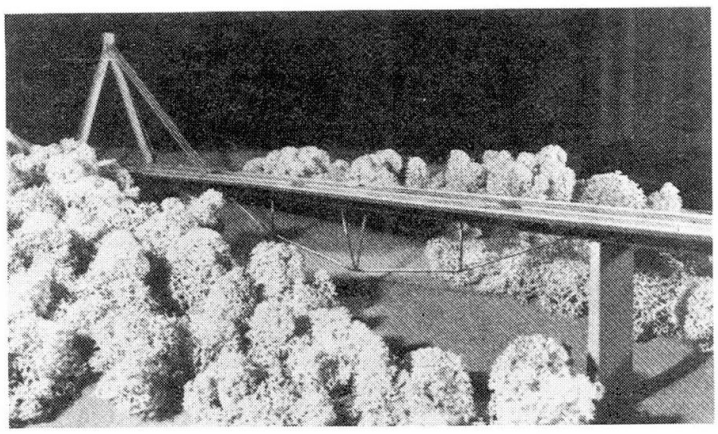


Fig. 6: Some alternatives for one and the same bridge design problem: Prerequisite: a 260 m side span at right because of adverse soil conditions

be subjective and lead to a conflict between aesthetic quality and economy. This is especially so in these times of high labour costs. It is cheaper to waste material and save labour. This leads to manufacture-oriented uniformity. The box girder of constant height, even if the span varies, fits every valley. This does not permit delicacy, lightness, variety, the indispensable attributes of beauty.

Our clients, mostly government employees, will need public endorsement and support if they are prepared to consider not the cheapest tender, but the best, where "best" comprises all ingredients of quality. Thus, the only remaining problem would be to determine what design for a given building or structure really balances quality and economy in the best way. It appears that more design competitions are the best solution, as it has been practised by architects for a long time, and also by structural engineers in certain cases with great success, not forgetting that both should join forces in the competition stage. By the way, this would also help the client to choose the "best consultant" for a given project, if he does not want to rely on other criteria like previous records. It is very regrettable that more and more clients select their consultant on lowest tender or fees. This is a case of false economy.

Tendering could then proceed on the basis of the result of the design competition, and contractors would mainly be asked to produce ideas for the best construction and execution of the work. Alternative designs should not be excluded, but would have to satisfy the overall criteria, quality and economy.

There is still a chance that the art of structural engineering may be awarded a quality and not just a quantity seal, as the situation stands now. It could even happen that engineers' structures will not only be tolerated but become again what they were in the last century: a genuine contribution to culture and the subject of pride for their creators and of admiration for those who see and use them.

6. QUALITY IS FREQUENTLY DETERMINED ELSEWHERE

We know today that the quality of a structure depends significantly on the continuity and coordination of design, construction and maintenance. But we are too little aware or at least have no remedy for the fact that very often the most important decisions on a building or structure are taken before engineers come into the picture. The decisions whether construction activities are to be started at all, where and how, under what social and economic conditions, decisions which may be much more significant than the design and construction itself, are taken by politicians.

This gap between decision-making and professional knowledge cannot lead to acceptable results, obviously not if a lack of coordination within the building process itself already causes problems. The situation may even become grotesque, if politicians use technical arguments to hide their inability or unwillingness to take unpopular political decisions, and if engineers supply infantile technical details and even contradict each other without seeing the political framework and what they are being misused for.

But can we change this situation and, if so, how? It is certainly too simple an answer, though often proposed, to tell engineers to engage in politics. If they did, at least at an early age, they would cease to be engineering professionals, and nothing would change. It is the peculiarity of scientific-

technical professions that they demand the whole person, a continuous professional engagement. This is, it appears, not so within certain other professions, e.g. with teachers and other public servants, and they are therefore overrepresented in parliaments.

So for the moment we must be satisfied with having recognized the problem, and must try to improve things in small steps. We engineers should propagate our profession by writing popular papers on technical subjects. We should keep close contact with politicians, make them understand how we think, and above all learn how they take decisions. If all of us knew better what decisions are being taken, where and by whom, we could better intervene and submit proposals, and would not always be told that we are too late. Maybe at least some experienced engineers with a head for politics could at a later age, after they have gained sufficient professional satisfaction, "sacrifice" themselves and really enter into politics, with the support of their colleagues. Why should it be dishonourable to have an engineers' lobby?

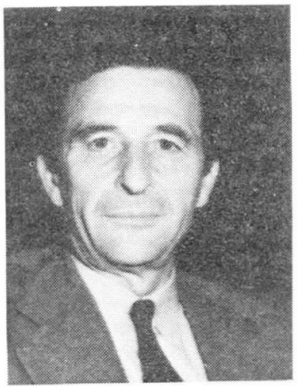
This is a wide and important subject and it must be gratefully acknowledged that the IABSE leaders have decided to look into it.

Qualité et économie

Qualität und Wirtschaftlichkeit

Quality and cost-effectiveness

Pierre RICHARD
Vice-Président
Bouygues
Clamart, France



Né en 1927, a obtenu son Diplôme d'Ingénieur de l'École Nationale Supérieure des Arts et Industries de Strasbourg. Directeur scientifique du Groupe Bouygues, Pierre Richard est membre du Conseil Scientifique de l'École Nationale des Ponts et Chaussées.

RÉSUMÉ
Les grandes structures, les ouvrages d'art, ont été l'objet de nombreuses critiques émanant du public ; elles portent sur deux points, d'une part la monotonie de ces structures, leur manque de qualités architecturales, et d'autre part l'amplification de ces tares par une exécution médiocre. L'objet de cet article est de montrer, notamment au niveau de l'exécution, que la qualité au sens général n'est pas un facteur d'accroissement des dépenses, mais qu'au contraire elle contribue par son exigence à la diminution des coûts.

ZUSAMMENFASSUNG
Grosse Ingenieurbauten sind zur Zielscheibe öffentlicher Kritik geworden, insbesondere in Bezug auf ihre Monotonie und ihre mangelnde architektonische Qualität einerseits und auf eine mittelmässige Bauausführung anderseits. Der Zweck dieses Artikels ist es, zu zeigen, dass die Bauqualität generell kein Grund für erhöhte Kosten ist, sondern dass sie dank ihrer hohen Anforderungen zu Kostenerspamissen führt.

SUMMARY
Major engineering structures have been the object of a great deal of public criticism focusing on their monotony and lack of architectural appeal. These weaknesses are said to be aggravated by mediocre construction quality. The purpose of this article is to show that construction quality in a general sense is not a source of increased cost, but rather that the accompanying high standards actually lead to cost savings.

Les grandes structures, les ouvrages d'art à construire dans les prochaines décennies devront tenir compte des critiques portées par nos contemporains concernant les ouvrages construits depuis la deuxième guerre mondiale.

Ces critiques portent essentiellement sur deux points :

- Le premier est l'absence de véritable recherche architecturale. Bien souvent le public ne retient des constructions en béton armé ou en béton précontraint que les parements uniformément gris, devenant irrégulièrement tachés et sales. Le grand nombre d'ouvrages ainsi construits a conduit les utilisateurs à une véritable phobie du béton, au point que celui-ci est devenu le symbole négatif des dernières années. Cette première critique sera prise en compte par les orateurs de ce symposium chargés de traiter des perspectives architecturales nouvelles. Cette recherche architecturale devra pouvoir s'appuyer sur l'innovation plus que sur l'emploi de matériaux plus riches donc plus coûteux, car le contexte économique est et restera difficile pendant de nombreuses années.

- Le deuxième aspect des critiques relatives aux ouvrages contemporains est celui de la qualité. Car les ouvrages, quand ils n'étaient pas médiocres dans leur conception générale, ont souvent été desservis par l'absence de qualité d'exécution. Les responsables Maîtres d'Oeuvres Entreprises se sont souvent abrités derrière l'idée que la qualité coûte cher, que la main-d'oeuvre n'était pas qualifiée, ou derrière toute autre raison considérée comme indépendante de la volonté des acteurs.

  Pour notre part, nous pensons qu'il s'agissait surtout d'un manque de réflexion et de volonté, car la bonne qualité d'exécution ne coûte rien ; qu'elle est bien souvent au contraire une source de profits pour l'entreprise, justifiés par la satisfaction du Maître d'Ouvrage et des utilisateurs.

  Elle impose seulement une organisation générale de l'entreprise, une réflexion technologique permanente et à tous les niveaux, donc la formation permanente des hommes. Enfin, l'entreprise doit avoir un Service du Contrôle de la Qualité directement rattaché à la Direction Générale, indépendant de la hiérarchie d'éxécution, car celle-ci, aux prises avec les difficultés quotidiennes de gestion d'un chantier, peut toujours, par manque de sang-froid, lassitude, être tentée d'emprunter les chemins de la facilité apparente de l'instant.

Nous allons montrer, à partir de l'analyse des coûts d'un chantier de Pont, le bien-fondé de notre affirmation. Il s'agit d'un ouvrage en mer (liaison continent-Ile de Ré), sa longueur est de 3 km environ, sa largeur de 15 m, les portées sont en général de 110 m. La profondeur d'eau variable peut atteindre 18 m, la houle, les marées, sont importantes.

L'analyse de coût peut être différente d'un ouvrage à un autre, mais les conclusions que nous tirerons de celle-ci sont, à des expériences et nuances près, toujours de même nature. Elles restent vraies qu'il s'agisse d'un chantier de terrassement, d'un barrage, ou d'un tunnel.

1. PRECISIONS CONCERNANT LE TABLEAU D'ANALYSE DES PRIX

- Les prix de l'encadrement et de la main-d'oeuvre horaire comprennent l'ensemble des charges, dont éventuellement les frais de déplacements et de formation de main-d'oeuvre locale imposée dans le cadre particulier de ce chantier.

- Matériaux : ces prix comprennent leur transport sur le chantier. La colonne transport correspondant aux frais de transport du matériel et des consommables.

EXEMPLE D'ANALYSE D'UN PRIX D'OUVRAGE
(PRIX DE VENTE SANS BENEFICE)
POURCENTAGES

	ENCADREMENT	M.O. HORAIRE	MATERIAUX	CONSOM-MABLES	MATERIEL	RECHANGE	TRANSPORT	ETUDES	DIVERS	S/TRAI-TANTS	TOTAUX
FRAIS GENERAUX ENTREPRISE	3,000	-	-	1,500	3,000	-	-	0,500	1,000	-	9,000
FRAIS GENERAUX + INSTALLATION CHANTIER	2,756	0,137	0,009	0,410	0,810	-	0,091	-	3,613	0,564	8,390
FONDATIONS	1,684	4,368	4,723	2,439	6,325	0,228	1,929	-	0,628	4,241	26,565
PILES	1,147	2,757	1,738	1,765	2,293	0,018	-	-	-	-	9,718
TABLIER	1,884	10,392	11,830	3,804	5,760	0,382	0,282	-	0,319	-	34,653
EQUIPEMENTS	-	0,464	2,011	0,282	0,036	-	-	-	-	6,024	8,817
ETUDES	-	-	-	-	-	-	-	2,857	-	-	2,857
TOTAUX	10,471	18,118	20,311	10,200	18,224	0,628	2,302	3,357	5,560	10,829	100,000

- Les consommables représentent ce que l'on entend au sens habituel de ce mot plus les matériels amortis en totalité sur le chantier.

- Le matériel représente la part d'amortissement du matériel réutilisable par l'entreprise.

- La colonne divers comprend notamment l'ensemble des assurances et les frais de fonctionnement de l'agence de chantier, de la cellule de commandement implantée au siège de l'Entreprise, d'interventions extérieures diverses.

- La structure des prix de sous-traitance peut être considérée comme semblable à celle de l'entreprise.

2. REMARQUES GENERALES

- Les matériaux utilisés représentent donc le cinquième du prix de vente de cet ouvrage.

- Nous pourrions donc être tentés de dire que les économies de quantités ont un impact secondaire sur le prix de l'ouvrage. En fait il n'en est rien, car les quantités de matériaux à mettre en place ont une influence sur les dépenses de main d'oeuvre horaire d'une part, et peuvent d'autre part avoir une incidence importante sur les consommables et sur le matériel notamment dans le cas de préfabrication, ce qui est le cas de cet ouvrage pour son tablier.

- Il faut noter encore que l'encadrement du chantier représente des dépenses pratiquement proportionnelles à la durée du chantier. Nous voyons donc qu'une entreprise aura de fortes raisons de tenir les délais prévus. Dans le cas que nous examinons, chaque mois de retard coûte en encadrement 0,40 % environ du prix de vente. Comme il en est pratiquement de même pour une partie au moins du poste matériel, on peut dire pour conclure que dans ce cas chaque mois de retard coûte à l'entreprise 1,00 % du prix de vente. Quand on sait que le bénéfice moyen d'une entreprise atteint difficilement 2 % dans les conditions économiques présentes, tout espoir de bénéfice disparaît avec seulement 2 mois de retard, soit de l'ordre de 10 % du délai prévu pour l'exécution. Ceci sans prise en compte des indemnités de retard prévues par le client et éventuellement des préjudices portés aux entreprises sous-traitantes.

3. LES DELAIS D'EXECUTION

Dans la concurrence très vive que nous connaissons, les délais d'exécution sont liés au respect des prévisions concernant les cadences de production retenues lors de l'établissement des prix, ces cadences de production sont toujours ambitieuses dans un objectif de compétitivité. Ces cadences ne peuvent être tenues que si le matériel est parfaitement adapté aux tâches, que si les différentes phases de la fabrication n'exigent aucun retour en arrière pour des réparations ou remises en ordre. En un mot tout doit être prévu dans le détail.

Pour illustrer notre propos, prenons le cas de la préfabrication. Au jour de son démarrage, la composition des bétons, les séquences de sa fabrication parfaitement connues et le matériel doivent être au point. En ce qui concerne ce dernier, l'encadrement doit être conscient de ses faiblesses et avoir prévu son entretien. Les coffrages ont été essayés, corrigés dans le détail, la préparation des armatures et des outils également testés.

Les méthodes de mise en place des armatures dans les coffrages, les outils nécessaires, les méthodes de bétonnage testées et l'ajustement du béton auront fait l'objet du plus grand soin.

Dans cette énumération, rien ne demande de qualités exceptionnelles, il faut seulement du sérieux, du travail, du professionnalisme. Si la chaîne a été suivie de bout en bout, les cadences seront atteintes rapidement et en prime la bonne qualité d'exécution obtenue. Il en est ainsi pour toutes les phases de l'exécution.

4. LA QUALITE

La qualité ainsi obtenue, impérative pour la satisfaction du client et la prospérité de l'entreprise, est donc surtout une affaire de qualité d'hommes chargés de la conception et de l'exécution du chantier, car en effet celle-ci commence au niveau des bureaux d'études, au niveau des spécialistes de méthodes d'exécution, au niveau de ceux chargés de la conception de la réalisation des outils spécifiques et enfin de ceux en charge des choix des matériels banalisés.

Nous voyons bien en examinant la structure des prix que cette qualité ne peut pas venir de la seule bonne qualité des matériaux. Le personnel d'une entreprise travaillera naturellement bien s'il est placé dans un contexte organisé intelligemment, c'est-à-dire si la direction générale de celle-ci a la volonté de la qualité et la clairvoyance lui permettant de comprendre que les profits lui sont directement liés. C'est en ce sens que l'on peut dire que la qualité ne coûte rien, des hommes bien organisés ne coûtent pas plus cher et même certainement moins que d'autres.

Tout cela se vérifie par l'examen du tableau, l'encadrement, la main d'oeuvre horaire, les études représentent 32 %, soit le tiers du prix de l'ouvrage. Dans les chapitres consommables, matériel, rechange, transport, la part personnel représente encore un minimum de 10 % du coût total. Chez les sous-traitants, la part personnel représente environ 4 %. Les dépenses personnel sur un chantier approchent donc la moitié du coût de l'ouvrage. Il ne faut donc pas être surpris que la qualité soit surtout une affaire de qualité d'organisation.

Il faut noter qu'une bonne direction générale sera attentive, dans ce but de la qualité, à la formation des hommes et ce à tous les niveaux.

5. LE CONTROLE DE LA QUALITE INTERNE A L'ENTREPRISE

Ces choses simples, presque évidentes, peuvent toujours être momentanément oubliées ou incomprises des éléments nouveaux d'une organisation.

Le feu de l'action, les difficultés imprévues toujours possibles dans notre métier peuvent conduire par manque de sang-froid à vouloir faire des économies apparentes ou hors d'échelle.

Le manque d'expérience, des connaissances insuffisantes, des fautes de raisonnement peuvent aussi éloigner de la voie simple de la qualité.

C'est pourquoi l'organisation d'une entreprise doit aujourd'hui être impérativement complétée par une cellule de contrôle de la qualité. Son rôle sera de rappeler sans cesse les idées simples que nous venons d'exprimer et d'apporter son soutien technique en toute circonstance. Cette entité sera hors hiérarchie de production, elle doit être la représentante sur place de la volonté de la direction générale. Cette indépendance lui donnera, dans les cas extrêmes, la possibilité de sanctionner.

L'expérience montre que son coût est très inférieur à celui des erreurs qui seraient faites en dehors de sa présence. Ce n'est donc pas un coût supplémentaire. C'est un moyen de réduire le poste des aléas de l'exécution.

Ces affirmations ne sont pas des convictions, elles sont des résultats d'observations faites sur un grand nombre de chantiers difficiles techniquement ou contractuellement.

Cette organisation de la qualité aura enfin un dernier et important rôle dans l'entreprise. Grâce à l'observation détaillée des chantiers les plus complexes réalisés par une entreprise, elle pourra conduire et conseiller l'évolution technologique de l'entreprise d'une part et d'autre part elle aura tous les éléments pour comprendre et développer l'innovation dans la conception même des ouvrages. Elle pourra le faire dans la connaissance réelle des coûts, elle ne fera donc pas de l'innovation abstraite mais de l'innovation dirigée vers un abaissement des coûts et une amélioration de la qualité, soucieuse de la compétitivité de l'entreprise dont elle est partie.

Leere Seite
Blank page
Page vide

Le pont haubané en béton précontraint de Yobuko au Japon

Yobuko – Spannbeton-Schrägseilbrücke in Japan

Yobuko Prestressed Concrete Cable-Stayed Bridge, Japan

Mineo MORIMOTO
Président
New Structural Engineering, Ltd
Tokyo, Japon

Mineo MORIMOTO, né en 1933, docteur ès technologie de l'Université de Nihon et ingénieur enregistré au gouvernement japonais dans le domaine des ouvrages en béton et en acier. Il suivit son stage technique en France : comme stagiaire d'ASTEF en 1964 et comme stagiaire du recyclage d'ACTIM en 1975, et il travaille à présent avec les sociétés françaises.

Minoru WATANABE
Ingénieur-en-chef
New Structural Engineering, Ltd
Tokyo, Japon

Minoru WATANABE, né en 1950, sortit de l'Université de Kanazawa Kogyo en 1973. Il est chargé, comme ingénieur enregistré au gouvernement japonais dans le domaine des ouvrages en béton et en acier, de l'étude et la gestion de la construction des ouvrage d'art en béton précontraint, spécialement pour les ponts à haubans.

RÉSUMÉ
Le Grand Pont de Yobuko, pont haubané en béton précontraint, dont la travée centrale est de 250 m de portée, est en cours de construction au Japon. Il sera le plus grand pont en béton dans ce pays, lorsqu'il sera achevé. Au Japon, il y a très souvent des tremblements de terre et des typhons. C'est ainsi que le type de la structure et la section transversale du tablier de ce pont ont été choisis après vérification de la sécurité au moyen de l'analyse de la réponse sismique et essais aérodynamiques.

ZUSAMMENFASSUNG
Die grosse Yobuko-Brücke ist zur Zeit im Bau. Nach der Vollendung wird sie mit einer Hauptöffnung von 250 m die längste Betonbrücke in Japan sein. Wegen des häufigen Auftretens von Erdbeben und Stürmen mit sehr hohen Windgeschwindigkeiten in Japan, wurden die Tragstrukturen der Brücke und der Brückenquerschnitt mit Hilfe dynamischer Analysen und Versuchen im Windkanal bestimmt.

SUMMARY
A prestressed concrete, cable-stayed bridge, Yobuko Grand Bridge, with a center span of 250 m, is under construction in Japan. After its completion, it will be the longest concrete bridge in Japan. There are frequent earthquakes and typhoons in Japan ; therefore, the basic structural system and the cross section of the deck are determined by the seismic response analysis and the wind tunnel experiment.

1. AVANT-PROPOS

Le Grand Pont de YOBUKO est un pont sur la mer qui relie l'île de Kabeshima et la ville de Yobuko à la Préfecture de Saga. Après la considération sur les diverses données du projet, on a décidé de construire un pont à haubans en béton précontraint à trois travées dont la travée centrale est de 250m.

En cequi concerne la structure principale, on a déterminé, d'après l'étude fondamenatle sur les caractéristiques mécaniques d'ouvrages (Réf:(1)), le type de la structure flottante à haubans multiples réparties.

Cela permet:
-(1) une meilleure répartition des forces horizontales d'inertie sismique aux deux pylônes ainsi qu'aux deux appuis d'extrémité,
-(2) la diminution des forces due à la réponse sismque, selon le choix du système hyperstatique de structure d'une longue période, par conséquent, la diminution du volume des fondations des piles,
-(3) mais, au contraire, le type du tablier avec articulation au milieu de la travée centrale, avec la flèche due à la déformation differée du béton, risque de gêner la circulation des véhicules.

En même temps, le choix des haubanages est décidé en faisant la comparaison entre les types évenatil et harpe. On a définitivement choisi le dernier, avec lequel on a une plus petite valeur de déformation horizontale du tablier et une diminution des efforts des piles et des fondations dues au tremblement de terre, par l'augmentation des forces composantes horizontales des haubans, c'est-à-dire, par l'augmentation du rigidité du tablier.

2. DIMENSIONNEMENT DU TABLIER

2.1.Le choix des travées centrale et de rive

La travée centrale a été fixée à 250m selon les conditions données ci-après, et sur ce principe, les travées de rive gauche et droite ont une portée de 121m, et les haubans multiples réparties sont disposés symétriquement par rapport aux pylônes (Fig.1). C'est pour avoir, autant que possible, le moment fléchissant symétrique entre le pylône et la pile au cours de la construction du tablier par encorbellements successifs.

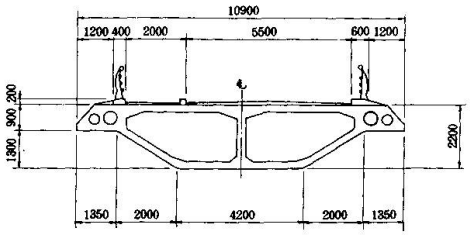


Fig.2 Section transversale du tablier

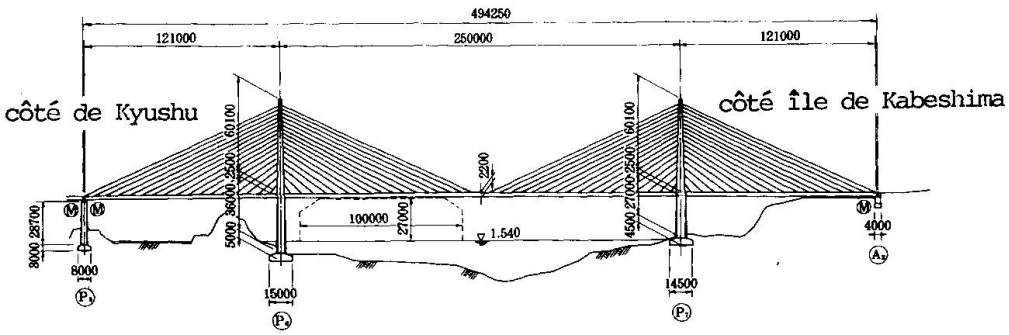


Fig.1 Elevation du pont principal à haubans en béton précontraint

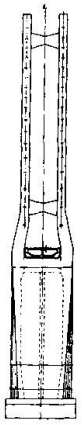


Fig.3 Pile et pylône

-ne pas produire de réaction négative au droit des appuis extrêmes sous l'effet des charges d'exploitation.

Mais, en pratique, une très petite réaction négative étant produite à l'appui extrême sous l'effet des charges d'exploitation, on a disposé un contre-poids en béton à l'intérieur du tablier à caisson.

2.2.La forme de la section transversale du tablier

-(1) En tenant compte de l'atmosphère marine extrêmement sévère, la section transversale du tablier est choisie en forme de caisson fermé, qui n'est pas susceptible de subir l'attaque des chlorures
-(2) La détermination de la forme de section transversale est convenablement faite pour assurer un comportement aérodynamique favorable contre le vent.

En fonction de ces deux conditions, on a choisi une section en poutre-caisson composée des deux nervures inclinées avec un déflecteur supérieur formant console de la dalle supérieure (Fig.2).

2.3.Le schéma transversal du pylône

Suivant les conditions données ci-après, le schéma transversal du pylône est conçu sous forme d'un portique ayant deux poteaux verticaux reliés par deux traverses horizontales, disposées à leur partie supérieure et inférieure, et fixées directement dans la pile en forme de caisson.(Fig.3)

-(1) suspension verticale des haubans suivant deux nappes latérales parallèles(suspension latérale)
-(2) ancrage des haubans réparties sur la hauteur du pylône
-(3) augmentation de rigidité latérale du pylône contre l'effet latéral sismique et le flambement du pylône

3. HAUBANS

Pour les haubans, les câbles de précontrainte du type SEEE F-PH ont été développées par notre entreprise NSE et SEEE pour le pont à haubans. Ils sont constitués des torons legèrement retordus pour la précontrainte dont l'espace est rempli, d'abord, de l'huile anti-corrosive, et puis autour desquels est disposé du polyéthylène de haute densité contenant du carbone. Ils sont donc assurés d'une protection complète contre la corrosion, et il n'est pas besoin d'injection au chantier, et par conséquent, leur poids propre est beacoup diminué par rapport au type injecté de ciment de mortier.

4. L'ANALYSE DE LA REPONSE SISMIQUE

L'analyse sismique a été effectuée par deux méthodes de calcul; l'analyse spectrale de réponse-accélération et celle de l'histoire d'écoulement du temps. Pour la première, on a utilisé le spectre de la réponse-accélération qui semble présenter la caractéristique sismique plus proche de celle du séisme prévu au site de construction. Pour la deuxième, on a utilisé l'ondulation quasi-accélérée qui correspond à la première analyse.

4.1.Spectre de réponse-accélération pris en compte à l'étude

Le spectre de réponse-accélération peut être estimé par la formule(1), avec un coefficient d'amortissement h=5%:

$$SA(T,M,\Delta,Gc) = a(T,Gc) \times 10^{b(T,Gc)M} \times (\Delta + 30)^{-1,178} \quad \text{----------(1)}$$

où: a(T,Gc) et b(T,Gc): coefficients donnés par la fréquence propre T et les caractéristiques mécaniques Gc du sol de fondation
M: magnitude des séismes
Δ: distance de l'épicentre sismique

Dans le cas de ce pont où le coefficient d'amortissement a été supposé 2%, la valeur calculée par la formule (1) a été modifiée par la formule (2), et en majorant cette valeur par le coefficient: γ =1.5, teant compte l'imprécision de la prévision, le spectre de la réponse-accélération à l'étude a été donné (Fig.4).

$$\xi\, SA(h) = \frac{1.5}{40.h + 1} + 0.5 = 1.333 \qquad \text{----------(2)}$$

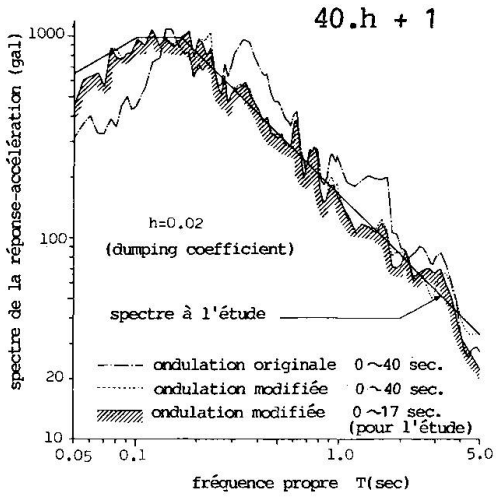


Fig.4 Comparaison du spectre de la réponse-accélération

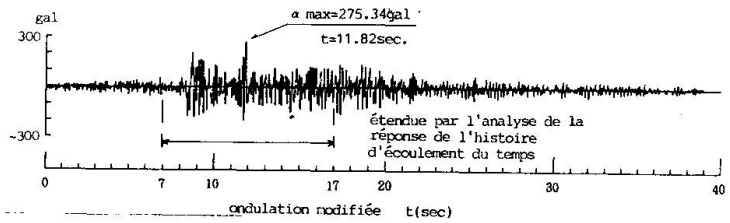


Fig.5 Ondulation quasi-accélérée

	déplacement horizontal	déplacement vertical
spectre de la réponse	7.4cm	12.3cm
l'histoire du temps	10.3cm	19.4cm

Table-1 Déplacement de la réponse maximale du tablier

4.2.L'ondulation quasi-accélérée

L'ondulation quasi-accélérée a été obtenue par le contrôle de la caractéristique de son amplitude dans la mesure de sa fréquence. On ne change pas pour cela la caractéristique topologique enregistrée par les résultats pratiques de grande échelle de séisme.

Dans le cas de ce pont, on a employé, comme ondulation fondamentale du séisme, celle de l'ondulation de Pont de KAIHOKU qui avait été donnée sur le rocher à 100km environ de l'épicentre sismique lors du tremblement de terre dans la mer de Miyagi Préfectre en 1978 (M=7.4)(Fig.5).

4.3.L'analyse de la réponse sismique de l'ouvrage en service

Lorsque ce pont à haubans du type flottant et haubanage en harpe a senti un tremblement de terre dans le sens longitudinal, le tablier montre sa performance vibrante: la période propre du premier ordre est T_1=3.17 sec.
La Table-1 montre le déplacement de la réponse maximale du tablier, où l'on trouve la valeur plus grande obtenue par l'analyse de l'histoire de l'écoulement du temps.

Selon le déplacement de la réponse de l'histoire d'écoulement du temps, on a constaté qu'il y avait tendance à l'augmentation progressive du déplacement de la réponse, même après que le mouvement sismique ait montré la valeur maximale. Cette tendance est plus marquée si l'on emploie les haubans en éventail. Dans le cas de type en harpe, presque toutes les forces d'inertie du tablier sont concentrées dans les haubans les plus bas. Mais, ce pont est équippé du dispositif de connecteurs sismiques aux deux extrémités du tablier pour empêcher le déplacement horizontal excessif.

Au début de l'étude, on a craint que la résistance transversale de la poutre ne soit insuffisante contre le séisme dans le sens latéral avec la largeur de 10.9m seulement par rapport à sa portée. Mais, il n'y a aucune difficulté, car l'effort latéral de la réponse n'est pas important à cause de la longueur de la première période, soit 2.42/sec.

4.4.L'analyse de la réponse sismique en cours de construction

La force sismique en cours de construction a été estimée à 50% par rapport à celle de l'ouvrage en service. Au cours de construction du tablier, le déplacement longitudinal est très petit, parce qu'un verrou provisiore l'empêche.

Par contre, le moment fléchissant maximal à base des piles, dans le sens longitudinal, est relativement important, soit 81% de valeur en service. Mais, dans le sens latéral, c'est à peu près 50% du moment en service. Le déplacement maximal vertical est de 4.6cm,et, dans le sens transversal du tablier est de 8.4cm.

5. STABILITE AEROELASTIQUE AU VENT

5.1.Stabilite aéroélastique au vent de l'ouvrage en service

La stabilité aéroélastique au vent donnée après l'achèvement a été vérfiée selon des essais aérodynamiques sur maquettes en soufflerie. L'essai préliminaire a été effectué pour différentes formes en section du tablier, et l'essai en détail a été effectué sur la section définitive IV (Fig.6-7).

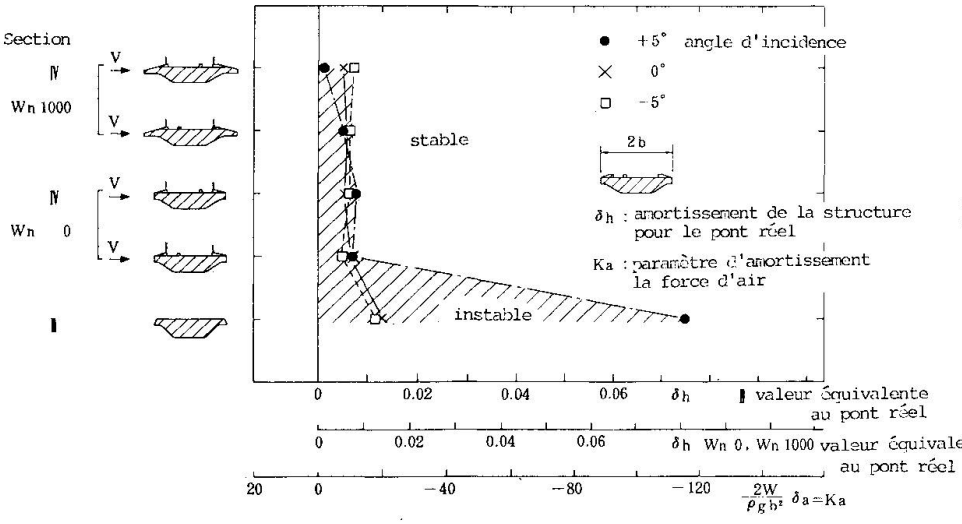


Fig.6 Coefficient d'amortissement de la force d'air maximale pour l'excitation due aux échappements tourbillnnaires, obtenu par l'essai en détail

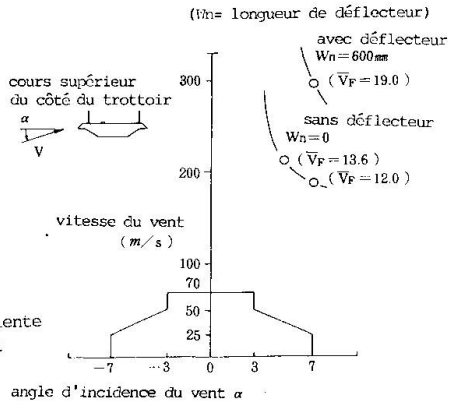


Fig.7 Dans le cas du vent côté trottoir

A la section IV, le déflecteur supérieur et la forme de garde-corps ont été choisis pour que la vibration du tablier ne se produise par les forces aérodynamiques sous l'effet des décollements périodiques de l'écoulement autour de la section; après la vérification sur la vibration pour une vitesse du vent modéree puis élevée, on a confirmé que la section sans déflecteur supérieur était suffisamment stable avec le coefficient d'amortissement d'ordre de 2%. A la fin, la longueur de déflecteur supérieur a été décidée de 600mm pour accroître la sécurité.

5.2.Stabilité aéroélastique au vent pendant la construction

La stabilité aéroélastique au vent a été vérifiée par des essais aérodynamiques sur maquettes tridimensionnelles rigides de façon qu'au cours de construction,le tablier résiste à l'effet d'un typhon, même dans sa configuration la plus instable.

En cours de construction, lorsque la corniche sur le tablier n'existe pas, on a donc prévu l'excitation due à des échappements tourbillonnaires de "KARMAN" pour des vitesses du vent modérées, et l'apparition du "flottement" par les oscillations de l'obstacle dans l'écoulement pour des vitesses du vent élevées.

Quant à l'excitation résultant des échappements tourbillonnaires pour des vitesses du vent modérées, si l'angle d'incidence est inférieur à 4° et que le coefficient d'amortissement de structure est supérieur à 3%, le profil choisi est le moins susceptible de produire un échappement tourbillonnaire, grâce à l'apparition d'un vent non régulier,dû à la présence de l'équipage mobile. Le vent irrégulier provoqué par l'équipage mobile a lieu dans l'état de la grande vitesse du vent, l'oscillation irrégulière couplée en flexion et torsion, qui produit une oscillation de forme irrégulière au bout du tablier.Mais, cette oscillation irrégulière peut être bien contrôlée en modifiant la couverture de l'équipage, et par conséquent, il n'y a aucun problème en réalité.

6. CONCLUSION

Au Japon, les projets de ponts de grande portée exigent des études statiques et des méthodes de construction particulièrement délicates, en raison de la grande sévérité des conditions climatiques, et notamment des séismes et de typhons.

La réalisation du Grand Pont de YOBUKO, dont le type structural et les profils des éléments principaux des ouvrages(tablier, pylône) ont été choisis en considération surla caractérisitique sismique et la stabilité aéroélastique au vent, est très profitable pour le développement des ponts à haubans en béton précontraint non seulement au Japon, mais aussi dans les pays où les tremblements de terre et les typhons sont fréquents. Nous souhaitons que ce rapport puisse être fort utile d'une manière quelconque.

REFERENCE

1.SOGAWA F., WATANABE M., Etude fondamentale sur les caractéristiques structurales du pont à haubans en béton précontraint, Journal de la Précontrainte, Japon, Vol.26 No.5 1984
2. KATABUCHI H., KUGA N., MORIMOTO M., SOGAWA F., WATANABE M., Projet de Pont de YOBUKO, Etude de Pont de YOBUKO, Analyse de la réponse sismique de Pont de YOBUKO, Ponts, Japon, No.11 1986, No.12 1986, NO.2 1987

Design Principles and Construction Methods of the Sunshine Skyway Bridge

Projet et construction du nouveau pont de Tampa, USA

Projekt und Ausführung der Sunshine Skyway Brücke in Tampa, USA

Jean MULLER
Technical Director
Figg and Muller Engineers, Inc.
Paris, France

Daniel TASSIN
Technical Director
Figg and Muller Engineers, Inc.
Paris, France

SUMMARY
The new Sunshine Skyway Bridge across Tampa Bay in Florida, USA, has a main span of 366 m above the navigation channel. The 30 m wide deck is a concrete single box girder supported by a single row of multiple stays. Precast segments with matching epoxy joints are assembled by external prestressing. The high level approach viaducts on either side of the main 1,200 m unit are also built with the same concept. The highway traffic is carried directly on the as-cast surface of the precast segment top slab with no waterproof membrane and overlay.

RÉSUMÉ
Le nouveau pont de Tampa, aux États-Unis, franchit le chenal de navigation avec une portée libre de 366 m. Le tablier comporte un caisson unique en béton précontraint porté par une nappe centrale de haubans multiples. Les voussoirs préfabriqués à joints conjugués avec résine époxyde sont assemblés par précontrainte extérieure. Les travées d'accès à la portée centrale sont construites selon la même technique.

ZUSAMMENFASSUNG
Die neue Sunshine Skyway Brücke über die Tampa Bucht hat eine Hauptspannweite von 366 m, die als Schiffahrtsöffnung dient. Der Ueberbau besteht aus einem 30 m breiten, einzelligen Kastenquerschnitt in Beton, der durch eine Vielzahl von Schrägseilen in der Mittelebene unterstützt ist. Vorfabrizierte Segmente mit Kunstharzfugen sind durch externe Spannkabel zusammengespannt. Die Seitenspannweiten sind ebenfalls mit der gleichen Technik gebaut. Die Strassenfahrzeuge fahren direkt auf der Betonoberfläche der Segmente ; es ist weder eine Isolation noch ein Belag vorhanden.

The new Sunshine Skyway Bridge is located south of Tampa, Florida, U.S.A., between St. Petersburg and Bradenton (see Fig. 1).

This structure now complete has a total length of 21,900 ft (6,680 m) and carries two twin 40 ft (12 m) roadways. With a total construction cost in excess of USD 200 M, this bridge project is one of the largest in the world today.

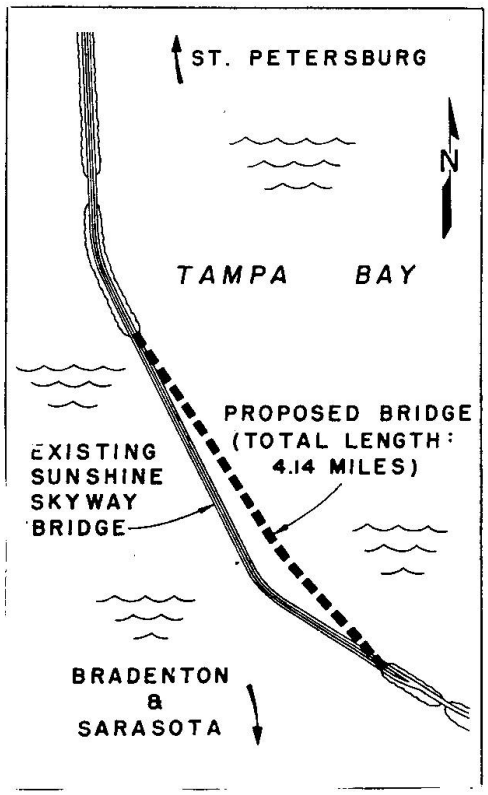


Fig. 1 Location Plan

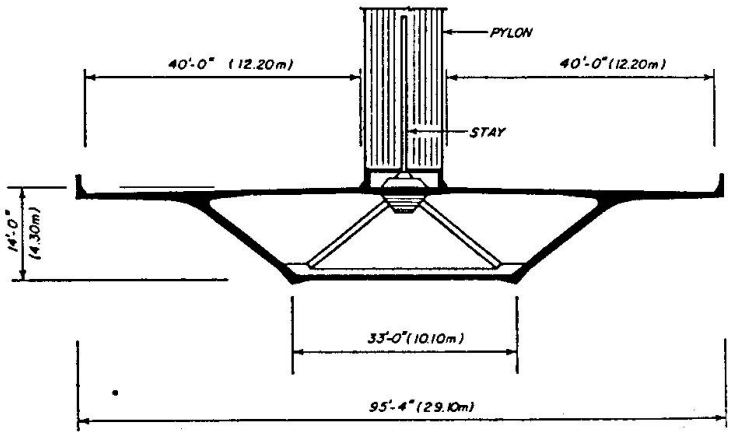


Fig. 2 Typical Section of Single Box Girder

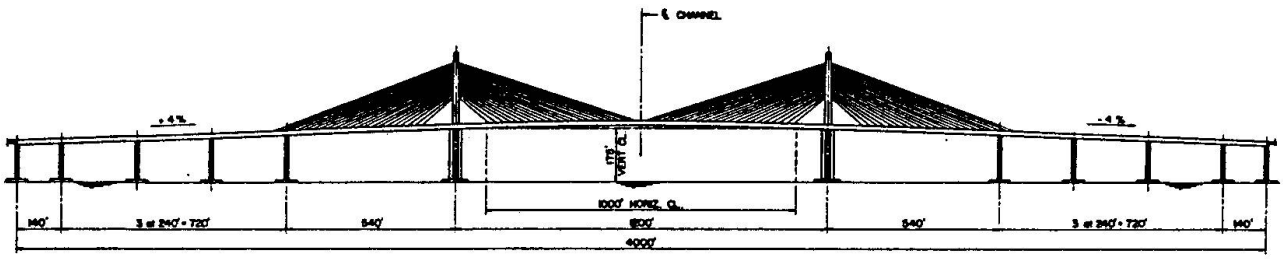


Fig. 3 Elevation of Center 4,000 ft Unit

The center portion of the bridge makes use of precast segmental construction on a total length of 8,860 ft (2,700 m):

- Two high level approaches with 135 ft (40 m) spans and twin separate box girders resting on precast segmental piers lead to the main structure,
- The main structure, 4,000 ft (1,200 m) long, has a single box girder 94 ft (28.70 m) wide resting on cast-in-place box piers (see Fig. 2 and 3).

The main span over the navigation channel has a clear opening of 1,200 ft (367 m) and is suspended to a single center system of cable stays and reinforced concrete pylons.

The structures are designed for AASHTO highway loads and hurricane conditions. The maximum design wind pressure at the pylon top was taken at 80 psf, which corresponds to a wind velocity (including gust factor) of 180 mph. Very elaborate aeroelastic studies were conducted with two tunnel test models to ascertain the dynamic stability of the bridge and to obtain reliable static coefficients used for the design (see Fig. 7).

The drag factor of the deck box girder with the barrier curb is 1.35, in relation to the surface area seen in elevation. A steady horizontal wind flow creates a significant uplift, while the slope of the web contributes to adding a torque moment also.

The main deck box girder is prestressed transversally and vertically to resist local bending due to traffic loads and all shear stresses.

Longitudinally, the precast segments are assembled by external prestressing tendons (see Fig. 6). Together with the axial load created by the component of stay loads, all joints at top and bottom fibers are maintained under permanent compression under the combined effects of all loads, temperature gradients and long term redistribution of internal stresses. Longitudinal tendons are laid above the bottom slab inside the box section and are successively draped to be anchored in the stay anchor blocks located in the median strip at roadway level. A full continuity between stays and tendons is thus achieved in the main span, much in the same manner as in a suspension bridge.

Stays are located in the plane of symmetry of the bridge at 24 ft intervals with a fan layout which represents the best compromise between magnitude of axial load in deck, economy in weight of stays and simplicity of construction. The angle between deck and stays varies between 22 and 47°, while each stay is made up of 60 to 80 strands 0.6" dia., 270 ksi ultimate strength with a maximum allowable stress of 0.45 x 270 = 120 ksi. All stays are encased in a steel pipe and cement grouted after stressing and final adjustment. Stage stressing includes a provision to place permanently the steel casing and the grout column under compression, to minimize the effect of live load and fatigue due, in particular, to local bending near the anchors.

Like in Brotonne Bridge built in France between 1974 and 1977 (which has performed extremely well now for ten years), the stays are continuous through the pylon where a double pipe is used as a deviation saddle, while allowing stay replacement in the future. A full scale laboratory fatigue test was performed to verify the adequacy of this important feature of the design. It was found, in three successive tests, that no wire breakage occurred in the saddle and that the grout was in perfect condition after pulsation of 2,000,000 cycles.

The deck box section is rigid from the twofold view-point of longitudinal bending and torsion, which reduces the deflections and rotations under live loads. For example, if half of the bridge is assumed to carry three lanes of traffic on the full length of the main span, while the other half is left completely unloaded, the transverse rotation at mid-span is only 0.4%.

Second-order stresses are, consequently, also very small, with a large safety margin against deck buckling. The equivalent slenderness ratio of the deck, in the analogy of a beam on elastic foundation, is only 60.

Another consequence of the deck rigidity is that the accidental loss of a stay has little effect on the behaviour of the structure.

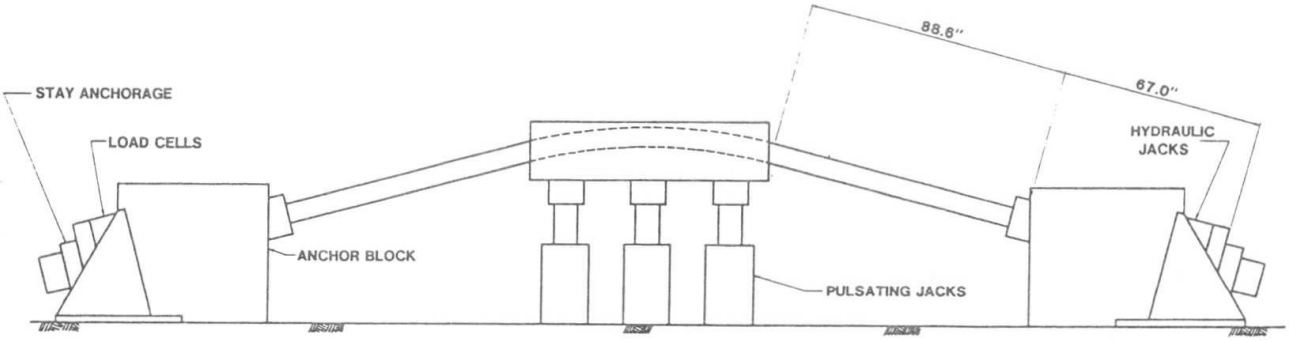


Fig. 4 Flexural Fatigue Test Setup for Stays

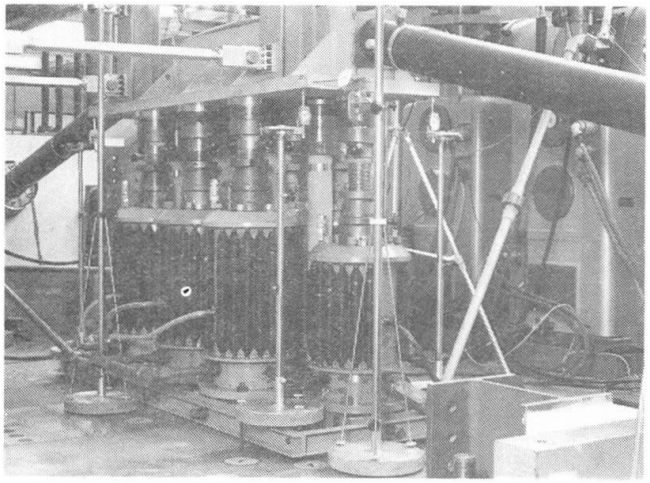


Fig. 5 View of Flexural Test in Laboratory

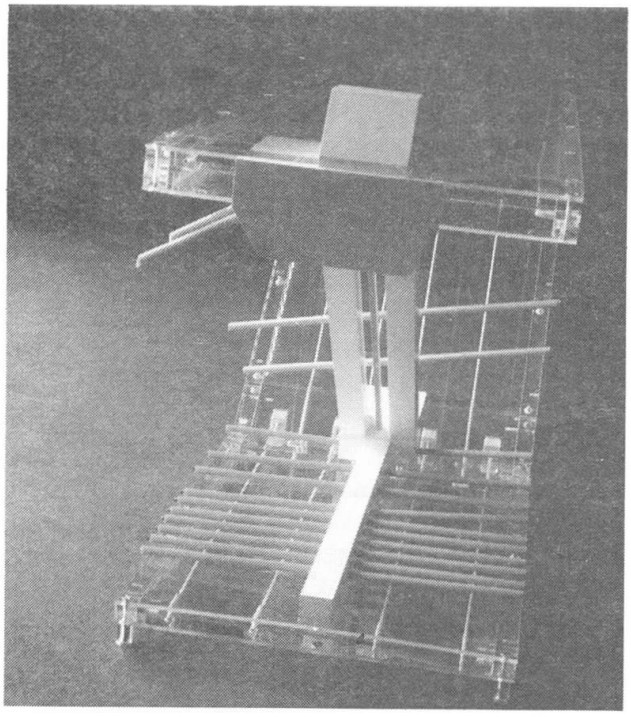


Fig. 6 Model Showing External Prestress

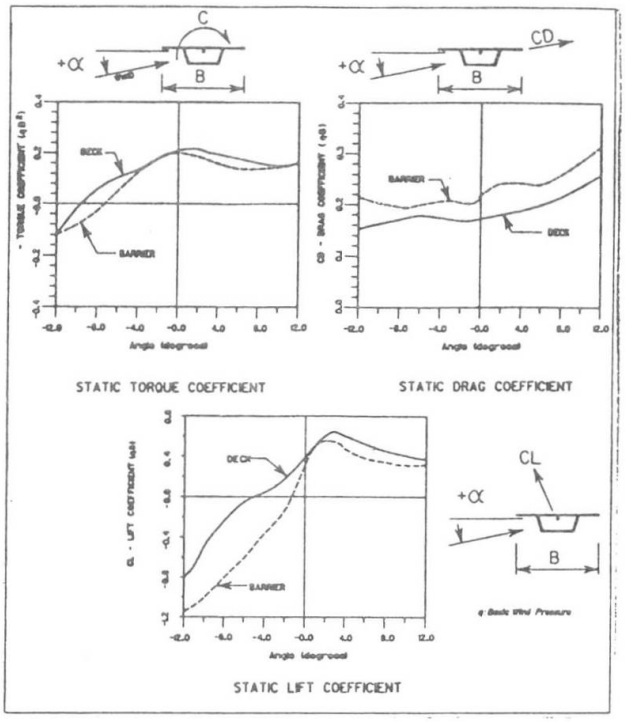


Fig. 7 Summary of Wind Section Model Test

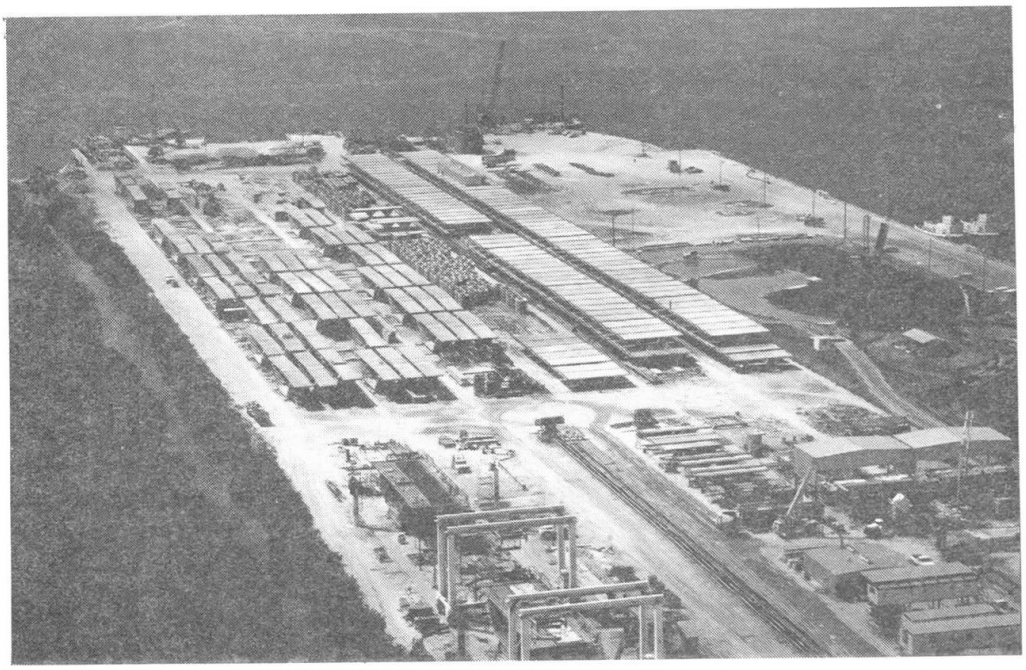


Fig. 8 Aerial View of Precasting Yard in Port Manatee

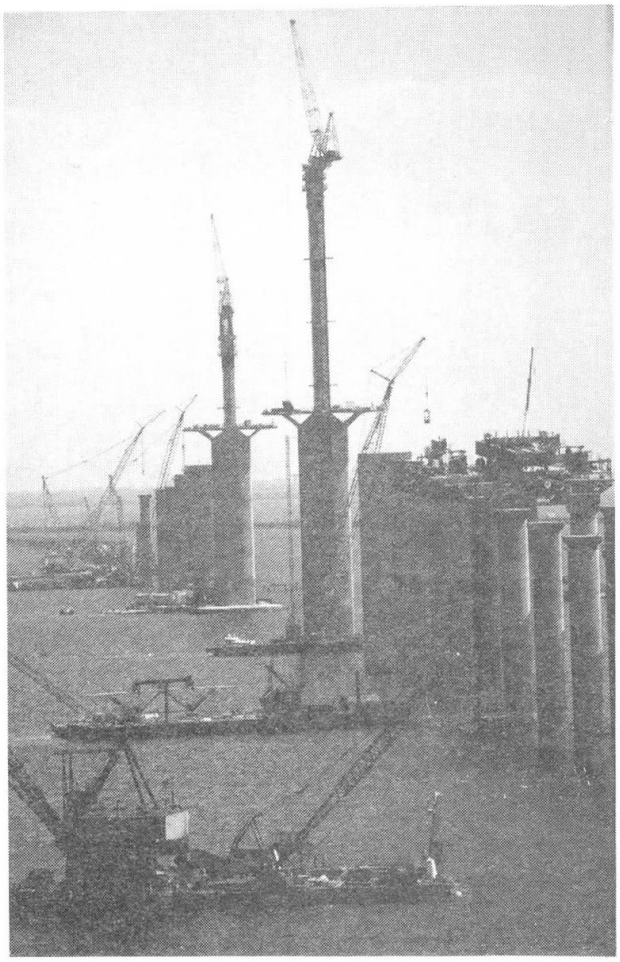


Fig. 9 Overall View of Construction Site

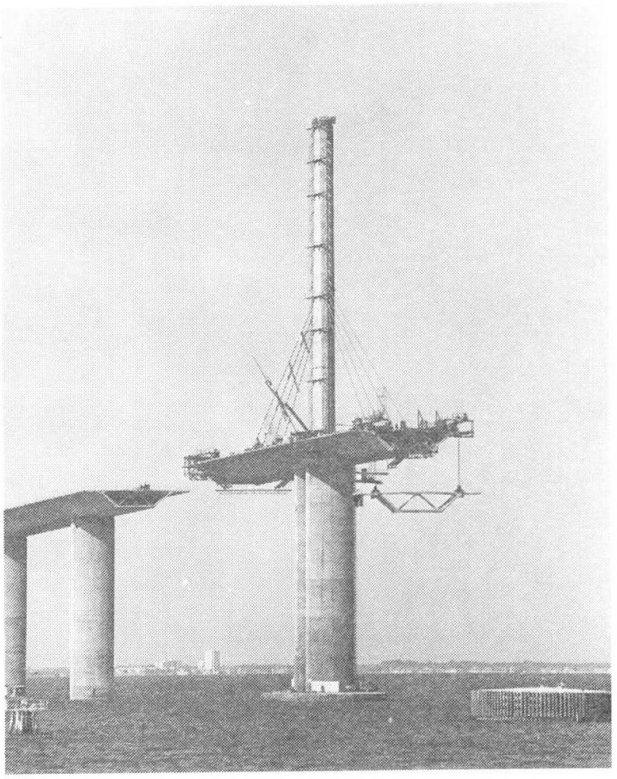


Fig. 10 Placing Precast Segments and Stays in Main Span

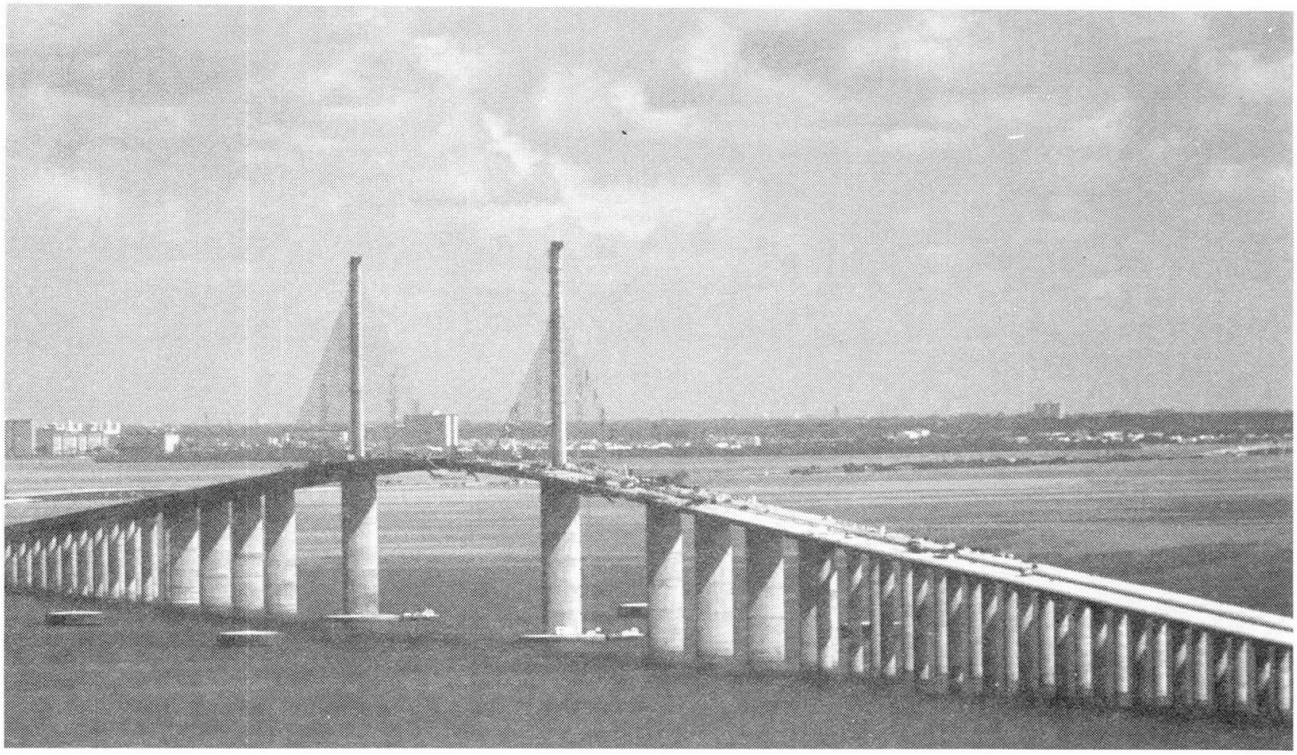


Fig. 11 Placing Last Segment in Main Span

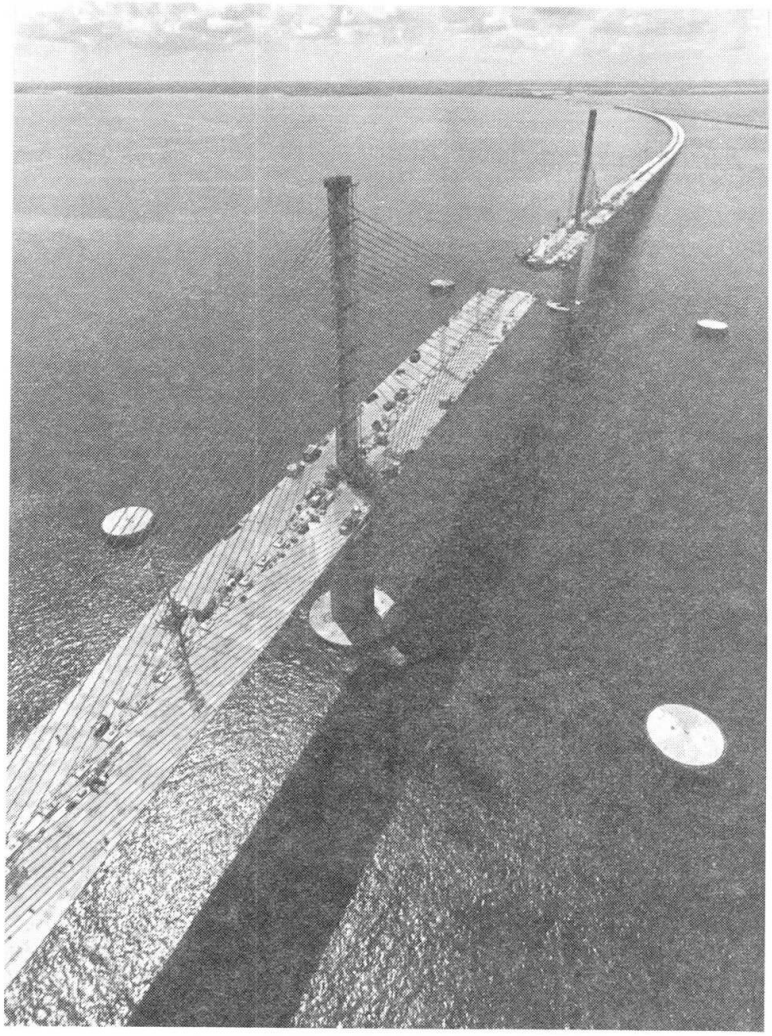


Fig. 12 Aerial View of Main Span

Construction Methods:

All segments in the 4,000 ft center portion of the project are fully precast with a weight varying between 150 and 220 tons, and placed in the structure in balanced cantilever.

Precasting was handled in a large yard located in Port Manatee, south of Tampa Bay, the segments then being barged to the construction project. The 584 small segments for the approach viaducts and the 333 large segments for the center section were precast between March 1984 and April 1986.

Most of the large segments were erected in the bridge in less than one year, the last segment allowing closure of the main span being placed on August 23, 1986.

The bridge was opened to traffic in April 1987.

Un pont de grande portée en béton léger

Eine Leichtbetonbrücke mit grosser Spannweite

A Long-Span Lightweight Concrete Bridge

Ernesto SEGRE
Ingénieur Civil
Tecnicavi s.p.a.
Milan, Italie

Ernesto Segre né en 1931, diplômé ingénieur civil en 1955 au Polytechnique de Turin, avec une thèse sur le béton précontraint. Depuis 1957 il travaille chez Tecnicavi, producteur de matériaux pour la précontrainte et le soutènement de tunnels, dont il est administrateur délégué. Il est auteur de projets de structures, surtout en béton précontraint.

RÉSUMÉ
Dans les structures en béton de l'avenir, une place importante sera certainement occupée par les constructions en béton léger. Une telle évolution est suggérée par l'économie de poids qui peut être réalisée dans les grandes constructions, avec ses conséquences économiques dans les fondations et les quantités d'armatures, et aussi par la difficulté croissante de trouver à bon marché les granulats traditionnels de bonne qualité. La contribution présente un pont en béton léger de 125 m de portée, construit en encorbellement, en arc à 3 articulations. Après la fin des travaux on a mesuré les déformations, dont on réfère ici.

ZUSAMMENFASSUNG
In der zukünftigen Betonbauweise wird der Leichtbeton einen wichtigen Platz einnehmen. Insbesondere bei grossen Spannweiten ergeben sich Einsparungen an Bewehrungsstahl und bei der Dimensionierung der Fundationen. Nicht zuletzt begünstigt auch den Mangel an qualitativ guten Zuschlagstoffen für den Normalbeton die Leichtbauweise. Der Beitrag beschreibt eine Brücke aus Leichtbeton mit einer Spannweite von 125 m. Der Dreigelenkbogen wurde im Freivorbau erstellt. Seit der Fertigstellung sind systematische Deformationsmessungen vorgenommen worden, über welche in diesem Beitrag berichtet wird.

SUMMARY
Among the concrete structures of the future, certainly an important place will be taken by lightweight concrete structures. Such a choice will be suggested owing to the savings in weight obtained in large constructions and the consequent economic effects, particularly for foundations and the amount of reinforcement steel, but also owing to an increasing difficulty in obtaining traditional good and cheap aggregates. This paper shows a lightweight concrete bridge, 125 m span, built by the cantilever method, according to the static schema of a 3 hinged arch. At the end of the construction work, many deformation measurements were carried out.

1. INTRODUCTION

Le béton léger est un matériau commun depuis beaucoup d'années, mais, en effet, assez peu employé, à cause du coût élevé des granulats nécessaires pour sa préparation. Même si cette affermation est exacte en absolu, elle peut au contraire se révéler peu correcte au moment d'un examen plus profond du problème dans son ensemble, surtout quand il s'agit de projeter et bâtir des structures de grande portée. En effet, dans le cas de ces constructions, dans lesquelles le poids mort est une fraction considérable de la charge totale (80-90%), la possibilité d'utiliser des matériaux de poids spécifique plus bas, en réduisant ainsi les poid morts d'un bon 25%, permet d'avoir des importantes économies en réduisant les dimensions des oeuvres, la quantité d'armature, la profondeur et l'étendue des fondations, le coût des équipements de bétonnage et de transport. On doit ajouter que, plusieurs fois, les granulats lourds traditionels ne sont pas disponibles dans l'endroit d'utilisation et il faut ainsi les transporter sur des longs trajets; cela est naturellement vrai aussi pour les granulats légers, mais leur poids mineur permet une réduction des coûts de transport à peu près du 30%.
Par conséquent, déjà aujourd'hui, pour les structures de grande portée, l'emploi du béton léger structural se révèle avantageux, mais il faut aussi considérer que, dans les pays industrialisés, la possibilité de trouver des granulats de bonne qualité devient de plus en plus difficile à cause des limitations à l'excavation des fleuves et à l'ouverture des nouvelles carrières imposées par les autorités (pour des raisons hydrauliques, de paysage, écologiques).
Il est donc probable, dans un prochain futur, une raréfaction des granulats traditionels de bonne qualité, ce qui entraînera inévitablement une montée des prix, tendance dejà en cours. En s'affaiblissant la différence de prix entre les deux types de granulats, l'espace économique, qui pourra être occupé par les structures en béton léger, en sera naturellement augmenté. On peut donc conclure que, avec toute probabilité et si les tendances présentes vont continuer, l'emploi du béton léger structural trouvera toujours plus sa place et pourra, en réalité, être considéré un matériau destiné aux structures en béton de l'avenir.

2. PONT EN BETON LEGER STUCTURAL SUR LE RIO SINIGO A AVELENGO (BOLZANO)

Le pont, pour la construction duquel fut ouvert un concours par la "Provincia di Bolzano", devait enjamber l'étroit et profond vallon du Rio Sinigo. L'administration demandait surtout d'épargner la végétation de haute futaie et d'insérer harmonieusement dans le paysage le pont qui, à cause du tracé de la route, devait se développer partiellement en courbe.

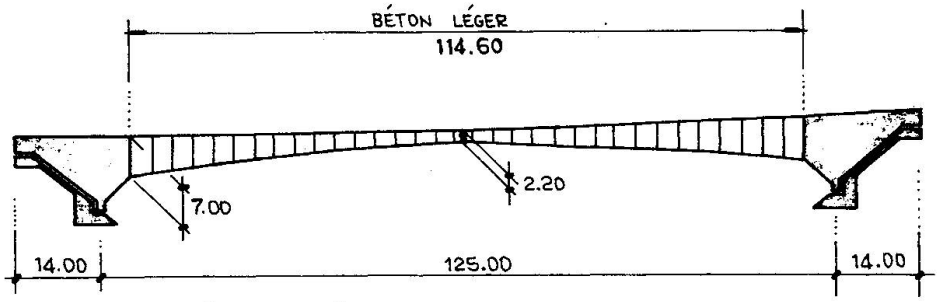


Fig. 1 - Profil du pont

Compte tenu des limitations et des problèmes économiques relatifs, le choix du projet est tombé sur un arc à trois articulations avec une portée de 125 m et

une longueur de l'oeuvre de 158 m. (fig. 1) dont la part en encorbellement a été batie en béton léger structural en argile expansée.
Le choix d'un tel matériau spécial fut due à plusieurs considérations techniques et économiques, parmi lesquelles:

- le poids inférieurde la structure en encorbellement en béton léger a permis une considérable économie des fondations et des quantités des tirants provisoires des culées;
- la diminution du poids des coulées de béton léger a permis l'utilisation des équipements déjà existants, sans recourir à la construction de nouveaux équipements spéciaux.
- en adoptant une structure en encorbellement plus légère, on a pu limiter l'hauteur en clef de l'oeuvre seulement à m. 2.20 et celle aux impostes seulement à m. 7, en donnant ainsi à la structure une remarquable forme élancée, (fig. 2-3) selon le cahier des charges. Une structure pareille en béton normal aurait demandé hauteurs supérieures d'environ le 20%.

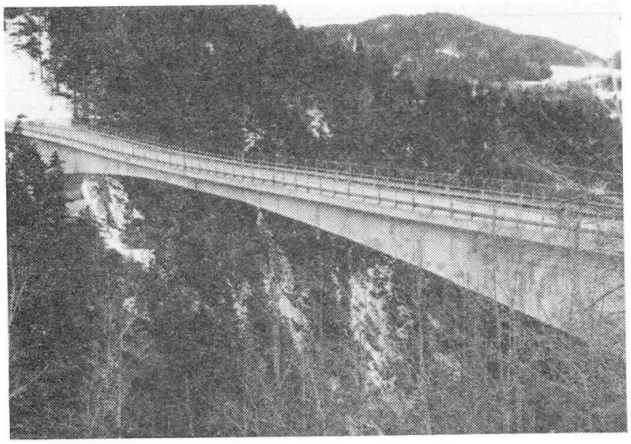


Fig. 2 - Vue du pont

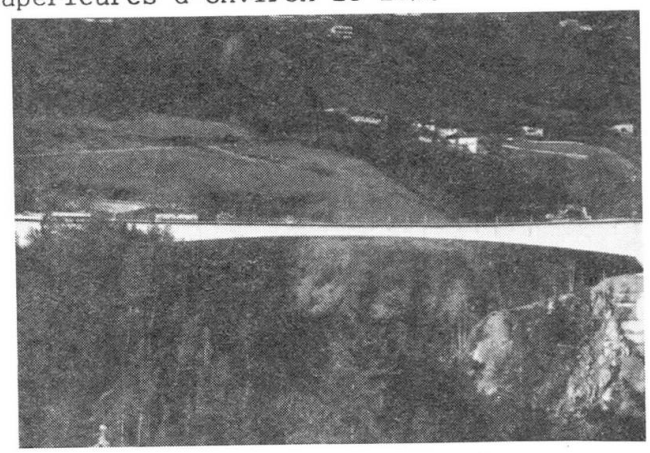
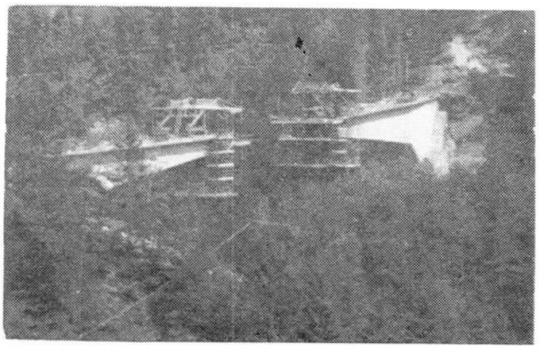


Fig. 3 - Une autre vue du pont.

- dans l'ensemble, le mineur poids de l'oeuvre a eu, par conséquent, des économies dans l'emploi de tous les matériaux, comme on voit d'après le tableau suivant qui compare les quantités et les incidences des matériaux réellement employés pour la structure en béton léger à ceux qui probablement aurait dû être employé pour la même oeuvre en béton normal.

	béton léger	béton normal
Béton normal pour structures précontraintes (culées, balanciers, etc.)	790 m^3 = 0.64 m^3/m^2	1040 m^3 = 0.85 m^3/m^2
Béton léger pour structures précontraintes en encorbellement	870 m^3 = 0.70 m^3/m^2	-
Béton normal pour structures précontraintes en encorbellement	-	950 m^3 = 0.76 m^3/m^2
Armatures normales pour oeuvres précontraintes en encorbellement	69 t = 55.7 kg/m^2	80 t = 64.4 kg/m^2
Armature normale pour culées et balanciers	82.8 t = 66.8 kg/m^2	100 t = 80.5 kg/m^2
Acier en câbles pour structures précontraintes et pour tirants des contrepoids	38.7 t = 31.2 kg/m^2	45 t = 36.1 kg/m^2
Acier en barres pour structures précontraintes et ancrage des chariots	5.8 t = 4.7 kg/m^2	8 t = 6.5 kg/m^2



on ne pouvait pas trouver sur place ou pas trop loin des granulats normaux de bonne qualité indiqués pour béton précontraint. Compte tenu de ces faits, la différence entre le coût des granulats pour béton léger et celui des granulats normaux était assez petite. En effet, lors du budget, compte tenu de tout ce qui précède, et aussi d'autres circonstances favorables, on a évalué que le coût d'un pont en béton normal aurait

Fig. 4 - Construction en ecorbellement.

été supérieur à celui du même pont bâti en béton léger à peu près du 35%.

3. PROJET DE LA SOLUTION STRUCTURAL

A cause du prévu affaissement du terrain de fondation, on a choisi une solution structurale isostatique à arc à 3 articulations, bâtie en encorbellement par voussoirs successifs (fig. 5). Mais, pendant la construction, le régime statique a été celui d'une poutre en encorbellement contrebalancée soit par le poids du caisson de la culée rempli de remblai en béton massif, soit par des tirants d'encrage qu'on a éliminés une fois accomplis les encorbellements en forçant ainsi l'articulation centrale (fig. 6).

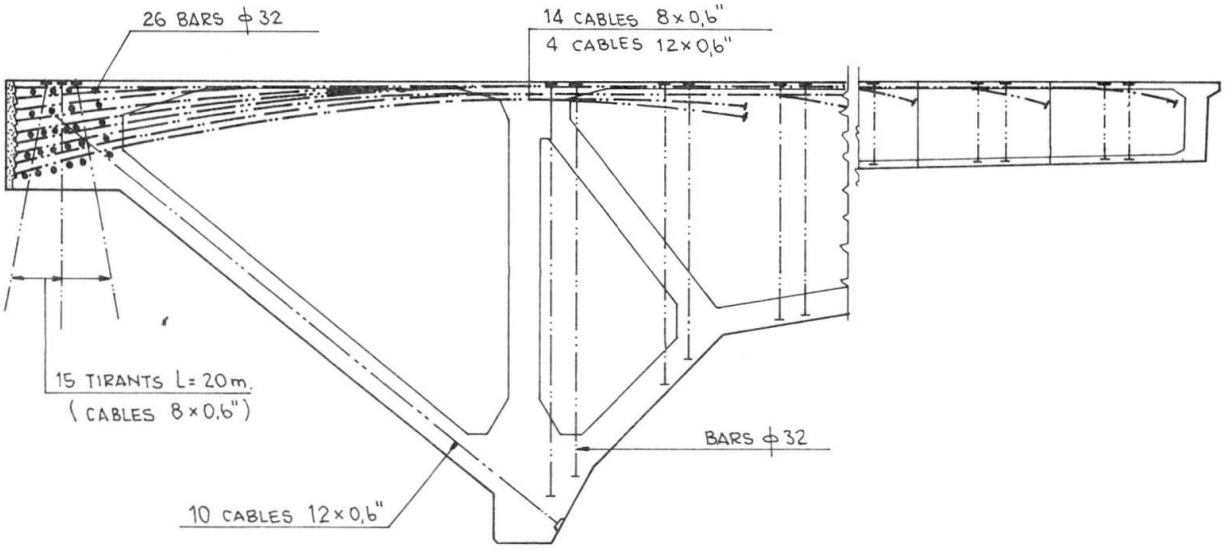


Fig. 5 - Câblage et tirants.

La précontrainte a été réalisée en enfilant les câbles de précontrainte de 8 et 12 torons de 0.6, qui s'accrochent à l'extrémité de la culée et à l'extrémité de chaque voussoir, sans aucune jonction des cables, jugée coûteuse et peu pratique. Pour pouvoir transférer la précontrainte après peu de temps, sur le côté de l'avancement, on a adopté des ancrages spéciaux avec leur frettage, qui garantissent une très bonne résistance aussi avec des bétons de classe pas

encore très élévée.

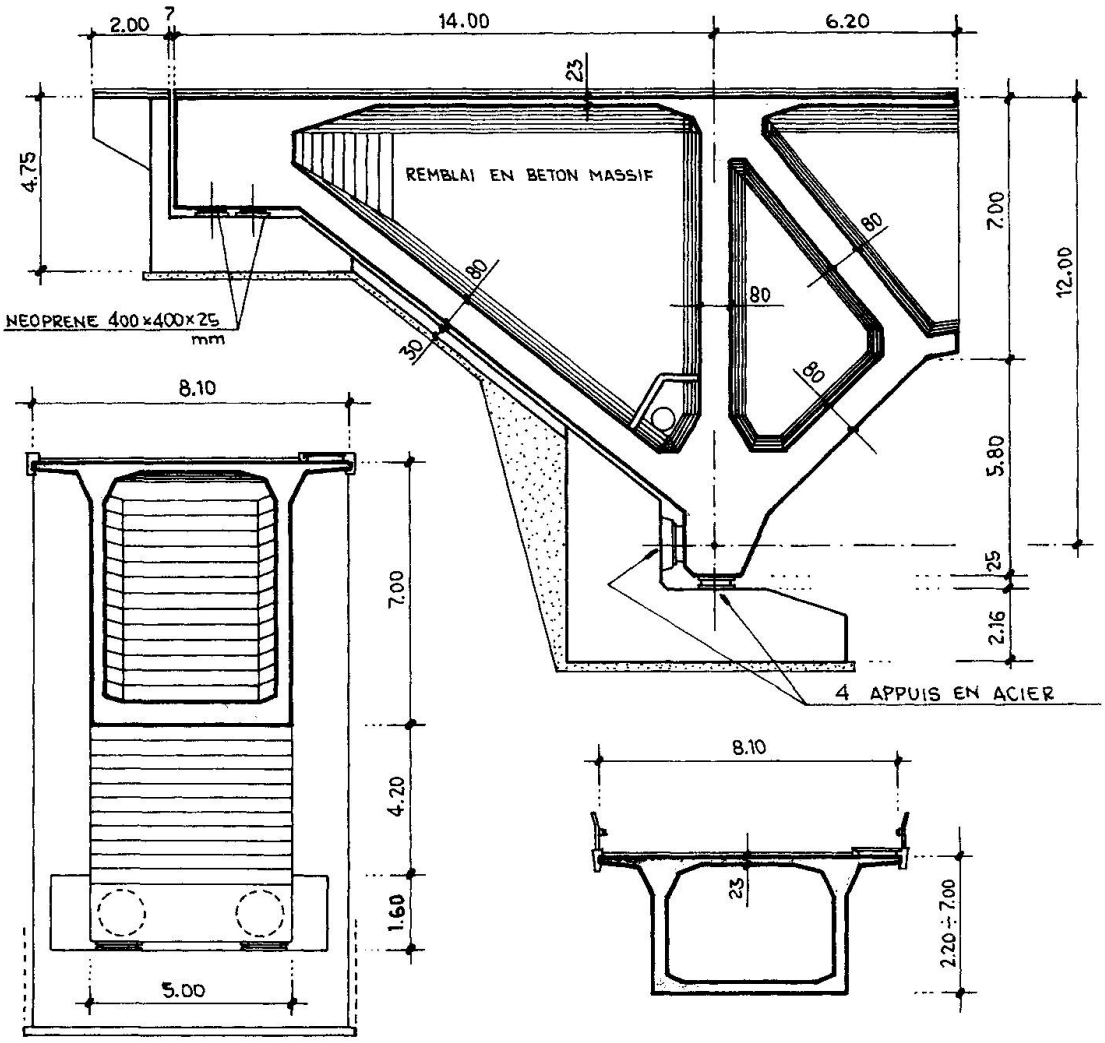


Fig. 6 - La culée avec sections

4. ANALYSES DES DEFORMATIONS PENDANT LA CONSTRUCTION ET APRES L'EXPLOITATION DU PONT

Lors du projet, on a calculé les flèches élastiques et élastoplastiques, qu'on prévoyait devaient se manifester soit pendant la construction que au cours de la vie du pont. Pour le calcul relatif on a introduit les valeurs du module élastique, retrait et fluage tirées des essais préalablement éxécutés par le producteur des granulats légers et de nombreuses autres expérimentations accomplies directement par les auteurs du projet.
Dans le cas particulier, dans les calculs on a admis la suivante expression approximative:

$$\varphi_t = \chi_1 \varphi_{oo} (1 - e^{-t})$$

où: χ_1 = coefficient qui dépend de l'âge de la mise en charge du béton (en ce cas supposé = 1.12)

φ_{oo} = valeur à l'infini des déformations visqueuses (en ce cas supposé

lors du projet par des essais à bref delai = 1.5)

t = temps en années

Pendant les 5 ans et demi de vie du pont on a effectué de nombreuses mesurages de la baisse en clef. Puisque les intervalles de temps et les températures, lors des mesuragess, étaient assez différentes (une différence de 20 C° entraîne un raccourcissement total du pont de 3 cm et ainsi une variation de cote de 8 cm), les données ont été dépurés de telles variables. La fig. n. 7 montre les diagrammes des baisses et des raccourcissements de la moitié du pont, déduits de les baisses par la transformation:

$$\Delta l = 6250 - \sqrt{6250^2 + a^2} - 2400\ a$$

Compte tenu que la précontrainte moyenne de la structure est de 6 MPA, que le module élastique, déduit des essais à long terme, a été de 13800 MPA, que le temps passé entre le premièr mesurage et le dernier a été de 5.64 années, on a déduit que avec le coefficient de fluage supposé lors du projet (1.67), le raccourcissement mesuré aurait dû être plus bas que 4.95 cm (ce

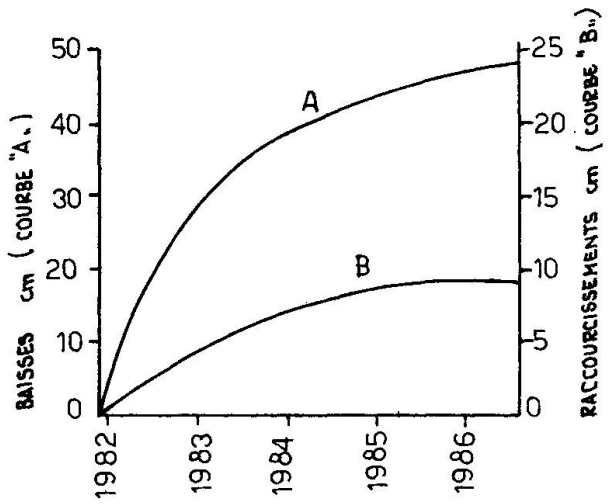


Fig. 7 - Diagramme des baisses

qui vaut une baisse de 26 cm environ). On a, au contraire, constaté une baisse effective de 47.8 cm, ce qui entraîne un raccourcissement d'à peu près 8.9 cm, c'est à dire 1.82 fois celui qu'on avait supposé.

On en déduit que le coefficient de fluage à temps infini supposé lors du projet sur la base des essais à bref délai n'est pas correct, mais en réalité pour une plus exacte évaluation du comportement à long term il doit être augmenté d'une façon significative et admis, du moins pour la sorte de matériau employé en ce cas, égal à 2.7-2.8.

Dans le cas particulier de cette structure (arc à 3 articulations), une baisse double de celle prévue n'a pas entraîné des graves inconvénients, a l'excéption d'une petite rotation de la structure autour des articulations d'imposte.

5. CONCLUSIONS

L'exemple ici illustré montre que le béton léger structural peut être économiquement et pratiquement utilisé, surtout pour la réalisation des structures de grande portée. Il est néanmoins nécessaire d'en connaître d'avance les caractéristiques physiques et mécaniques, et surtout le comportement à long terme afin d'éviter, dans le temps, déformations excessives qui, dans quelques cas, pourraient aussi compromettre une bonne utilisation des oeuvres.

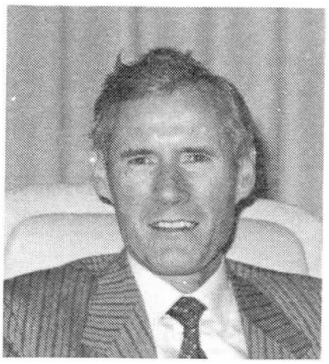
Ponts poussés en béton à précontrainte totalement extérieure

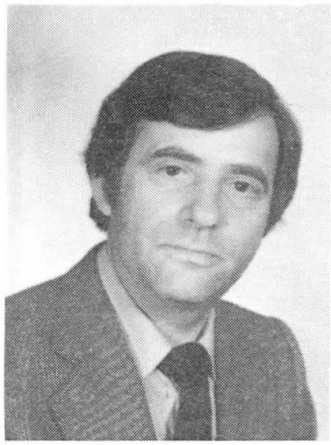
Taktschiebeverfahren mit äusserer Vorspannung

Incrementally launched bridges with total external prestressing

Jacques COMBAULT
Campenon Bernard
Clichy, France

Alain LEVEILLE
Campenon Bernard
Clichy, France





Paul NERON
D.D.E. de la Somme
France

Jean-Louis THIBONNET
Campenon Bernard
Clichy, France

RÉSUMÉ
La précontrainte extérieure au béton permet de construire aujourd'hui des ouvrages légers de très grande qualité. L'article qui suit concerne les ponts poussés modernes en béton précontraint, et le Viaduc Jules Verne, une récente et prestigieuse réalisation technique.

ZUSAMMENFASSUNG
Die äussere Vorspannung erlaubt heute leichte Brücken hoher Qualität zu bauen. Der Beitrag behandelt moderne vorgespannte Brücken, welche im Taktschiebeverfahren estellt worden sind. Speziell wird der Jules Verne – Viadukt, eine jüngst erbaute, technisch grossartige Brücke, besprochen.

SUMMARY
Prestressing concrete externally allows the construction of light, high quality structures. This article presents a new technique for incrementally launched bridges, with total external prestressing, which has been used in the Jules Verne Viaduct, a recent construction of great technical prestige.

Depuis le début des années 1980, les innovations développées par les grandes entreprises françaises, avec le concours de la Direction des Routes et du Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes, ont essentiellement porté sur la recherche de structures légères et fiables dont le degré de qualité est une des caractéristiques les plus prometteuses pour les structures de l'avenir.

A cet égard, la précontrainte extérieure au béton, dont les avantages pratiques sont désormais suffisamment bien connus pour qu'il soit inutile de les rappeler ici, est non seulement un facteur commun à toutes les nouveautés structurelles mais aussi et surtout probablement l'innovation la plus marquante et déjà la mieux intégrée dans tous les domaines ou la précontrainte joue un rôle déterminant.

L'expérience acquise aujourd'hui dans ce domaine permet d'optimiser les structures réalisées en fonction des procédés de construction employés grace à des schémas de câblage simples et bien équilibrés. Elle est à l'origine de progrès considérables dans la conception des ponts poussés et elle a permis de réaliser des ouvrages remarquables par leur légèreté, qu'ils soient en béton, comme le Viaduc du Val de Durance ou le Viaduc Jules Verne (Fig. 1) à Amiens mis en place avec l'essentiel de ses superstructures, ou qu'ils soient mixtes comme le Viaduc de Maupré à Charolles.

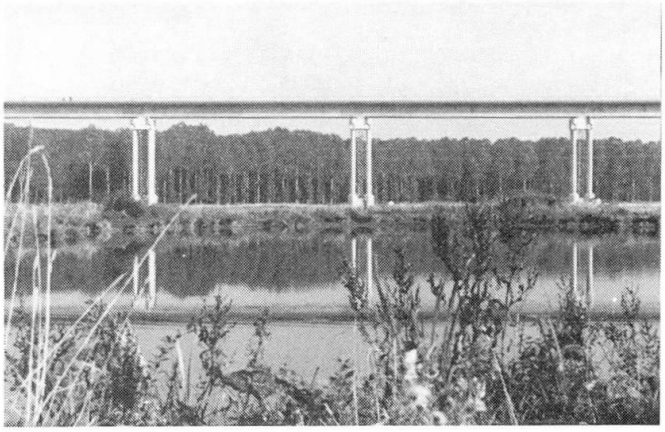


Fig. 1 Viaduc Jules Verne

1. LA MISE EN PLACE PAR POUSSAGE. UNE TECHNIQUE SIMPLE ET EPROUVEE

La mise en place des tabliers de ponts par poussage à partir d'un banc d'assemblage ou de bétonnage, est une méthode naturelle probablement mise en pratique depuis de nombreux siècles avec des matériaux, comme le bois ou la pierre, plus anciens que l'acier et le béton.

Ce procédé d'exécution rustique mais simple et désormais éprouvé par plus de 25 ans d'expérience et de prestigieuses réalisations s'est fortement développé depuis une dizaine d'années, à tel point qu'en 1980 1,5 millions de m2 de tabliers de ponts avaient été ainsi réalisés.

Il fait l'objet de multiples variantes qui le rendent accessible à un grand nombre d'entreprises avec un matériel spécial peu important et peu couteux.

Mais il convient malgré son succès actuel de rester vigilant dans la conception et la mise en oeuvre car, aussi paradoxal que cela puisse paraitre, c'est un procédé qui demande beaucoup de soins et des dispositions constructives sérieuses. Il s'agit en effet d'une technique qui, contrairement à la construction par encorbellements successifs, par exemple, ne laisse aucun droit à l'erreur. Toute imprécision géométrique au niveau de la réalisation restera à jamais enfermée dans l'ouvrage et par conséquent à l'origine de sollicitations permanentes imprévues et parfois très néfastes.

1.1. Les grands principes de la réalisation d'un tablier de pont poussé

Bien que cela ne fasse pas l'objet du présent article il n'est pas inutile de rappeler brièvement le principe général du procédé.

Deux principes de poussage sont désormais devenus classiques pour les tabliers de ponts en béton précontraint

- le poussage d'ouvrages continus comportant un grand nombre de travées égales, par tronçons successifs, modulés en fonction de la longueur des travées, à partir d'une plateforme située en arrière de la culée et avec un avant-bec métallique disposé à l'avant du tablier pour en réduire les porte-à-faux plus ou moins importants suivant les phases de poussage considérées.

- le poussage d'ouvrages à 3 travées type 1.2.1 par demi-tabliers construits sur les deux rives, à partir d'appuis provisoires disposés en arrière des culées, qui permet de réaliser des ouvrages modestes dans de très bonnes conditions économiques.

Pour les grands ouvrages d'art, le premier principe se caractérise donc par la longueur des tronçons réalisés sur le banc de bétonnage qui doit être situé à une distance suffisante en arrière de la culée pour que les moments de flexion dans le tablier déplacé soient correctement amortis (ou, ce qui revient au même, pour que la rotation de la section d'extrémité soit nulle).

Quelle que soit leur longueur, les tronçons peuvent être réalisés en plusieurs phases (réalisation du hourdis inférieur et des âmes puis, réalisation du hourdis supérieur) mais alors il faut proscrire tout déplacement de la structure dont la précontrainte nécessaire ne peut être mise en oeuvre.

Dans tous les cas, le banc de bétonnage doit être très rigide, minutieusement nivelé, et régulièrement contrôlé, faute de quoi l'intrados de l'ouvrage réalisé pourrait être anormalement bombé ou, ce qui serait pire encore, torsadé.

Les tronçons réalisés ne doivent pas être trop courts car non seulement la précision de réalisation serait insuffisante mais en outre le câblage serait complexe et coûteux (câbles courts, nombreux et tourmentés).

1.2. La précontrainte de poussage

Les sections droites d'une poutre continue poussée présentent en effet cette particularité d'être toutes sollicitées de manière rigoureusement identique et continûment variable en partie courante, d'être un peu plus sollicitées dans les premières travées, les efforts extrêmes apparaissant de façon cyclique avec une période de une travée.

En restant dans un cadre très général, on peut dire que, pendant le poussage, la précontrainte mise à part, pour une section S donnée :

$$\mathbf{Tmax}\ (S) = -\ \mathbf{Tmin}\ (S)$$
$$\mathbf{Mmax}\ (S) = -\ 0.5\ \mathbf{Mmin}\ (S)$$

avec : Tmin(S) = Effort tranchant minimal engendré dans **S**
Tmax(S) = Effort tranchant maximal engendré dans **S**
Mmin(S) = Moment de flexion minimal engendré dans **S**
Mmax(S) = Moment de flexion maximal engendré dans **S**

Or, en faisant abstraction des contraintes de diffusion des forces de précontrainte à proximité des ancrages, la ligne de précontrainte étant définie au droit de la section S par l'effort normal N (S) qu'elle véhicule et son excentricité e(x) (avec e(o) = e(s) en prenant la section S pour origine) par rapport à la fibre moyenne de la poutre, il vient :

$$\mathbf{M\ prec(S) = N(S).e(S)}$$
$$\mathbf{T\ prec(S)} = \frac{\mathbf{d\ Mprec}}{\mathbf{dx}}\ (S) = \mathbf{N(S)}\ \frac{\mathbf{de(x)}}{\mathbf{dx}}\ (\mathbf{x=o})$$

avec : T prec (S) = Effort tranchant engendré dans S par la précontrainte
M prec (S) = Moment de flexion engendré dans S par la précontrainte

Par conséquent, l'épaisseur des âmes de la poutre qui est conditionnée par le poussage ne pourra être optimisée que si T prec(S) = 0, donc si $\frac{de(x)}{dx}$ (x = o) = 0, ou, ce qui revient au même si le câble moyen pendant le poussage est rectiligne, parallèle à la fibre moyenne, et en pratique centré, Mmin(S), et par conséquent N(S), étant quasiment proportionnel à la densité de poids propre, donc à l'aire B de la section courante de la poutre (en négligeant l'incidence du poids de l'avant-bec sur la répartition des efforts).

2. L'APPORT DE LA PRECONTRAINTE EXTERIEURE A LA TECHNIQUE DU POUSSAGE

Il apparait ainsi que l'on peut maitriser les efforts de précontrainte centrés nécessaires pendant le poussage à condition de pouvoir limiter l'aire de la section type du tablier.

En 1961, le professeur F. Leonhardt envisageait déjà de recourir à des unités de précontrainte extérieures de forte puissance pour la conception et la réalisation du premier pont poussé classique en béton précontraint : le pont sur le Rio Caroni au Venezuela. Cet ouvrage, mis en place par poussage à l'aide d'un avant-bec métallique court et de palées intermédiaires après la réalisation de l'ensemble du tablier sur une rive du Rio, était provisoirement précontraint par un faisceau de fils d'acier dur parallèles et centrés tendus à l'intérieur du caisson constituant le tablier. A l'issue de la mise en place du tablier, le câblage rectiligne était transformé en un câblage parabolique idéal par un processus technologique complexe et coûteux qui ne fut jamais réutilisé.

Comme nous le verrons dans ce qui suit, cette expérience historique comportait cependant un grand nombre de dispositions prometteuses mais, pendant plus de 20 ans, la précontrainte centrée nécessaire pendant le poussage a été généralement obtenue en disposant des câbles pratiquement rectilignes noyés dans le béton et judicieusement répartis entre le hourdis supérieur et le hourdis inférieur des poutres caissons. Ces câbles étaient ancrés en se croisant dans des nervures ou des bossages compatibles avec le découpage en tronçons retenu, ou couplés au fur et à mesure de la réalisation du tablier afin d'obtenir une précontrainte apparemment filante et régulière. Ce n'était en effet qu'une apparence, car comme chacun le sait aujourd'hui les forces concentrées sous les ancrages engendrent des cisaillements non négligeables dans les âmes et, sans pour autant mettre en doute le bon fonctionnement des coupleurs, les câbles étant tendus puis couplés dans des structures différentes, les contraintes réellement engendrées dans la section concernée dépassent rarement la moitié de celles qui sont attendues.

Bien entendu, sans être néfaste, la précontrainte de poussage centrée n'est pas suffisamment efficace pour absorber toutes les contraintes de traction engendrées par la suite dans l'ouvrage en service après la mise en place des superstructures. Cette précontrainte centrée était donc, parfois partiellement détendue, parfois totalement conservée, en tout cas toujours complétée par des câbles noyés dans le béton dont le tracé ondulé s'inspirait fortement des schémas de câblage d'ouvrages entièrement coulés sur cintre. De conception classique, le câblage ainsi obtenu n'était pas particulièrement élégant.

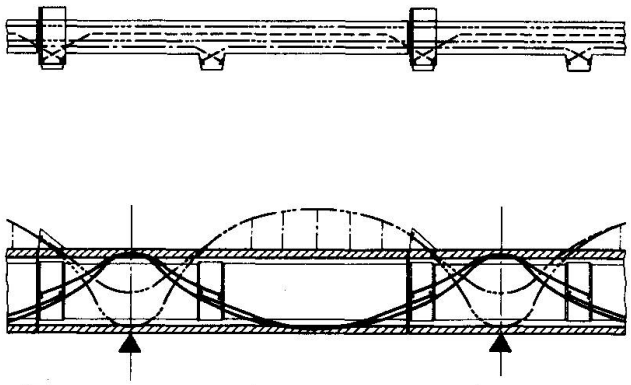


Fig. 2 Pont de Sathorn - Câblage

En 1981, l'entreprise DTP proposait de mettre en place les tabliers des viaducs

d'accès du pont de Sathorn à Bangkok, conçus pour être réalisés sur cintre, par poussage à partir des rives.

Le câblage de l'ouvrage qui avait été optimisé sans se préoccuper d'efforts anormaux pendant la construction a alors été judicieusement utilisé pour le poussage en le complétant par une batterie de câbles antagonistes extérieurs au béton, dont le tracé était obtenu par une déformation affine d'une ligne symétrique du câble moyen définitif par rapport à la ligne moyenne de la structure (Fig. 2). Ces dispositions permettaient de profiter ainsi d'un câblage centré composé des câbles définitifs et d'un minimum de câbles provisoires démontables et réutilisables mais partiellement placés au dessus de la table supérieure du tablier et nécessitant par conséquent un grand nombre de selles de déviation relativement couteuses.

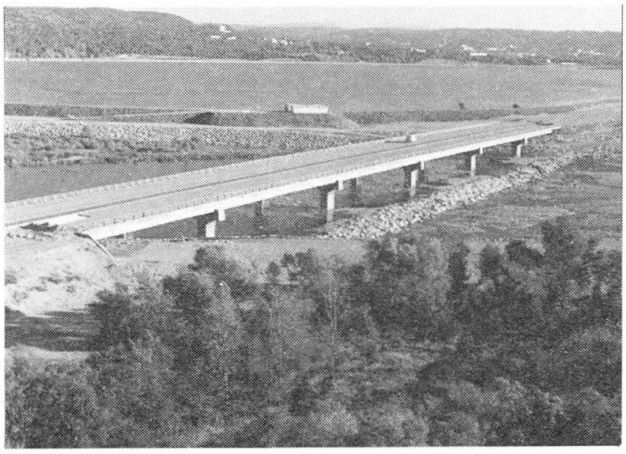


Fig. 3 Viaduc sur la Durance

Un an plus tard, les premiers développements théoriques relatifs à la précontrainte extérieure au béton allaient conduire l'entreprise Campenon Bernard à présenter un projet de pont poussé tout à fait nouveau à l'occasion de la construction des deux tabliers permettant à l'autoroute A51 de franchir la Durance (Fig. 3). La précontrainte de l'ouvrage était totalement extérieure au béton, en phases provisoires comme en service. Le tracé des câbles définitifs particulièrement simple permettait d'envisager un câblage antagoniste de poussage totalement situé dans le caisson, sans faire appel à de couteuses dispositions, en réalisant la symétrie du tracé des câbles définitifs par rapport à l'axe median du tablier et en disposant quelques câbles rectilignes pour recentrer l'ensemble de la précontrainte (Fig. 4). Les forces de précontrainte à mettre en oeuvre (environ 3 700 t) étaient identiques en service et en poussage pour des portées de 51.26 m, un élancement des tabliers égal au 1/20e, une épaisseur moyenne courante de 47 cm et un diagramme de contraintes permanentes remarquablement régulier dans l'ouvrage terminé.

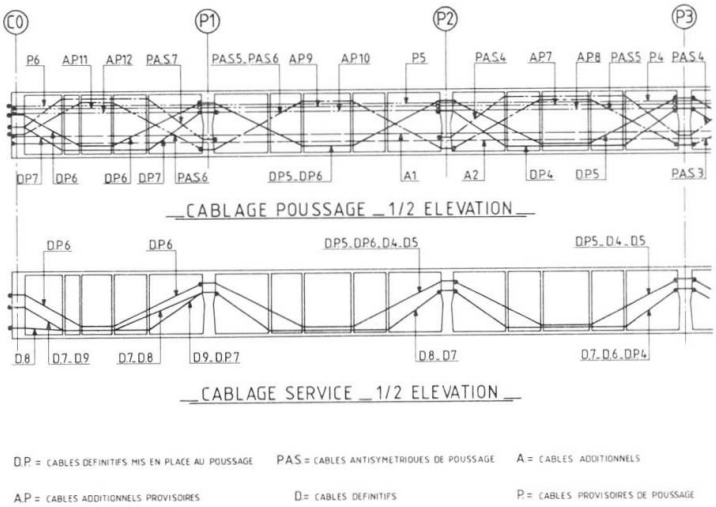


Fig. 4 Viaduc sur la Durance – Câblage

Depuis quelques années, le panachage de la précontrainte noyée définitive, de la précontrainte provisoire extérieure et de quelques câbles filants disposés à l'extérieur du béton une fois l'ouvrage terminé, est devenu traditionnel et de nombreux ouvrages ont été réalisés de cette manière.

Mais avec la précontrainte totalement extérieure au béton le concepteur ne subit plus les efforts de poussage. Il peut au contraire agir sur 3 paramètres fondamentaux :

- L'aire B de la section courante , du fait de la réduction du volume des

goussets et de l'épaisseur des âmes dans lesquels il n'y a plus à réserver l'espace nécessaire à la mise en place des câbles noyés, la diminution du poids de l'ouvrage conduisant à une diminution de précontrainte comme nous l'annoncions dans ce qui précède.

- Les caractéristiques de résistance à la flexion, car les contraintes totales engendrées pendant le poussage sont alors inférieures pour de multiples raisons à celles que nous aurions dans un ouvrage comparable à précontrainte noyée.

- L'efficacité de la précontrainte centrée, qui devient intéressante lorsque l'on conserve quelques câbles rectilignes dans l'ouvrage en service sans compter les multiples avantages liés à la concentration des ancrages dans des blocs entretoises particulièrement massifs, à la continuité réelle de la précontrainte, à la simplicité d'exécution et donc à la qualité de l'ouvrage réalisé.

3. LE VIADUC JULES VERNE A AMIENS - UN GRAND PONT POUSSE A PRECONTRAINTE TOTALEMENT EXTERIEURE AU BETON

Il est donc possible de construire ainsi des ouvrages aux propriétés tout aussi remarquables que celles des ponts construits à l'avancement, mais en conservant une partie de la précontrainte de poussage lorsqu'elle comporte des câbles rectilignes, on peut aussi adapter la structure au procédé de construction utilisé pour la réaliser, et c'est ce qui caractérise la conception du Viaduc Jules Verne.

3.1. Description de l'ouvrage

Le Viaduc Jules Verne réalisé par Campenon Bernard entre 1985 et 1987 pour le compte du Ministère de l'Equipement, du Logement, de l'Aménagement du Territoire et des Transports, maître d'ouvrage, sous la surveillance de la Direction Départementale de l'Equipement de la Somme, maître d'oeuvre, avec la collaboration du S.E.T.R.A, du C.E.T.E Nord-Picardie et du Cabinet Lavigne (Architecte conseil) est constitué d'une poutre caisson continue en béton précontraint. D'une longueur totale de 943 m, il comporte 19 travées, dont 2 travées de rive de 41.50 m de portée et 17 travées courantes de 50.50 m de portée, permettant le franchissement du marais des Falises, de la Somme et d'un faisceau de 11 voies ferrées (dont les lignes Paris-Lille et Amiens-Laon) à l'extrémité de la gare de triage de Longueau.

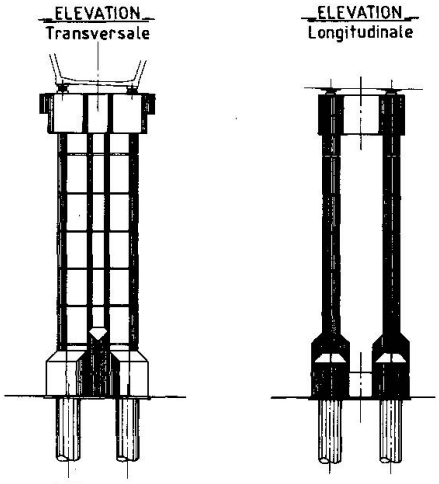


Fig. 5 Piles
Viaduc Jules Verne

Les piles en béton armé sont constituées de deux fûts jumelés de 1.00 m d'épaisseur encastrés dans un socle reposant sur 4 pieux forés de 1.30 m de diamètre et de 22.00 m de longueur dans la partie marécageuse, ou directement sur la craie au voisinage des culées, et reliés en tête par un chevêtre massif (Fig. 5).

Le tablier supporte deux voies de circulation de 3.50 m de largeur. Il est encastré sur les piles par l'intermédiaire de 2 files d'appareils d'appui espacés de 3.60 m.

Le caisson a une hauteur de 3.20 m, le hourdis supérieur et inférieur ayant respectivement 10.40 m et 4.64 m de largeur et 0.22 m et 0.18 m d'épaisseur (hors goussets).

Les âmes inclinées ont une épaisseur constante de 30 cm et la section transversale courante a ainsi une épaisseur moyenne de 50 cm pour un élancement fictif légèrement inférieur au 1/16e (Fig. 6).

La précontrainte est totalement extérieure au béton, les câbles étant ancrés

dans les voussoirs sur piles ou sur culées et pour la plupart déviés dans des selles métalliques fixées sur 3 entretoises intermédiaires. Chaque câble de précontrainte est constitué de 12 torons de 15 mm disposés dans une gaine en polyéthylène semi-translucide.

Mises à part les deux premières travées où un renfort de précontrainte est nécessaire en phase de construction, le câblage (Fig. 7)se compose de :

- 6 câbles droits, 2 câbles ondulés en trapèze (et déviés au 1/4 de la travée), 2 câbles ondulés en triangle (et déviés au milieu de la travée) et 4 câbles antagonistes mis en place et tendus sur le banc de préfabrication avant chaque poussage et régnant sur 2 travées consécutives.

- 4 câbles ondulés (2 trapézoidaux et 2 triangulaires) ajoutés à l'issue du poussage, les câbles antagonistes étant supprimés lors de l'achèvement de l'ouvrage.

Les gaines des câbles définitifs sont injectés avec une cire pétrolière. Les ancrages sont détendables (système Freyssinet International) et l'on pourra par conséquent retendre ou remplacer n'importe quel câble à tout moment de la vie de l'ouvrage.

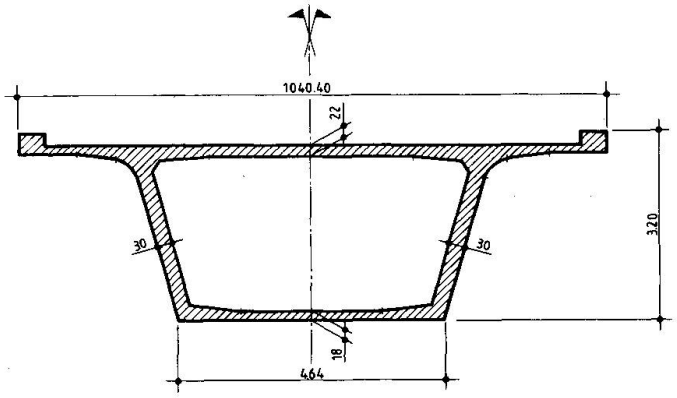


Fig. 6 Viaduc Jules Verne - Section

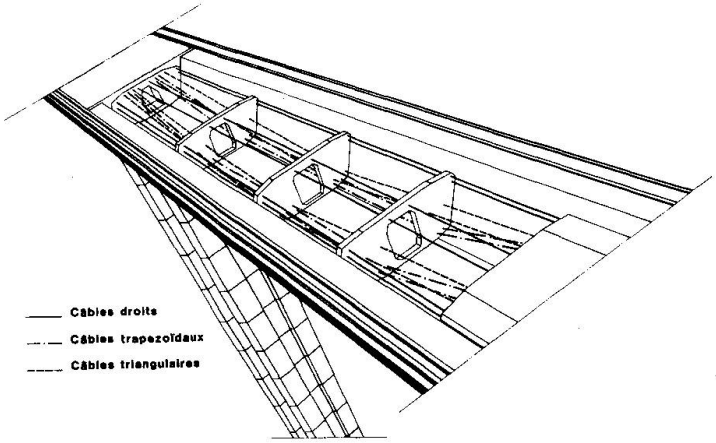


Fig. 7 Viaduc Jules Verne - Câblage

3.2. La construction de l'ouvrage

Le tablier a été construit par tronçons successifs sur un banc de poussage de 75 m de longueur totale amenagé contre la culée Nord de l'ouvrage.

Ce banc en béton précontraint est une pièce essentielle du poussage. Il a été conçu pour être rigide et géométriquement parfait. Il supporte une plateforme de travail périphérique sur laquelle les coffrages extérieurs du caisson peuvent être déplacés et réglés et une plateforme de travail centrale servant de fond de moule et capable de s'abaisser de 50 cm en basculant vers l'avant.

La réalisation de chaque travée comprenait les étapes suivantes :

- Bétonnage de 4 tronçons courants de 11.60 m de longueur (les arrêts de bétonnage étant situés avant chaque entretoise de déviation) et, de façon tout à fait indépendante, du tronçon de tablier spécial situé au droit d'une pile en phase définitive (et comportant donc un entretoisement complexe).

- Ripage du tronçon spécial et clavage de cet élément avec le dernier tronçon courant réalisé.

- Mise en tension des câbles de précontrainte de poussage ancrés dans le tronçon

spécial alors agé de plusieurs jours.

A l'issue de ces opérations, le déplacement du tablier se faisait par travées entières à l'aide de 4 câbles 19T15 ancrés sur un étrier métallique accolé au tronçon spécial et tractés par des verins hydrauliques s'appuyant sur le sommier de la culée.

Il était ainsi possible, grace à la remarquable simplicité de l'ouvrage ainsi conçu et à l'attention particulière apportée à l'enchainement des phases de bétonnage et à la technologie du poussage, de réaliser une travée en huit jours.

4. BIBLIOGRAPHIE

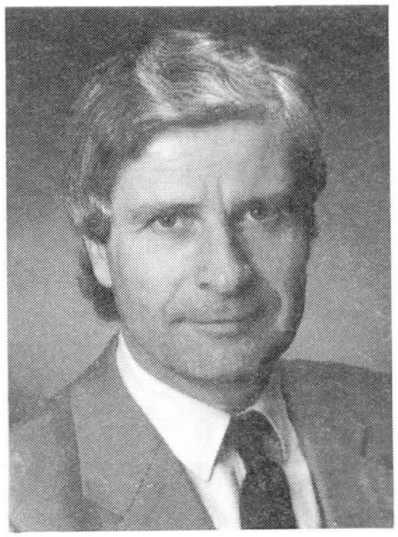
1. PLACIDI M., Construction d'ouvrages d'art et mise en place par déplacement. IABSE PROCEEDINGS P-62/83.

2. COMBAULT J., Evolution et développement des ponts modernes à précontrainte totalement extérieure au béton. TRAVAUX JANVIER 1986 - Supplément.

Corrosion Protection of Prestressing Tendons

Protection contre la corrosion de câbles de précontrainte

Schutz von Spannstahl vor Korrosion



Gerd THIELEN
Dr. Eng.
Dyckerhoff & Widmann AG
Munich, Fed. Rep. of Germany

Dieter JUNGWIRTH
Dir.
Dyckerhoff & Widmann AG
Munich, Fed. Rep. of Germany

SUMMARY

Increasing aggressiveness of environmental conditions, new prestressing technologies (partial prestressing, unbonded tendons) and corrosion damage have given rise to a systematic evaluation of measures for the corrosion protection of prestressing steel. This paper analyses well-tried and novel protection measures under consideration of corrosion mechanisms, environmental conditions and prestressing techniques. It is shown that also for extreme cases robust protection measures are available to avoid depassivation of the steel surface during the service life of the prestressed structure.

RÉSUMÉ

L'agressivité croissante de l'environnement, la mise au point de nouveaux procédés de précontrainte du béton (précontrainte partielle par exemple ou précontrainte sans adhérence) et les dommages dûs à la corrosion ont amené à reconsidérer de façon systématique les mesures de protection de l'acier de précontrainte contre la corrosion. L'article expose les procédés de protection contre la corrosion qui ont déjà fait leurs preuves ainsi que les nouveaux procédés, en considérant les mécanismes qui entraînent la corrosion, les conditions de l'environnement et les procédés de précontrainte utilisés. Il existe actuellement des procédés efficaces qui, même dans les cas extrêmes, empêchent de façon sûre la dépassivation de la surface de l'acier de précontrainte.

ZUSAMMENFASSUNG

Zunehmend aggressive Umweltbedingungen, neue Spannbetonarten (wie teilweise Vorspannung oder Vorspannung ohne Verbund), aber auch Korrosionsschäden haben dazu geführt, die Maßnahmen zum Schutz von Spannstahl vor Korrosion einer systematischen Ueberprüfung zu unterziehen. Der folgende Beitrag erläutert erprobte und neue Korrosionsschutzverfahren unter Bezugnahme auf Korrosionsmechanismen, Umwelt – und Bauwerksbedingungen und zeigt, daß auch für extreme Fälle heute robuste Korrosionsschutzverfahren zur Verfügung stehen, die eine Depassivierung der Spannstahloberfläche zuverlässig verhindern.

1. CORROSION PROTECTION STRATEGY

1.1 Corrosion mechanisms

Corrosion of steel in concrete follows an electro-chemical reaction (1) consisting of an anodic reaction at the steel surface and a (driving) cathodic reaction which consumes the dissolved electrons e.g. through a reduction process, or in the presence of dissolved hydrogen through hydrogen evolution which is critical in view of hydrogen embrittlement. These corrosion processes can develop independent on the state of mechanical stresses in the steel. Prestressing steel can show additional corrosion phenomena if stressed to a high instantaneous level. These phenomena are known as stress corrosion cracking. The process of cracking is a combination of the electrochemical corrosion at the steel surface (anodic iron dissolution with cathodic oxygen reduction and/or cathodic hydrogen evolution) and the physical transport and fracture processes inside the steel (hydrogen induced crack initiation and propagation). Electrochemical corrosion is the primary premise for hydrogen uptake. Cathodic hydrogen evolution is only possible if the pH in the environment is below the neutral region. Fretting corrosion initiating fatigue failures will not be considered in the following.

1.2 Corrosion protection objectives

Due to the increasing susceptibility to hydrogen induced stress corrosion cracking (HISCC) with higher steel grades prestressing steels must be protected in a way that during the entire anticipated life time of the structure no anodic reaction can occur on the steel surface, which means that the prestressing steel must remain passivated. The following measures are available to prevent anodic reactions at the steel surface:

a) Active protection through electro-chemical passivation

Steel embedded in alcaline environment (ph $\geq$ 12) is protected against anodic metal dissolution through passivation. This - in an electro-chemical sense - active protection is well experienced. The alcalidity of concrete and injection grout is generally sufficient to avoid anodic metal dissolution at the steel surface. However diffusion processes through the porous structure of concrete and injection grout can cause a loss of alcalinity either through carbonation or through chlorides penetrating to the steel surface. Both cases lead to a deterioration of the passive layer hence destroy the active protection. In the case of chlorides depassivation occurs often locally which leads to small areas of anodic reactions promoted by large cathodic areas.

b) Passive protection through seperation layers (paints, coatings etc.) and non-alcaline injection materials (wax, grease)

Paints and coatings form a barrier protecting the steel from reactions with the environment hence impede also anodic metal dissolutions. Since seperation layers provide no active protection in an electro-chemical sense, corrosion may initiate at voids and holidays. Also non-alcaline injection materials as wax or grease products form a passive protection isolating the steel surface from chemical reactions with its environment.

c) Active protection through impressed current

The use of artificial and inert anodes impressing an external current to the prestressing steel - thus shifting the potential that the steel behaves as a cathode rendering metal dissolutions impossible - will not be considered in the following. Although this protection technology - known as cathodic protection - is well understood to protect structural steel (e.g. pipe lines) and becomes more and more known to protect rebar reinforcement embedded in concrete (2) many open questions, e.g. concerning hydrogen evolution in the concrete forming the electrolyte, still impede its application to prestressed concrete (3).

1.3 Environmental conditions

Environmental Class		Environmental Conditions
1	Modest	Structural elements always dry or under water
2	Moderate	Structural elements under moist conditions
3	Severe	Structural elements under permanent humid conditions and/or under changing wetting and drying conditions
4	Aggressive	Structural elements under aggressive conditions

Table 1: Classification of environmental conditions

Concerning corrosion protection a very rough classification in 4 environmental classes as shown in this table is proposed.

1.4 Type of prestressing steels

The susceptibility against HISCC rises with increasing ultimate strength. Recent corrosion tests (e.g. 6, 7, 8) yield the weighting function $L = c/f_z^{9 \cdot \sigma^3}$ expressing the influence of the ultimate strength (f_z) and the instantaneous stress level (σ) on life expectancy (L) or the corrosion sensitivity resp. This relation shows the great influence of strength and stress level. Although the strength of prestressing steels varies (bars: $f_z \lesssim 1250$ MPa, wires: $f_z \lesssim 1600$ MPa, strands: $f_z \lesssim 2000$ MPa) present design recommendations do not specify different protection levels. However it should be noted that the choice of steel of smaller strength and hence greater corrosion resistance may be advisable when exposed to heavy environmental conditions. For very severe exposure conditions the use of stainless prestressing steels has been proposed. However not only the great prize difference between stainless and black steel but also unresolved problems with crevice corrosion and also pitting due to chlorides seem to outrule the use of stainless prestressing steels. The competent design of protection measures for black steel is more reliable and less expensive than the use of stainless steel with still unresolved questions concerning its corrosion behaviour under prestressed concrete conditions.

1.5 Prestressing technology

Concerning corrosion protection a principal difference must be made between bonded (pre- or posttensioned) and unbonded tendons. Bonded tendons are primarily protected through the alcaline environment provided by the cement injection and the surrounding concrete resp. Protection measures therefore aim at correct placing and curing of concrete to assure the required cover, and to achieve a high diffusion barrier against moisture and aggressive ions, and at a limitation of cracks (number and width) in the concrete surrounding the prestressing tendon. For post-tensioned tendons in addition high quality grouting is of utmost importance to assure workability and strength of the grout and to avoid voids along the tendon. Unbonded tendons can also be protected by cement grout when placed outside the concrete cross-section. However in actual practice passive protection by means of paints, coatings or soft plastic injection materials gain more and more in importance. The degree of prestress (full or partial prestressing) is the determining factor for the limitation of cracking in the neighbourhood of prestressing tendons. Under severe environmental conditions it should be required that the concrete around prestressing steel remains precompressed under permanent actions (limit state of decompression) and that cracks developing under rare actions or under actions not taken into account in the design must be controlled by adequate rebar reinforcement.

1.6 Corrosion protection strategy

Effective corrosion protection measures must be considered not only with respect to physical or electro-chemical criteria but also in view of their sensitivity to unsatisfactory workmanship. The required measures must be "robust" against lacking workmanship on site. The following table presents a synthesis of long term corrosion protection measures for structures with bonded prestressing tendons. A synthesis of short term corrosion protection measures is given in (5).

Environmental class (see table 1)	Prestressing steel in tension zone under permanent action combinations		Special protection measures necessary		Allowable desing crack width (mm) under perm. action combinations			Concrete cover (Nominal values (mm))		
					Prestressed concrete		Reinforced concrete	Prestressed concrete		Reinforced concrete
	Post-tens.	Pre-tens.	Post-tens.	Pre-tens.	Post-tens.	Pre-tens.		Post-tens. Sheathing	Pre-tens. Steel	
1	Yes		No		0.2	0.1	0.4	*) 40	35	25
2	Yes		No		0.2	0.1	0.4	*) 50	45	35
3	Yes	Yes	No	Yes	0.2	**) 0.1	0.25	50	**) 55	45
		No		No						
4	Yes		Yes		**) 0.2 ***)	**) 0.1 ***)	0.25	**) 60	**) 65	55
	No		No							

*) Corrosion protection not relevant for cover of sheathing
**) Not relevant for corrosion protection
***) Under rare action combinations

Table 2: Corrosion protection strategies

The traditional way of protecting bonded tendons through embedding in alcaline conditions is still most reliable if the criteria shown in table 2 are observed. These criteria assume normal concern for and conventional control of workmanship. In the case of bonded tendons partially prestressed structures under aggressive (post-tensioning) or severe and aggresive (pretensioning) conditions need special protection comprising improved sheathing materials and/or coating of steel surfaces. Unbonded tendons outside the cross section must be always protected with a double protection system. For strand tendons a system consisting of single PE-sheathed, greased monostrands installed in a steel or plastic tube which subsequently is injected with cement grout has shown it technical and economical advantage. For bar tendons such a system consists of PE-sheathed, cement grouted single bars installed in a steel or plastic tube. As an alternative wax or grease injected tendons installed in a steel or plastic tube, or bundles of polymere coated prestressing steels installed in metal or plastic tubes are demonstrating adequate performance. Cable stay systems require a higher degree of protection. High quality sheathing made of steel or PE-tubes together with cement grout injection is the actual state-of-the-art. Under aggressive conditions also additional coating of the prestressing steel has been chosen (5).

2. SPECIAL CORROSION PROTECTION MEASURES

2.1 Coating of steel

In the following coating of steel means the application of adhesive seperation layers on the steel surface assuring zero-slip bond transfer from coat to steel. For prestressing steel two principal coating technologies have been developed: Zinc coating and polymere coating. The corrosion resistance of zinc coats depends on the galvanization technology (electrolytic, hot-dip etc.). In most cases only limited protection against chloride attack is assured by zinc coats. Since chlorides belong to the most common aggressive

agents, zinc coats must be judged as unsufficient. Furthermore galvanic corrosion between metals of different electrochemical potentials can occur and hydrogen producing galvanic cells can develop between different metals when connected by fresh grout acting as electrolyte (9). Fusion bonded polymere coatings show a more reliable performance. Mechanical and chemical requirements such coats must meet have been discussed elsewhere (10). Of crucial importance are toughness and elongation capacity. Control and acceptance criteria for coated rebars after fabricaction have been specified in (11). However it must be noted that the final protective performance of coats depends not only on the quality as produced in the factory but on the quality as installed, stressed and anchored in the structure. It is therefore important that during handling, installation, stressing and anchoring the coated layer is protected against defects. Particular concern must be given to the anchorage area. Although fusion bonded the reliable transfer of forces from steel to the anchorage requires direct contact between steel and steel hence the coat must be destroyed locally. Special anchorage devices have been developed (5) to overcome this problem. A special problem is related to the coating of strands since in general the central wire is not directly covered. Local corrosion cells may develop within the strand, which requires particular care during all operations until final grouting. Polymere coated prestressing strand has the advantage to be less sensitive against fretting corrosion, hence exhibits when integrated in competently designed tendon systems a remarkably higher fatigue resistance (5). Finally a particular coating technology deserves to be mentioned. A coat layer is applied to the prestressing steel in the steel mill. After installation of the steel into the recess or sheathing tube resp. this coat layer is broken either by heating or through the elongation of the steel during stressing. In the first case - known as thermobond - the applied coat is decomposed after prestressing through heating before it hardens again to form a bond transferring coat layer. In the second case the coat layer consists of microcapsules containing a flowable material which breaks when the steel is stressed thus releasing the soft material which flows around the unbonded steel. To achieve bonded tendons the microcapsules can be filled with a two-component glue which reacts after breaking of the capsules and hardens to a bond transferring coat. In both cases the prestressing steel can move longitudinally (during prestressing) before it is bonded to the structural concrete.

2.2 Plastic injection materials

For unbonded tendons the use of soft plastic injection materials as wax or grease products has been advocated (12, 13). Criteria these products have to meet are discussed in (14). These criteria are related to the compatibility with prestressing steel (chemical purity in respect to corrosive agents as SO_3, SO_4, S, NO_2, NO_3, Cl etc.), the resistance in alcaline environment (saponification behaviour), the ohmic resistance, the resistance against oxydation, and de-oiling, and to the workability (viscosity, temperature-stability etc.). Although high performance materials are available today, their large scale use is still hampered by technological and economical obstacles. A main problem is still related to the development of reliable and cost-effective injection procedures. In general wax or grease products must be heated before the rather large volumes can be filled. The danger of voids due to shrinkage of the cooling material, de-oiling under the injection pressure are some of the problems which still desserve special concern. Also in view of the rather high prize of high quality products (see prize comparison in 14) these problems may be overcome (15) when unbonded strand tendons are composed of individual PE-sheathed greased mono-strands guided in metal or plastic tubes where the volume between the individual strands is filled with cement grout providing a continuous support for the strand bundle and avoiding extreme local pressures at deviator saddles.

2.3 Improved sheathing

Since corrosion processes depend on the transport of oxygen to the steel surrounding concrete a barrier against ion diffusion can halt corrosion. The gas diffusion resistance of metal sheathing can be substantially improved when welded tubes are used instead of corrugated tubes. As an alternative coated tubes or plastic tubes made from PE or PVC have been proposed. In addition to the better long term diffusion characteristics plastic sheathing provides advantages in view of smaller friction losses (also since local corrosion of the inner tube surface prior to grouting is impossible), of reduced fretting fatigue in regions of curved and deviating tendons (16), and of a reduced danger of water penetrating into the sheathing before grouting. The reliable bond transfer from the steel tendon via the plastic corrugated sheathing to the concrete could be proven in numerous tests (17). Still not fully resolved are problems related to the site installation of plastic sheathing, e.g. required stiffness (in particular in view of elevated temperatures), required hardness (abrasion resistance), admissible production tolerances etc. Furthermore the longterm durability of plastic tubes exposed to climatic changes is still difficult to assess. Stress variations due to alternating temperatures, stress concentrations in joints and connectors may lead to early deterioration unless proper detailing has been assured (18).

2.4 Electrically isolated tendons

Finally the possibility of complete electric isolation is mentioned (19). This isolation prevents electric currents needed in corrosion processes. Furthermore the isolating layer forms a barrier against moisture and chloride penetration thus assures also a passive protection. Complete electric isolation requires to encapsulate the total tendon into a non conductive layer, which means that in addition to plastic sheathing all coupling and anchoring devices need to be coated and the joints between these parts must be carefully sealed. Although mainly proposed for unbonded tendons this protection technology can also be applied to bonded tendons if installed in corrugated plastic sheathing. In both cases - bonded and unbonded tendons - electrically isolated systems provide a high degree of protection specially adapted for structures under very aggressive environmental conditions.

3. REFERENCES

1 Isecke, B.; Stichel, W.: "Einfluß baupraktischer Umgebungsbedingungen auf das Korrosionsverhalten von Spannstählen vor dem Injizieren", Forschungsbericht Nr. 87, Bundesanstalt für Materialprüfung (BAM), Berlin, Dezember 1982
2 National Association of Corrosion Engineers (NACE): "Cathodic protection of reinforcing steel in concrete structures", Proposed NACE Standard, Oct. 1985
3 Gee Kin Chou; Hoover, K.C.: "Cathodic protection for prestressed structures", Concrete International, January 1987
4 Institut für Bautechnik (IfB): "Vorübergehender Korrosionsschutz mit RUST-BAN 310 für DYWIDAG-Einzelspannglieder mit nachträglichem Verbund", Zulassungsbescheid, Berlin, Mai 1986
5 Thielen, G.; Jungwirth, D.: "Development of advanced cable stay systems", DSI-Report, München, Febr. 1986
6 Stolte, E.: "Über die Spannungskorrosion an Spannstählen", Beton- und Stahlbetonbau 5/1968
7 Grimme, D.; Isecke, B.; Nürnberger, U.; Riecke, E.M.; Uhlig, G.: "Spannungsrißkorrosion in Spannbetonbauwerken", VDEh Düsseldorf (1983) 70 S.
8 Nürnberger, U.; Neubert, B.: "Entwicklung und Bewährung des Regelwerks im Spannbetonbau aus korrosionsschutztechnischer Sicht", Fortschritte im konstruktiven Ingenieurbau, Ernst & Sohn, Berlin 1984
9 DYWIDAG: Internal test report
10 American Society for Testing Materials (ASTM): "Standard specification for epoxy-coated reinforcing bars", ASTM A 775-81
11 Concrete Reinforcing Steel Institute (CRSI): "Inspection and acceptance of epoxy-coated reinforcing bars", CRSI-Guidelines, 1986
12 Hahn, E.: "Korrosionsschutz für Spannanker beim unterirdischen Bauen", Die Bautechnik, 12/1983
13 Chabert, A.; Fava, R.; Bondil, R.: "Injection de conduits en précontrainte à l'avancement, à l'aide d'une cire pétrolière", Travaux, Juillet-Août, 1985
14 Etienne, C.F.; Binnekamp, D.C.; Copier, W.Z.; Hendrickx, R.; Smit, C.L.: "Corrosion protection of unbonded tendons", HERON, Volume 26, 1981, Nr. 3
15 DYWIDAG unbonded strand tendons (Report under preparation)
16 Rigon, C.; Thürlimann, B.: Fatigue tests on post-tensioned concrete beams, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH-Zürich, Bericht Nr. 8101-1, Zürich, 1985
17 DYWIDAG: "Ermittlung der Verbundwirkung der PE- bzw. PVC-Hüllrohre in Verbindung mit Zementleim", Interner Versuchsbericht, Februar 1979
18 Svensson, H.: "Investigation of cracks in PE-pipes" (Intern. Report) Leonhard & Andrä, Stuttgart, 1980
19 Schupack, M.: "Protecting post-tensioning tendons in concrete structures", Civil Engineering - ASCE, December 1982

Undersea Cable Tunnel, Singapore

Tunnel de câbles sous-marin, Singapour

Unterwasser-Kabeltunnel, Singapur

Nestor S. RASMUSSEN
Civil Engineer
Christiani & Nielsen A/S
Copenhagen, Denmark

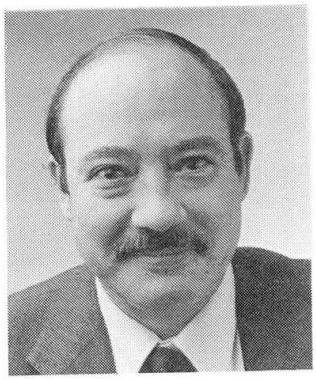
O.P. JENSEN
Civil Engineer
Christiani & Nielsen A/S
Copenhagen, Denmark

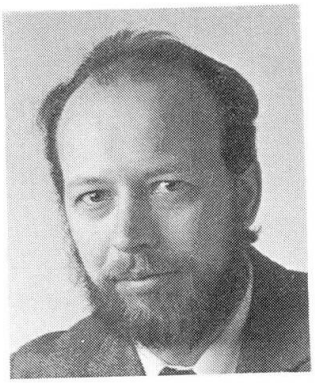
Steen JORGENSEN
Civil Engineer
Christiani & Nielsen A/S
Copenhagen, Denmark

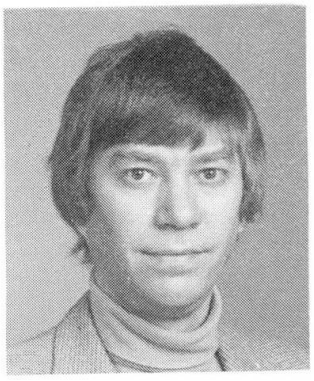
Nestor Rasmussen, born 1931, obtained his M.Sc. Degree from the Technical University in Copenhagen. For more than 30 years he has been involved in design and construction of subaquaous tunnels. Nestor Rasmussen was overall coordinator of the planning and subsequently in charge of the sinking of this tunnel.

O.P. Jensen, born 1947, obtained his M.Sc. Degree from the Technical University in Copenhagen. He has specialized in immersed tunnel and off-shore design and participated both in studies and detailed design. O.P. Jensen was in charge of the prestressing and soil-structure modelling for this tunnel.

Steen Jorgensen, born 1949, obtained his M.Sc. Degree from the Technical University in Copenhagen. He has been involved in design, site supervision and management.
Steen Jorgensen was overall coordinator of the design and preparation of working drawings for the immersed tunnel section.







SUMMARY
In 1986 the contractors delivered a 2.6 km long undersea cable tunnel to the Public Utilities Board in Singapore. The contract comprised detailed design and construction. The tunnel is an immersed, reinforced concrete tunnel. The very short time available for construction, 10 months, required a close coordination of design and construction methods and the use of a series of unconventional construction techniques.

RÉSUMÉ
En 1986 l'entrepreneur a livré au Public Utilities Board, Singapour, un tunnel de câbles sous-marin d'une longueur de 2,6 km. Le mandat comportait le projet détaillé et la réalisation de l'ouvrage. Le tunnel est construit comme un tunnel immergé en béton armé. La période très courte disponible pour la construction – 10 mois – a exigé une coordination étroite entre l'établissement du projet et les méthodes d'exécution des travaux ainsi que l'utilisation d'un grand nombre de procédés d'exécution particuliers.

ZUSAMMENFASSUNG
Im Jahr 1986 hat die Bauunternehmung an die Public Utilities Board in Singapur einen 2.6 km langen Senktunnel aus Stahlbeton geliefert. Der Auftrag umfasste die Projektierung und Ausführung des Tunnels. Die sehr kurze Bauzeit von 10 Monaten, welche für die Bauarbeiten zur Verfügung stand, erforderte eine enge Koordination von Projektierung und Ausführung. Dabei kamen auch aussergewöhnliche Bautechniken zur Anwendung.

1. INTRODUCTION

In late April 1985, the Public Utilities Board of Singapore awarded to Christiani & Nielsen A/S a contract for the design and construction of an immersed cable tunnel from Pulau Seraya across the Jurong Strait to Mainland Singapore

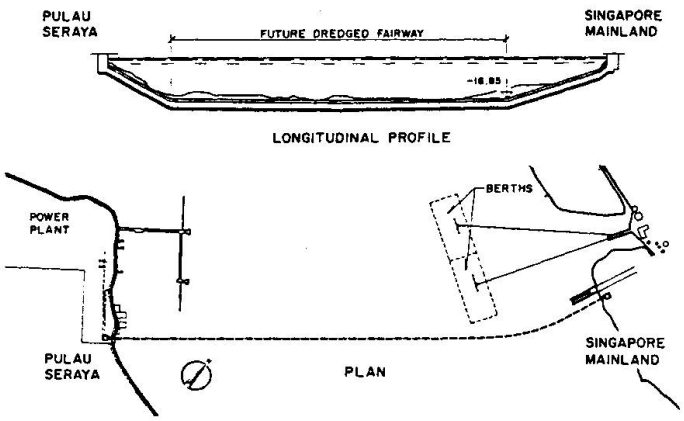


Fig. 1 Plan and longitudinal profile of tunnel

At the time of the award, a new 750 MW power station was under construction on Pulau Seraya. This station has been commissioned and started supplying electrical power to Singapore from January 1987.

The overall economy gained by the use of conventional land power cables instead of sea cables and the requirement for uninterupted passage of the ships through the busy Jurong Strait made the Owner choose a cable tunnel for the crossing.

The contract was awarded after international tendering based on an outline design and specifications prepared by Mott, Hay & Anderson Asia Pte. The tender documents described an Engineer's Preferred Scheme, a reinforced concrete tunnel of rectangular cross section built by use of the immersed tube technique, but the tender documents also had a bored tunnel option. In addition to the tunnel, the contract included two terminal buildings and mechanical and electrical installations in the tunnel for lighting, ventilation, cooling of power cables, fire protection etc.

The cable tunnel in Singapore is remarkable for a number of reasons:

(i) the length of the tunnel, 2.6 km of which 1.8 km has floor level 23 m or more below Main Sea level.

(ii) the extent to which the permanent civil works and the mechanical/electrical installations were completed prior to the tunnel elements being launched.

(iii) the very short time available for the design and construction and, as a consequence, the unconventional construction techniques used.

The contract value was of the order of 80 million Singapore Dollars, with the electrical and mechanical installations representing approximately 25% thereof.

SECTION	EXCAVATION CU.M.	REINFORCED CONCRETE CU.M.	SAND FOUNDATION CU.M.	BACKFILLING CU.M.	ARMOUR ROCK CU.M.
TERMINAL BUILDING MAINLAND SINGAPORE	18,000	6,400	—	—	—
UNDERSEA TUNNEL	463,000	27,500	50,000	90,000	75,000
TERMINAL BUILDING PULAU SERAYA	19,000	6,900	—	—	—
TOTAL	500,000	40,800	50,000	90,000	75,000

Table 1 Main quantities - civil works

As shown in Table 1, the terminal buildings represented only a minor part of the works. These buildings are conventional reinforced concrete structures which through their basements provide access to the tunnel and house a series of mechanical and electrical service installations.

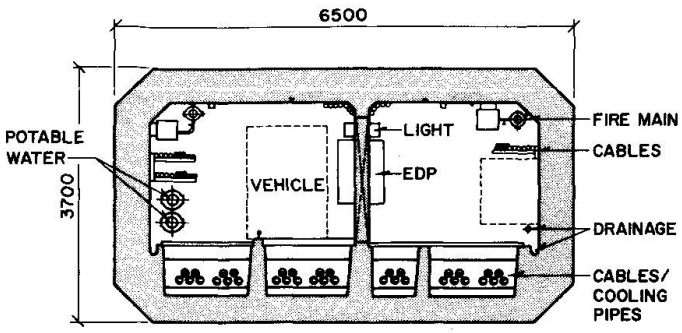


Fig. 2 Cross-section of cable tunnel

The subsoil varied from rock to soft clays. The clay formations were typically encountered at the shore ends and the terminal buildings were thus founded on piles.

2. GENERAL ORGANIZATION OF DESIGN AND CONSTRUCTION TASKS

In order to meet the time schedule a close coordination of the design and construction methods was required, in particular for the immersed tunnel section. The detailed design of this section and the planning of the construction methods were consequently done within the main contractor's organization while Ove Arup and Partners, London were engaged for the design of the terminal buildings and the mechanical/electrical installations.

The production rate required for the construction of the immersed tube section was 100 m of tunnel per week and this was achieved by:

(i) precasting some 754, 3.5 m long, tunnel segments in a casting yard on Mainland Singapore.

(ii) Assembling 29 of these segments at a time on a marine lift next to the casting yard, to form 100 m long tunnel elements, and mounting up to 80% of the mechanical and electrical installations in the element. (Two marine lifts were operated providing 14 working days per tunnel element).

(iii) Launching these tunnel elements by means of the marine lifts at a rate of one element per week.

(iv) Sinking, joining, founding and backfilling the tunnel elements at a rate of one element per week.

The bulk of the tunnel trench had been dredged prior to the start of sinking but hard rock was encountered over a length of approx. 850 m. Drilling and blasting of this rock was required prior to completion of the dredging.

For the construction it was necessary to run five work sites simultaneously, as shown in Table 2.

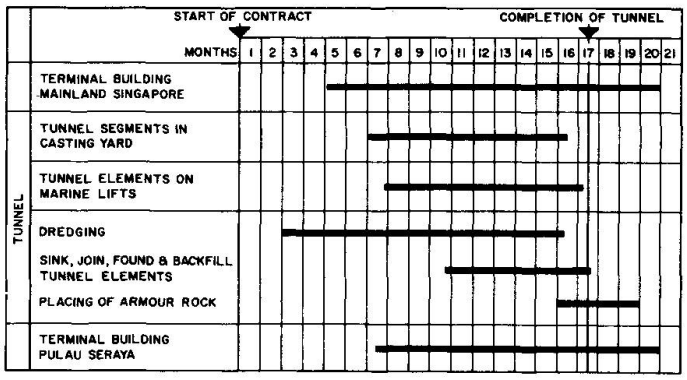


Table 2 Overall construction programme

a work site for the Terminal Building on Mainland Singapore.

a casting yard for the fabrication of tunnel segments

two marine lifts for assembling and launching of tunnel elements

a marine tunnel sinking and founding section

a work site for the Terminal Building on Pulau Seraya

3. DETAIL DESIGN

The design was carried out in accordance with British Standards.

In the longitudinal direction the bending moments and shear forces were calculated by use of a soil-structure interaction model and from this the number of tendons were determined. The prestressing fulfils the stress requirements outlined in the following conditions (negative signs represent compression):

(i) Normal operation condition : Stress requirement -2.0 to -16.0 MPa

(ii) Extreme operation condition : Stress requirement 0.0 to -16.0 MPa

(iii) Accidental condition : Stress requirement 2.3 to -16.0 MPa

The condition (ii) was a combination of (i) and a load from sunken ship of 50 kN/m² over a length of 20 m anywhere along the tunnel, or a dragging anchor load of 4000 kN acting perpendicular to the tunnel at roof level. The condition (iii) consisted of (ii) and flooding of the tunnel. The number of tendons were governed by the conditions (i) and (ii) and varied from 19 to 37 depending on the subsoil conditions along the tunnel.

As reports on these conditions were available, from observations during dredging and from supplementary geotechnical investigations carried out during the construction period, the required minimum number of tendons was determined and a corresponding economy achieved.

4. CONSTRUCTION OF TUNNEL

4.1 Casting yard operations

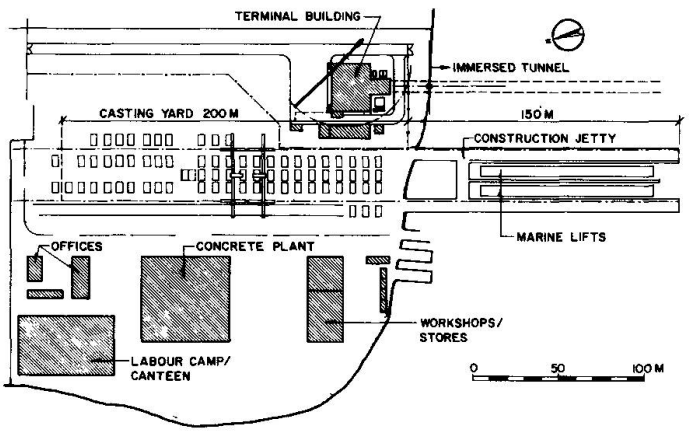


Fig. 3 Lay-out of work site

The tunnel segments which weighed between 92 and 98 tons were cast in vertical position in rigidly held steel forms.

The reinforced cages with the required number of ducts for the prestressing cables were preassembled.

The concrete was produced on site and pumped into the forms.

The forms were stripped after minimum 12 hours and the segments were cured another 4 days before they were transported to a storage area and transposed into a horizontal position.

The casting of the tunnel segments in a vertical position without any construction joints between floor, walls and roof, contributed to a reinforced concrete of high quality and absolute watertightness.

4.2 Marine Lift operations

Two marine lifts were constructed in front of the casting yard and two 50 t gantry cranes, working in tandem, brought the tunnel segments out on the marine lift platforms. These platforms were 120 m long and 10 m wide and each marine lift was suspended in 12 steel cables and hydraulic jacks of a capacity of 3500 kN. The platforms could be lowered and raised 8 m at a speed of 2 m per hour.

Access to the marine lifts and supplementary working area was provided by two 150 m long, 8 m wide, jetties.

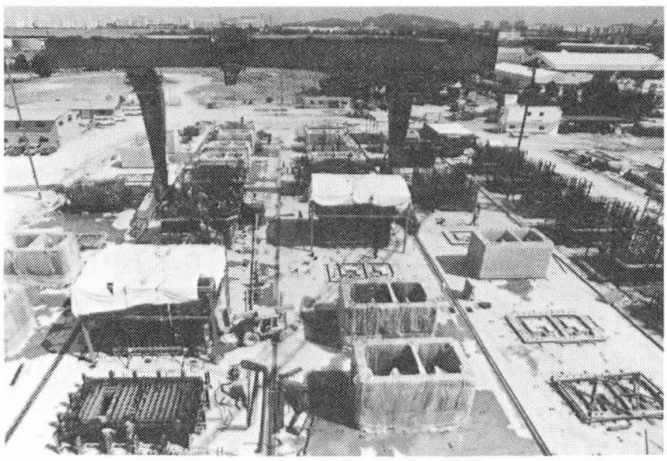


Photo 1 View of casting yard

Photo 2 View of marine lift area

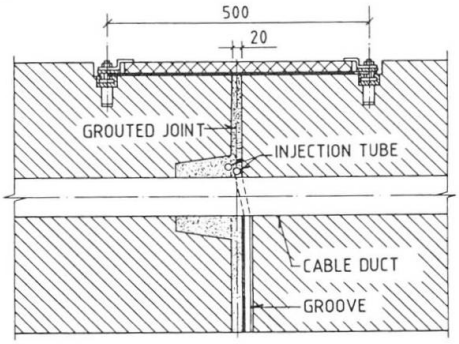


Fig. 4 Segment joint

After having been grit blasted at the end faces, the tunnel segments were lined-up on the marine lifts leaving a 20 mm wide space between the segments. These spaces were grouted by means of an expanding cementitious grout. The grouted joints were covered, at the external faces, by a narrow double membrane protected by a band of 20 mm plywood.

In order to prevent ingress of grout into the cable ducts, an inflatable Ductube was used in each duct. An injecting tube system to enable epoxy resin injection at a later stage, if required, was installed along the joint perimeter. All joints have, however, proved watertight without injection.

Premade tendons were pulled through the cable ducts as soon as the joints had been completed, and stressing of these tendons was started 12 hours after the last joint had been grouted using 2500 kN jacks at each end of the tunnel element.

The end tunnel segments were provided with steel shrouds fitting the end of the segment walls, with a steel bulkhead with a watertight door and with shear dowel/pockets, the bulkhead being a temporary feature while the shear keys form part of the permanent element joint.

Steel plates were welded onto the steel shrouds at the element ends and a rubber gasket was mounted at one end of the tunnel element.

Finally most of the mechanical and electrical installations were mounted in the tunnel element thus minimizing the work to be done within the tunnel after the elements were in place. As a consequence, the first high-voltage cable could be pulled through the tunnel only 3 weeks after the sinking of the last tunnel element.

The optimum utilization of the tunnel cross-section for permanent use and the degree to which the tunnel elements were prefabricated made the tunnel element come out with practically the permanent weight, i.e. a buoyancy aid was needed in

order to make the tunnel elements float temporarily during their transport from the marine lift area to the final place in the tunnel trench. This buoyancy aid consisted of a buoyancy tank unit weighing 350 tons which was floated in on top of the tunnel element while this was temporarily lowered by means of the marine lift.

4.3 Sinking and founding operations

While the tunnel element/buoyancy tank assembly was interconnected and the last preparation of the element was being done, the tunnel trench section was cleaned for any accumulated silt, and a lay-barge, see photo No. 4, was warped 100 m forward along the tunnel line.

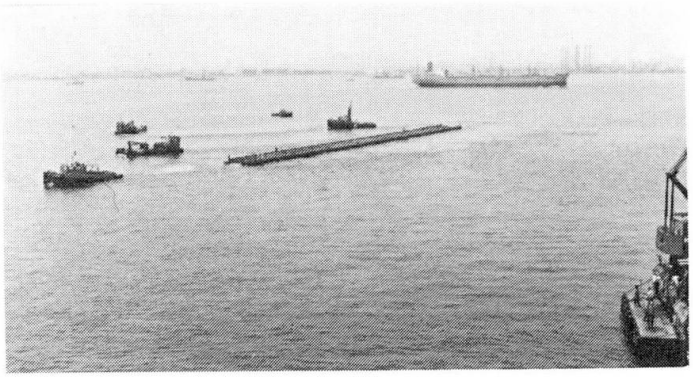


Photo 3 Towing of tunnel element

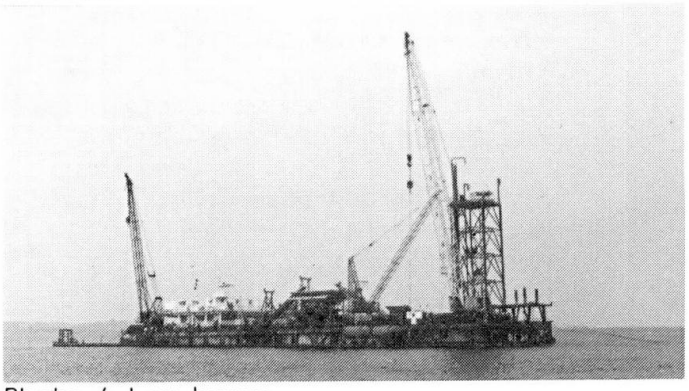


Photo 4 Lay-barge

The tunnel element/buoyancy tank assemblies were towed from the marine lift area to the lay-barge at the turn of the tide and, after ballasting with water, lowered into the tunnel trench by means of two standard cranes.

The assemblies were landed on temporary steel supports, joined to the previously placed tunnel elements, and brought into specified line and elevation by operation of hydrulic jacks in the temporary steel supports.

The permanent support of the tunnel was a sand foundation hydraulically placed by use of the Christiani & Nielsen Method. The sand/water mixing took place on the lay-barge.

The backfilling except for a 1 m thick armour rock protection was also placed by means of equipment on the lay-barge.

The 26 tunnel elements were placed and backfilled in 27 weeks from March to September 1986.

5. QUALITY AND ECONOMY

The casting method used for the tunnel segments and the assembling method used for the tunnel elements ensured a high quality, reinforced concrete structure which is absolutely watertight requiring no waterproofing membrane.

The close coordination of design and construction allowed an optimization of the number of longitudinal prestressing tendons in the elements.

The carefully planned towing and lowering of the tunnel elements at the turn of the tide meant a saving on tugs and that no horizontal mooring of the tunnel element was required.

A detailed planning of all operations from precasting of tunnel segments to placing of backfill, and a disciplined and well organized staff and labour force made it possible to build the 2.6 km long tunnel in 10 months and deliver the works on time.

Neue Entwicklungen beim Spritzbeton

New Developments in Shotcreting

Nouveaux développements dans le béton projeté

Herbert KLAPPERICH
Dr.-Ing.
Knoop Intern.
Paris, Frankreich

Edgar KERN
Dr.-Ing.
Philipp Holzmann AG
Frankfurt, Bundesrep. Deutschland

Karl-Ernst v. ECKARDSTEIN
Ing. (grad.)
F.W. Schwing GmbH
Herne, Bundesrep. Deutschland

G. BRACHER
Dr.
Sika
Zürich, Schweiz

ZUSAMMENFASSUNG
Die Grundphilosophie der modernen Tunnelbauweise besteht im Heranziehen der Tragwirkung des Gebirges. Der Spritzbetonschale zur Sicherung kommt hierbei eine besondere Bedeutung zu. Beim 'Top-Shot' – Naßspritz verfahren werden hohe Früh - und Endfestigkeiten erzielt. In der Turbo-Injektordüse wird der Beton mit dem Erstarrungsbeschleuniger auf Aluminatbasis homogen vermischt. Der Beitrag präsentiert die Grundlagen und berichtet über Erfahrungen aus Tunnelprojekten mit großen Querschnitten.

SUMMARY
Modern tunnelling methods are based on the philosophy that the rock with its cover of immediate shotcrete support is enabled to become self-supporting. Whenever the wet shotcreting method 'Top-Shot' is adopted, constant high early and final strengths are achieved. The concrete is mixed homogeneously in the turbo injection nozzle with an accelerating agent based on aluminate. This paper presents results and discusses experiences made in tunnel projects with large tunnel cross sections.

RÉSUMÉ
Les méthodes modernes de construction de tunnel tiennent compte de la charge portante de la roche. La méthode de projection par voie humide garantit des résistances initiales et finales élevées. Le béton d'un calibre maximum de 16 mm est refoulé par une pompe jusqu'au turbo-injecteur où il se mélange avec l'accélérateur de prise à base d'aluminate. Cet article présente les principes de la méthode et les expériences dans des projets de tunnels.

1. NÖT - GEBIRGSSCHONENDER TUNNELBAU

Die 'Neue Österreichische Tunnelbauweise' wurde in den Jahren 1957 bis 1965 entwickelt — zunächst für Tunnelbauten in Fels. Sie ist mit den Namen Rabcewicz und Müller (1) eng verbunden. Die Grundphilosophie beruht auf dem Heranziehen der Tragwirkung des Gebirges mit der Erzielung eines Optimums an Sicherheit und Wirtschaftlichkeit. Hierbei kommt der Steuerung der Gebirgsdeformationen (Hereinwandern des Gebirges gegen den Hohlraum) eine große Bedeutung zu. Konstruktionselemente hierfür sind die Spritzbetonschale, das Setzen von Ankern und Ausbaubögen. Der Faktor Zeit ist wesentlich für die Ausbildung der 'Sicherungsfunktion' vor allem im Hinblick auf den Ausbauwiderstand durch die Spritzbeton - Aufbringung. Diese erfolgt in direktem Anschluß an die Ausbrucharbeiten (Teilausbruch oder Vollausbruch des Tunnelquerschnittes mit unterschiedlichen Vortriebsraten — beides in Abhängigkeit von den Gebirgsverhältnissen).
Die Spritzbetonschale (Stärke 15 bis 30 cm; konstruktiv bewehrt mit Bewehrungsmatten) als Außenhaut des Tunnelkörpers gewährleistet eine enge Verbindung mit dem anstehenden Gebirge (Versiegeln). Besonders bei schlechten Gebirgsverhältnissen fällt ihr in der Funktion derDeformationsbegrenzung des den Hohlraum umgebenden Gebirges eine Tragwirkung (Ausbauwiderstand) zu (2). Hierzu ist eine hohe, gleichmäßige Betonqualität, d.h. vor allem eine hohe Frühfestigkeit des Betons gefordert. Im folgenden wird über Neuentwicklungen beim Naß - Spritzverfahren in den Bereichen der Maschinentechnik (Top - Shot System) und der Betontechnologie (Erstarrungsbeschleuniger auf Aluminatbasis) berichtet und Baustellenerfahrungen ausgewertet.

2. NASSPRITZVERFAHREN

2.1 Naßspritzsystem ' Top — Shot ', Schwing

Seit zwei Jahrzehnten werden Betonpumpen verstärkt im Baugeschehen eingesetzt und maschinentechnisch stetig weiterentwickelt (3). Beim 'Top — Shot' Naßspritzsystem wird der Ausgangsbeton mit Mischfahrzeugen vom Betonwerk übernommen mit einer Konsistenz von 30 bis 40 cm. Vor der Übergabe an die Betonpumpe wird der steifplastische Beton durch Zugabe eines Fließmittels in eine fließfähige Konsistenz gebracht. Dies ist erforderlich, da von der Betonpumpe nur ein fließfähiger Beton über die dünnen, sich von 150 auf 50 mm verengenden Leitungen zur Mischkammer der Spritzbetonanlage gepumpt werden kann. Der Mischkammer wird neben dem Beton über den Kompressor Druckluft und über eine Dosierpumpe Beschleuniger zugeführt. Von der Mischkammer wird die eigentliche Aufgabe des Naßspritzens übernommen, d.h. den gerade fließfähig gemachten Beton so schnell zum Erstarren zu bringen, daß er auch bei großer Spritzleistung in dicker Schicht 'Überkopf' sicher aufgetragen werden kann. Daraus ergeben sich drei wesentliche Anforderungen an den Mischvorgang, die mit Hilfe der Mischkammer und der dort zugeschalteten Turboinjektordüse erfüllt werden (Bild 1):

1. Gleichmäßiges Verteilen des BE unter den Beton durch verwirbeln
2. Herstellung des Übergangs von im Dichtstrom angepumpten Pumpbeton zum im Luftstrom (Dünnstrom) geförderten Spritzbeton
3. Erzielen einer guten Haftung und Verdichtung des Spritzbetons durch eine hohe Anwurfgeschwindigkeit

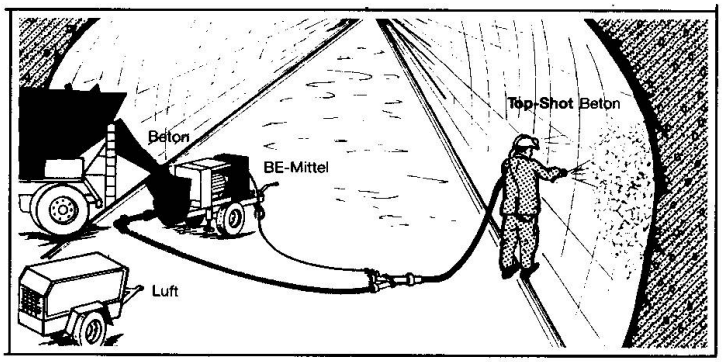


Bild 1

Mit Hilfe der Turboinjektordüse wird der über die Dosierpumpe zugeführte BE von der Druckluft aufgenommen und zerstäubt. Der nun mit BE angereicherte Strom der Druckluft reißt den in die Mischkammer eintretenden Pumpbeton auf. Durch die dabei entstehende Turbulenz wird der Beton mit den Partikeln des BE verwirbelt. Der Spritzbeton wird nun im Dünnstrom durch den Mischschlauch gefördert. Auf dieser relativ langen Mischstrecke werden die Reaktionspartner von BE und Zement zusammengeführt. Gleichzeitig wird der Spritzbeton durch die Treibluft gebündelt und auf die Auftragsfläche gespritzt.

2.2 Erstarrungsbeschleuniger auf Aluminatbasis

Die betonchemischen Vorgänge bei Zusatz des Erstarrungsbeschleunigers lassen sich auf eine Reaktion zwischen Zement und Zusatzmittel reduzieren. Wesentlich hierbei ist die Reaktion bei der Hydration des Portlandzementes. Flüssige, chemische Erstarrungsbeschleuniger haben gegenüber pulverförmigen verschiedene Vorteile. Das für das Erstarrungsverhalten verantwortliche C_3A (Tricalciumaluminat) im Zement reagiert mit dem im Zement enthaltenen Gips. Durch die Zugabe von Aluminat wird diese Reaktion, welche zu Ettringit führt, so stark beschleunigt, daß ein sofortiges Erstarren eintritt. In den unten aufgeführten Spritzbetonarbeiten wurde Sigunit 61 (BE) eingestzt.

2.3 Baustellenerfahrungen

Auf den Tunnelbaustellen der Deutschen Bundesbahn wird in großem Umfang das Naßspritzverfahren angewendet. Beim 8 km langen Dietershantunnel wurde trocken und naß gespritzt und so ein direkter, langfristiger Vergleich beider Spritztechniken ermöglicht. Obwohl das Naßspritzen mit Dichtstromförderung im Gegensatz zum Trockenspritzen noch am Anfang seiner Entwicklung steht, schnitt es bei diesem Vergleich günstig ab (4). Die weiteren Entwicklungsbemühungen an dieser Spritztechnik galten dem Ersatz von Wasserglas durch ein besseres Mittel. Bei umfangreichen Spritzversuchen mit verschiedenen Zement – Beschleuniger – Kombinationen erwiesen sich weiterentwickelte Aluminatbeschleuniger dem Wasserglas überlegen.
Aufgrund dieser Erfahrungen und erfolgreichen Eignungsprüfungen auf Baustellen wurde von der Philipp Holzmann AG beim Bau des Heilsbergtunnels das Naßspritzverfahren mit Aluminatbeschleuniger angewandt (Arbeitsgemeinschaft mit Rothpletz, Lienhard, Schweiz). Der Heilsbergtunnel entsteht im Zuge des Neubaues der Autobahn A81 von Singen in Richtung Schaffhausen, Schweiz. Er wird aus zwei Röhren mit je zwei Fahrbahnen von etwa 478 bzw. 448m Länge gebildet. Für den Rohbau, der Ende 1985 begann, wurde eine Bauzeit von 24 Monaten veranschlagt. Der Vortrieb erfolgt in der N Ö T mit Spritzbeton als Sicherungsmaßnahme. Die Überdeckung des Tunnels ist mit 7 bis 20 m sehr gering.
Der Ausbruch des Tunnelquerschnittes wird in zwei Bauphasen vorgenommen:

1. Kalottenvortrieb auf ganzer Tunnellänge mit temporärer Sohlsicherung. Die mittlere Vortriebsleistung beträgt pro Tag 4 bis 5 m bei einer Abschlagslänge von 90 cm.
2. Strossenvortrieb mit schnellem Ringschluß mittels ausgerundetem Sohlgewölbe.

Die Herstellungsphase des Naßspritzverfahrens für den Spritzbeton B 25 ist gekennzeichnet durch die Zugabe:
a) eines Fließmittels (10 cm^3/kg Zement, a= 46 - 52 cm) zum angefahrenen Transportbeton und
b) des Erstarrungsbeschleunigers (30 cm^3/kg Zement, Aluminat) an der Spritzdüse.
Die hiermit erreichten Beton - Eigenschaften (schnelles Erstarren und Erhärten) werden unter Einhalten der Prüfrichtlinien für Betonzusatzmittel (DIN 1045) mit 50 cm^3/kg Zement im Gegensatz zur Wasserglas - Zugabe problemlos erreicht. Im Mittel waren 30 cm^3/kg Zement erforderlich.
Hinweise für die Reaktivität der angewendeten Zement – Beschleuniger – Kombination ergibt der modifizierte Vicat – Versuch. Bild 2 zeigt das Ergebnis dieser Prüfung. Die günstigste Wirkung wird danach bei einer Zugabemenge von 35 cm^3/kg Zement erreicht. Bei höheren Zugabemengen nimmt die beschleunigende Wirkung wieder ab.

Untersuchungen über den Einfluß niedriger Außentemperaturen auf die Wirksamkeit des Aluminatbeschleunigers zeigten, daß Frosttemperaturen bis zu –20° C ohne nachteilige Folgen blieben.

Die günstigen rheologischen Eigenschaften des frischen Spritzbetons zeichnen sich durch große Dichte, homogenen Aufbau und hohe Frühfestigkeiten und gleichbleibenden hohen E – Modul aus. Güteprüfungen des erhärteten Spritzbetons mit einem Zementgehalt von 350 kg/m^3 ergaben Druckfestigkeiten im Mittel von 33 N/mm^2 (geforderte Nennfestigkeit: 20 N/mm^2), siehe Bild 3. Die statistische Auswertung ergab eine Standardabweichung von 6,3 N/mm^2 für den Ausgangsbeton und den Spritzbeton.
Bohrkernfestigkeiten in Abhängigkeit vom Alter sind in Bild 4 dargestellt. Nach 12 h wurde bereits eine Druckfestigkeit von 18 N/mm^2 erreicht (gefordert waren 5 N/mm^2).
Ein Vergleich der Festigkeitsentwicklung verschiedener Spritzverfahren und Erstarrungsbeschleuniger zeigt Bild 5, (Ausgangsbeton: Würfeldruckfestigkeit), (4, 5).

Wirkung der Zugabemenge an Aluminat-BE auf das Erstarren von Zementleim

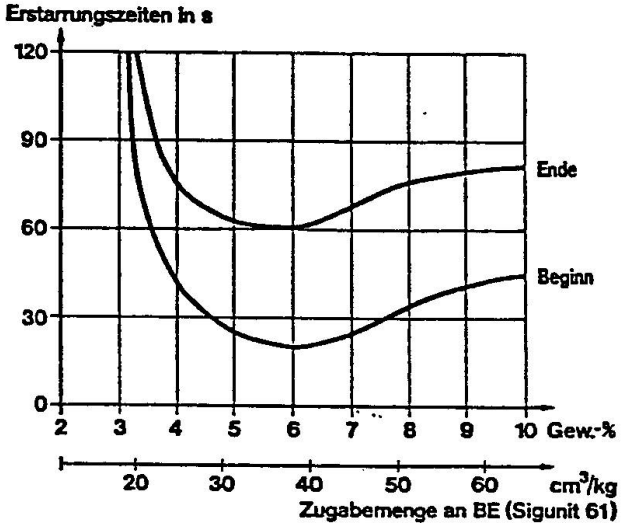


Bild 2

Druckfestigkeit der Bohrkerne beim Heilsbergtunnel

aus der Spritzbetonschale

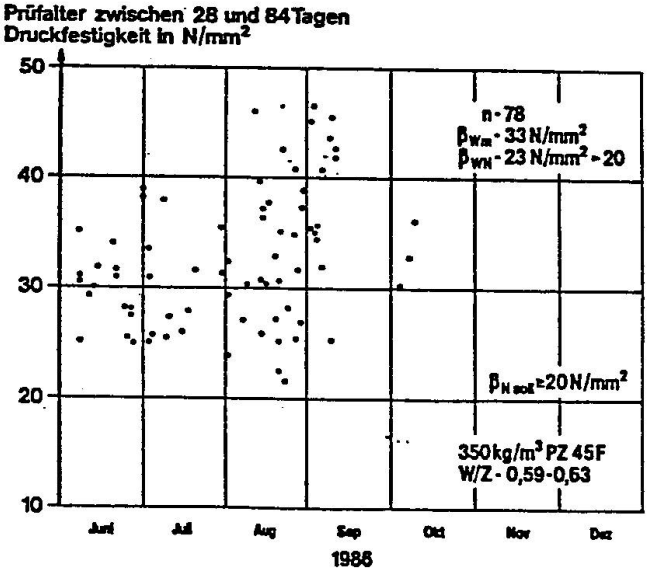


Bild 3

Druckfestigkeit der Bohrkerne beim Heilsbergtunnel

aus der Spritzbetonschale ●
aus den Spritzbetonplatten o

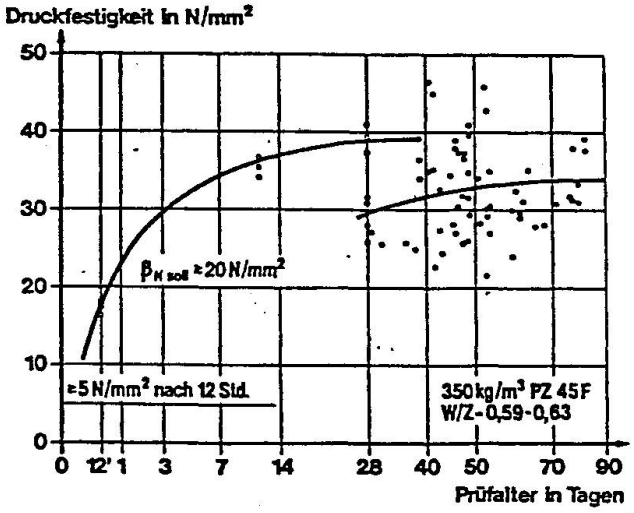


Bild 4

Festigkeitsentwicklung der Spritzbetone

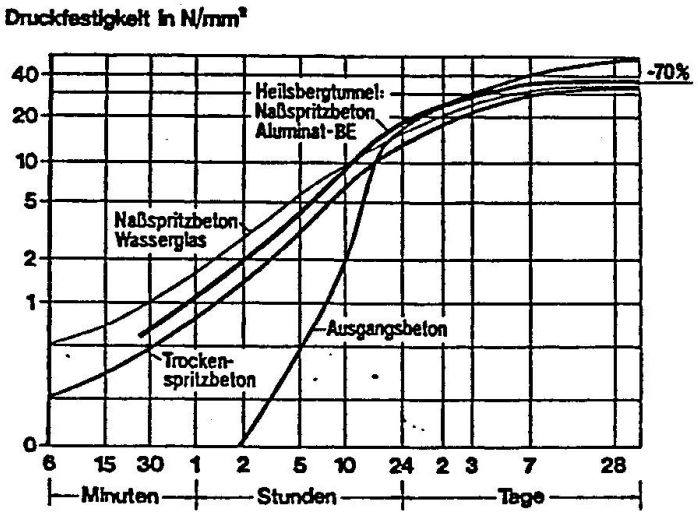


Bild 5

Das Verformungsverhalten des Spritzbetons am Heilsbergtunnel (E – Modul , Spannungsdehnungslinien ,Kriechen und Schwinden) wurde ausgiebig untersucht und verglichen. Bild 6 zeigt beispielhaft die Spannungsdehnungs - linien , die bei konstanter Belastungsgeschwindigkeit von 0,2 N/mm^2 je Sekunde an Bohrkernen ermittelt wurden.

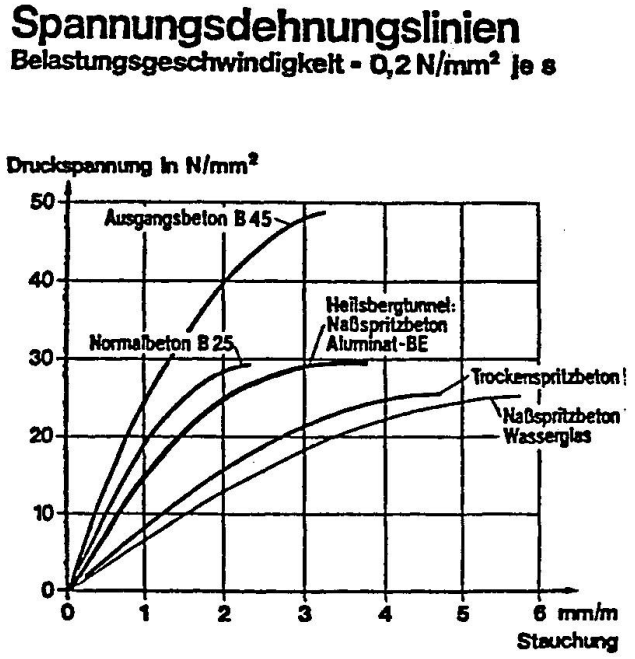


Bild 6

Die am Beispiel des Heilsbergtunnels aufgezeigten Baustellenerfahrungen zeigen die bemerkenswerten technischen und wirtschaftlichen Vorteile wie hohe Betonqualität , gute Dosiergenauigkeit , wenig Rückprall , hohe Wasserun - durchlässigkeit und geringe Staubentwicklung bei Anwendung des neuen Naßspritzverfahrens.

BIBLIOGRAPHIE

1. MÜLLER , L. ', FECKER , F. , Grundgedanken und Grundsätze der 'Neuen Österreichischen Tunnelbauweise'. Grundlagen u. Anwendung der Felsmechanik , Felsmech. Kolloquium Karlsruhe , Trans. Tech. Publications, 1978
2. KLAPPERICH , H. , Spritzbetontechnik , Neue Entwicklungen. Diskussionsbeitrag 35. Geomechanik - Kolloquium, Salzburg , 1986
3. v. ECKARDSTEIN , K.E. , Pumpbeton und Betonpumpen , F.W. Schwing , Herne , 1983
4. WIND , H. , KERN, E. , Erprobung von Spritzbetontechnikem und ihr Einfluß auf den Baufortschritt bei zwei Tunneln der DB – Neubaustrecke Hannover – Würzburg , STUVA - Bericht 30 , Köln , 1985
5. KERN , E. , Naßspritzen mit Aluminatbeschleunigern bei einem Autobahntunnel. Seminar Spritzbeton Technologie , Innsbruck , 1987

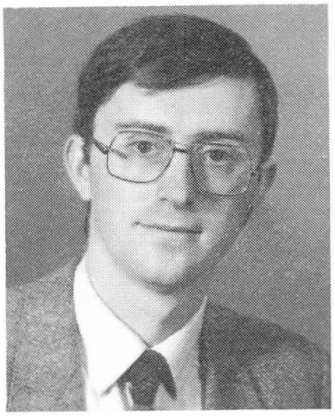
Les tunnels de Villejust du TGV Atlantique

Die Tunnels von Villejust für die Linie des TGV – Atlantique

The Villejust Tunnels for the New Fast Train Link to the Atlantic

Pierre GESTA
Dir. Scient. et Techn.
SOGEA
Paris, France

Pierre IZARD
Chef Div. des Tunnels
Dir. Equipement SNCF
Paris, France



RÉSUMÉ
La ligne du train à grande vitesse T.G.V. Atlantique est en cours de construction ; elle comporte, en région parisienne, 13 km d'ouvrages souterrains. Cette communication présente le mode de réalisation des tunnels de Villejust (2 tubes de 4 800 m de longueur) et expose les caractéristiques des deux tunneliers à boue bentonitique qui assurent le creusement et posent le revêtement constitué de voussoirs en béton armé.

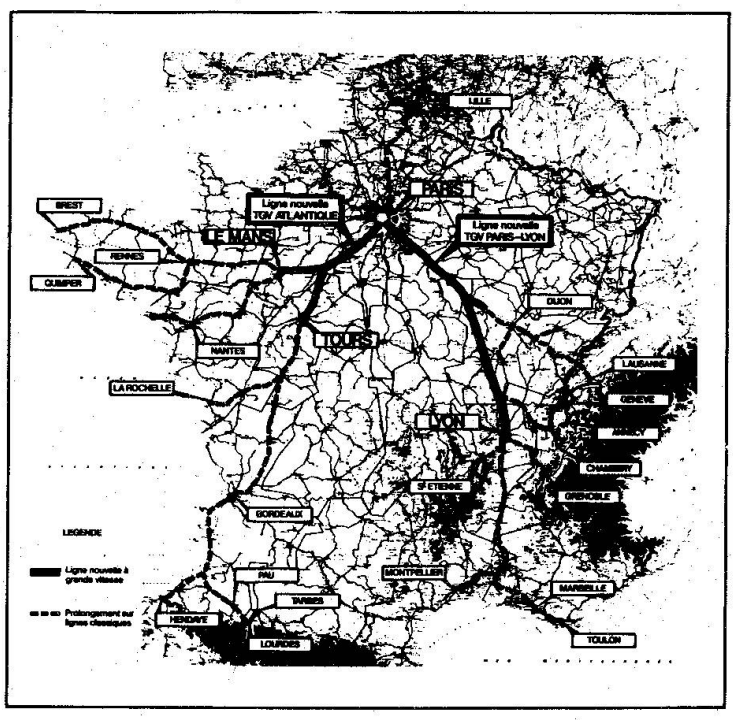
ZUSAMMENFASSUNG
Der Bau der neuen Linie für Hochgeschwindigkeitszüge, die "TGV – Atlantique" – Linie, ist jetzt in Ausführung. Im Grossraum Paris ist die Erstellung unterirdischer Bauwerke mit einer Gesamtlänge von 13 km notwendig. Der Beitrag beschreibt die Ausführung der Tunnels von Villejust (2 Röhren, je 4800 m lang). Insbesondere werden die Bentonit – Tunnelbohrmaschinen und das Versetzen der Stahlbetontübbinge beschrieben.

SUMMARY
The TGV Atlantic express train line is under construction at present ; it is composed, in the Paris area, of 13 km of underground works. This paper presents the execution system for the Villejust tunnels (2 tubes of a length of 4 800 m) and explains the characteristics of the 2 sludge bentonite tunneling machines, which ensure the boring and placing of the lining made of reinforced concrete segments.

1. LA LIGNE NOUVELLE DU TGV ATLANTIQUE

1.1. Tracé général

Le succès technique, commercial et économique de la première ligne du TGV (Sud-Est) a permis à la SNCF de décider le développement de son réseau à grande vitesse et de procéder à la construction de la ligne nouvelle dénommée "TGV Atlantique".



Cette ligne comprend deux branches et permettra par deux mises en service successives en Septembre 89, puis en Septembre 90 de relier Paris au Mans, Nantes, Rennes et la Bretagne d'une part, à Tours, Bordeaux et l'Aquitaine d'autre part.

La longueur de la ligne nouvelle à construire est de 308 Km (en double voie) les lignes existantes sont utilisées et aménagées au-delà du Mans et de Tours.

Fig. 1 - Les lignes TGV SEet Atlantique

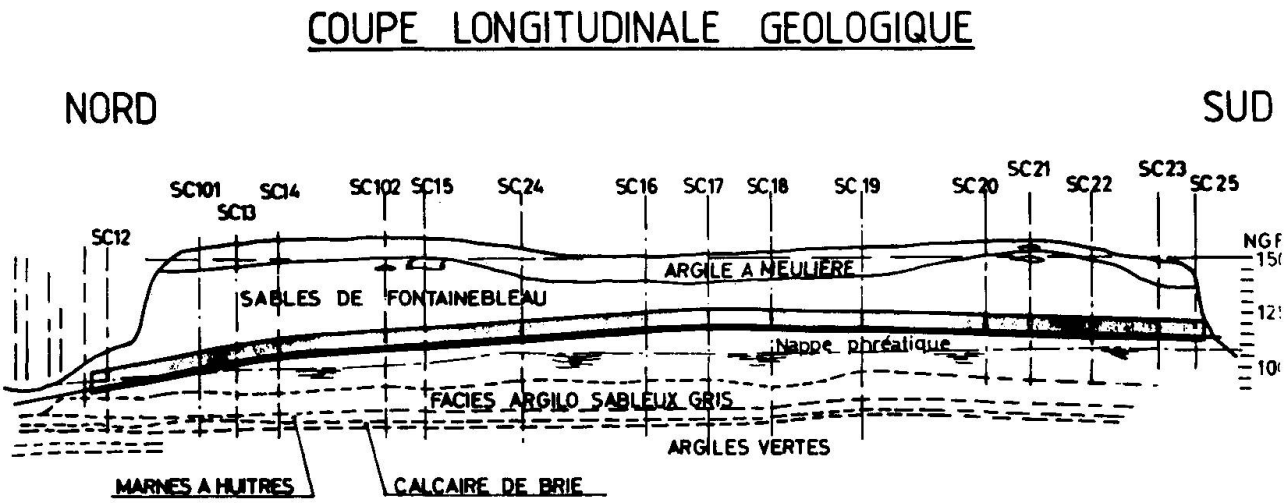
1.2. Les tunnels de la ligne nouvelle

A cause des caractéristiques plus restrictives du point de vue du profil en long (pentes maximales de 25 ‰ au lieu de 35 ‰), et des conditions de franchissement de la banlieue parisienne à forte densité d'habitat, la ligne Atlantique comporte, contrairement à la ligne Sud-Est, une proportion significative de franchissements en souterrains : 13 Km de tunnel dont celui de Villejust sont situés à la sortie de l'agglomération parisienne à 20 Km de la Gare Montparnasse, près de Massy.

2. DESCRIPTION DES OUVRAGES DE VILLEJUST

2.1. Tracé et environnement géologique

Les tunnels de Villejust sont les plus longs de l'ensemble de la ligne : ils comprennent deux tubes à voie unique de 4 800 m chacun.
Ils sont tracés dans un environnement géologique relativement difficile puisqu'il s'agit des sables de Fontainebleau dont la puissance sous le plateau du Hurepoix atteint une cinquantaine de mètres environ et qui présentent une absence quasi totale de cohésion.
Les conditions sont aggravées au droit de la tête nord des tunnels par la présence de la nappe phréatique qui se situe au niveau de l'axe des tubes et n'en échappe sous le niveau du radier qu'au bout de 600 mètres.

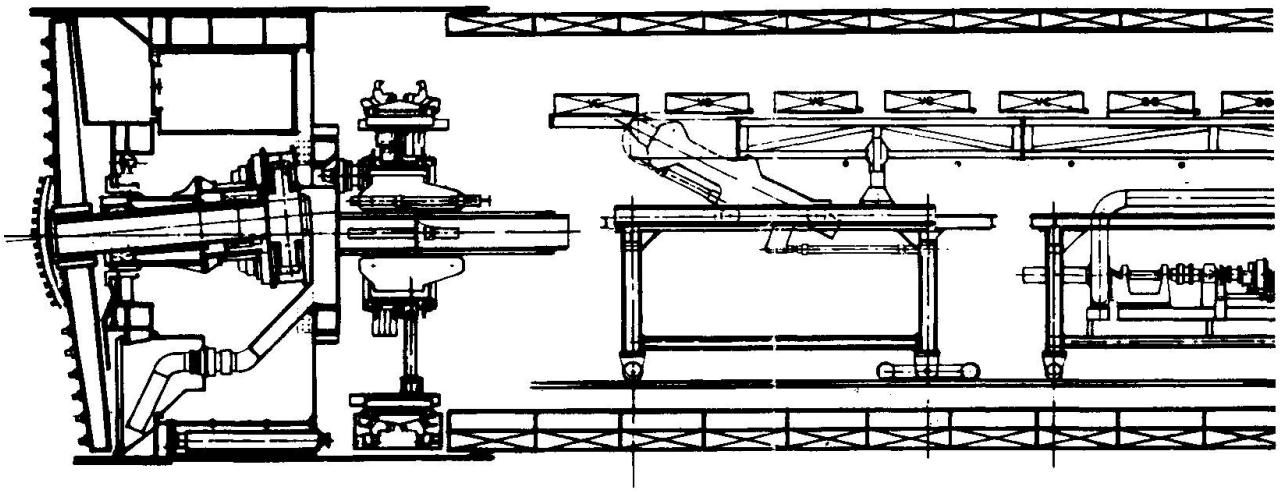


2.2. Choix de la méthode de creusement et de revêtement

Pour ces raisons, il a été décidé de réaliser les tunnels à l'aide de tunneliers mécanisés à front confiné. Il s'agit ici de confinement liquide sous boue bentonitique.

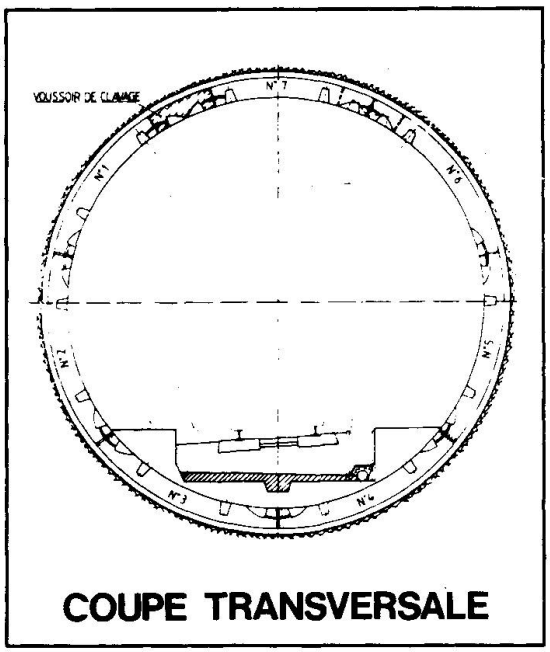
Le revêtement est constitué de voussoirs préfabriqués posés à l'intérieur de la jupe du tunnelier, de sorte que le terrain est soutenu en permanence tant au front, que le long des parois des tunnels.

2 tunneliers sont actuellement en activité sur le tunnel V2. Ils progressent maintenant à une cadence moyenne de 10 à 14 m par jour et par attaque.



2.3. La section transversale des tunnels

Bien qu'à faible distance de leur terminus, les rames TGV franchiront les tunnels de Villejust à leur vitesse maximale de 270 Km/h. Or, la grande vitesse amplifie les variations de pression consécutives à la pénétration de la rame dans le tunnel : elle accentue la surpression à l'intérieur des trains et le souffle dans les souterrains.



Dans tous les cas, une augmentation de la section utile est indispensable lorsque la vitesse s'accroit.
Ainsi, pour un tunnel à double voie, la section utile doit passer de 53 m2 à 71 m2 lorsque la vitesse autorisée passe de 160 à 270 Km/h.
Dans le cas de Villejust, une section double voie aurait nécessité un tunnel dont le diamètre au creusement aurait été de l'ordre de 12 m. En raison de la nature du terrain et de l'absence de référence d'emploi de tunnelier d'aussi grand diamètre, la préférence a été donnée à la solution des deux tubes monodirectionnels d'un diamètre intérieur de 8,24 m (9,25 m au creusement), ce qui correspond à une section libre d'environ 45 m2 par voie.

3. LE REVETEMENT PREFABRIQUE - FONCTIONS - DESCRIPTION - EXIGENCES

3.1. Fonctions

Lorsque le creusement est effectué au moyen d'un tunnelier à front confiné, le revêtement joue un rôle multiple. En dehors de son rôle habituel de soutènement définitif du terrain encaissant et d'enceinte étanche, il assure, pendant la construction, l'appui arrière dont le tunnelier a besoin en permanence pour exercer sa pression stabilisatrice de confinement du front et pour progresser. L'utilisation d'éléments préfabriqués, malgré les sujétions qu'elle implique par ailleurs, répond parfaitement à ces exigences, puisqu'elle permet de disposer dès la pose, dans la jupe même du tunnelier, d'un revêtement suffisamment résistant pour remplir toutes ces fonctions.

3.2. Description

Le revêtement est constitué d'anneaux cylindriques en béton armé de 0,40 m d'épaisseur. Chaque anneau, de 1,70 m de longueur, est lui-même formé de sept pièces (5 voussoirs dits courants et 2 voussoirs contre-clé) et d'une clé de plus petite dimension et de forme trapézoïdale à enfilage longitudinal. Un élément supplémentaire (de radier) est posé à l'intérieur de l'anneau à sa partie inférieure pour constituer le plan de roulement des trains d'approvisionnement du chantier. Tous les anneaux sont biais et identiques (pincement de ± 8 mm sur le diamètre); ils sont capables de s'inscrire dans des courbes de rayon inférieur au rayon minimal du tracé (3 500 m en plan et 25 000 m en profil long).

En alignement droit, les biais sont contrariés et se compensent d'un anneau à l'autre. Les joints sont alternés pour limiter les risques d'ovalisation du tube. L'assemblage se fait par boulonnage à raison de 14 boulons longitudinaux équidistants le long de chaque joint entre anneaux consécutifs et de 2 boulons transversaux par joint entre 2 voussoirs d'un même anneau. L'étanchéité est assurée par des joints en néoprène, type Phoenix, en forme de peigne, préfabriqués en cadres à la dimension de chaque voussoir et placés sur les 4 faces dans des alvéoles de dimensions telles (33 mm x 10 mm) qu'elles permettent un écrasement suffisant du joint pour assurer son étanchéité.

A l'extrados des voussoirs le vide annulaire est bloqué, au fur et à mesure de la progression du bouclier, par une injection de mortier.

3.3. Exigences

Tous les efforts qui s'exercent sur le revêtement (poussée du tunnelier, poussée du terrain et de la nappe, pression d'injection) tendent en principe à comprimer les joints longitudinaux et transversaux et concourent à leur étanchéité.

Néanmoins, deux conditions doivent être impérativement respectées pour y parvenir :

- obtenir une précision suffisante dans l'orientation et la planéité des faces au contact.
- contrôler strictement les mouvements relatifs des voussoirs le long des joints.

Compte-tenu du nombre important des joints (près d'un ml par m2 de revêtement), on conçoit qu'une précision rigoureuse de la géométrie de chacun des joints soit indispensable pour éviter les effets cumulatifs et obtenir une précision correcte de l'ensemble du revêtement terminé.

Ainsi, les tolérances fixées par le Cahier des Charges sont-elles les suivantes :

- pilotage du tunnelier : 5 cm entre l'axe réel du tunnel et l'axe théorique (planimétrie et altimétrie)
- montage des anneaux : ± 5 cm en tout point par rapport à la circonférence moyenne (donc tolérance cumulable avec la précédente)

Fabrication des voussoirs : ± 1 mm sur les 4 faces latérales de chaque voussoir.

4. ORGANISATION DE LA PREFABRICATION

Les voussoirs courants ont une longueur d'environ 4,15 m pour une largeur de 1,70 m et une épaisseur de 0,40 m. Ils pèsent environ 6,5 T. La quantité totale d'éléments à fabriquer pour les 2 tunnels est supérieure à 50 000 ce qui représente 117 000 m3 de béton et plus de 10 000 tonnes d'armatures. La production moyenne est de 15 anneaux par jour, soit 135 pièces pour 3 postes de travail.

L'ampleur du chantier et la spécificité de la fabrication ont conduit l'entreprise à opter pour l'installation d'une usine de préfabrication sur le chantier même. Implantée à proximité de la tête Sud des tunnels et desservant les attaques Nord et Sud, l'usine comprend :

- un atelier de préparation des armatures occupant une surface de 3 500 m2. Entièrement mécanisé, il est capable de façonner jusqu'à 40 Km de barres d'acier de 6 à 12 mm par 24 heures à partir de fil livré en bobines (redressage, coupage, fabrication de treillis, pliage et assemblage).
- un atelier de fabrication des voussoirs d'une surface sensiblement équivalente (3 400 m2) qui comprend deux chaines de préfabrication organisées en carrousels formés de moules mobiles qui se présentent successivement au droit des différents postes de démoulage, nettoyage, mise en place des armatures et des inserts, remplissage et vibration, talochage. Le béton étant chauffé (par induction) dans la goulotte de distribution de façon à atteindre 40 à 45° lors du remplissage du moule, le cycle de 9 h permet d'atteindre au moment du démoulage la résistance nécessaire, soit 9 à 10 MPa.

5. LES CONTROLES

On peut distinguer 3 catégories de contrôles principaux :

Les contrôles dimensionnels portent :
- sur les moules : contrôle trimestriel des faces rectifiées : la tolérance est de 0,3 mm pour les joues longitudinales et transversales
- sur les voussoirs : contrôle dimensionnel portant sur environ 10 % des pièces fabriquées et montrant qu'un niveau de qualité de 1,5 (soit moins de 1,5 % des pièces ne satisfaisant pas la tolérance de ± 1 mm) est régulièrement atteint.

Les contrôles de qualité proprement dits concernent essentiellement le béton (dosé à 350 Kg de ciment CPA55 par m3) qui, compte-tenu de l'exigence pratique relative à la résistance à 9 heures, satisfait en général très largement aux spécifications de résistance maximale à 28 jours, soit 35 MPa.
Enfin, les contrôles de l'ouvrage fini résultant du montage des anneaux et du pilotage du tunnelier.

Le pilotage fait intervenir la position du tunnelier (donnée par le laser), sa pente (donnée par le clinomètre digital) sa direction par rapport au plan avant du dernier anneau posé (mesure directe le long des génératrices). C'est grâce à la précision et à la planéité des faces des anneaux, que l'on peut apprécier par cette dernière mesure la dérive du tunnelier anneau par anneau et opérer les corrections nécessaires. En pratique on arrive à maintenir cette dérive en dessous de ± 2 mm par anneau, ce qui conduit dans tous les cas à respecter la tolérance globale en position absolue de ± 5 cm et à rester dans la plupart des cas en dessous de ± 3 cm.

La géométrie finale du revêtement dépend surtout de l'amplitude de la déformation que l'on enregistre nécessairement à la sortie de la jupe du tunnelier et qui conduit très généralement à une légère ovalisation des anneaux (aplatissement du diamètre vertical). Le respect des tolérances et la limitation de cette déformation sont conditionnés par le soin apporté aux injections de mortier de bourrage derrière le revêtement et à leur concomitance avec l'avancement.

6. CONCLUSION

Le développement de l'emploi des tunneliers pour la construction de tunnels, notamment en terrains meubles a certainement permis un progrès décisif à la fois du point de vue de la sécurité et de celui des performances. En contrepartie, à cause de leur haut degré de mécanisation qui conduit à la réalisation, en continu, d'un produit fini, ils ne permettent aucun rattrapage" a postériori" et nécessitent donc l'établissement de procédures appropriées et le suivi permanent de leur contrôle pour s'assurer la maîtrise de la géométrie et de la qualité de l'ouvrage fini. L'encadrement et les équipes du chantier doivent être formés dans cet esprit.

7. INTERVENANTS

Le Groupement des Entreprises attributaires du Marché comprend SOGEA qui assure le rôle de Mandataire et SPIE-CITRA. L'Entreprise belge SA FRANKI est également associée à la réalisation des travaux qui sont exécutés pour le compte de la Direction de la ligne nouvelle TGV Atlantique de la SNCF avec la participation du Département des Ouvrages d'Art de la Direction de l'Equipement.

A New Method of Construction for Multi-Storied Buildings

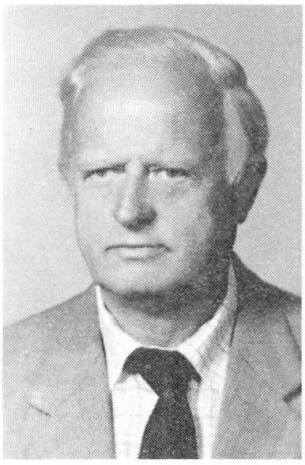
Une nouvelle technologie pour la construction de bâtiments à plusieurs étages

Eine neue Bauweise für das Errichten mehrstöckiger Gebäude

Andrzej SKORUPA
Mgr, Research and implementation
Technical University,
Wroclaw, Poland

Andrzej Skopura, born 1928, obtained his civil engineering and doctor t.sc. degree from the Technical University in Wroclaw. For thirty five years he worked at TUW researching slabs and thin shells. He designed and realized many remarkable buildings.

Stefan JASMAN
Mgr, Building Institute,
Technical University,
Wroclaw, Poland



Stefan Jasman, born 1927, obtained his engineering degree and the doctor degree from the Technical University of Wroclaw, Poland. For thirty five years he was involved in research and design of reinforced and prestressed concrete.

SUMMARY
In 1983 the Building Institute of the Technical University in Wroclaw with its partner building establishments implemented a new technique of erecting multi-storied buildings. In the paper are presented the description, application area and main features of this solution.

RÉSUMÉ
En 1983, l'Institut du Bâtiment de l'École Polytechnique de Wroclaw, Pologne, en coopération avec des entreprises du bâtiment a mis au point une nouvelle technologie de la construction de bâtiments à plusieurs étages. L'article présente la description, le domaine d'application et les caractéristiques de cette solution.

ZUSAMMENFASSUNG
Im Jahre 1983 wurde am Institut für Bauwesen der Technischen Universität in Wroclaw, in Zusammenarbeit mit Baubetrieben eine neue Bauweise für das Erstellen mehrstöckiger Gebäude entwickelt. Im Beitrag werden das Anwendungsgebiet und die Charakteristiken der Bauweise beschrieben.

1. INTRODUCTION

The essence of Floors-up-Technics is known for many years. The first project, but not realized, is attributed to A.Peltzer - 1913.

After the Second World War this problem was taken up experimentally by B.Lafaille. But its prototypical realization in St.Queen was stopped because of technical difficulties.

In the fifties, two American engineers, T.Slick and T.Youtz, worked on the solution of this question. They worked out and implemented a realization method of multi-storied buildings known widely as "Lift-Slab-Technics". The "Lift-Slab" licence had been bought by many countries, in the other ones there had been elaborated some derivative methods as in FRG, GDR, Czechoslovakia, Bulgaria, Soviet Union, etc.

After the initial successes of this new building technics, a return to the traditional building methods was observed, as an effect of technical, technological and economical analyses and of psychological conditions. Such examples are know from FRG, GDR, Soviet Union etc.

2. FLOORS-UP-TECHNICS

This method of realization of multi-storied buildings has some other technical and technological characteristics than the remaining technics, though the basic idea is a common one.

As the supporting structure there are used steel columns, reinforced concrete or pretensioned concrete columns. As the auxiliary elements there may be used cores, spatial trussworks, etc. The supporting structure is mounted together with slide bars.

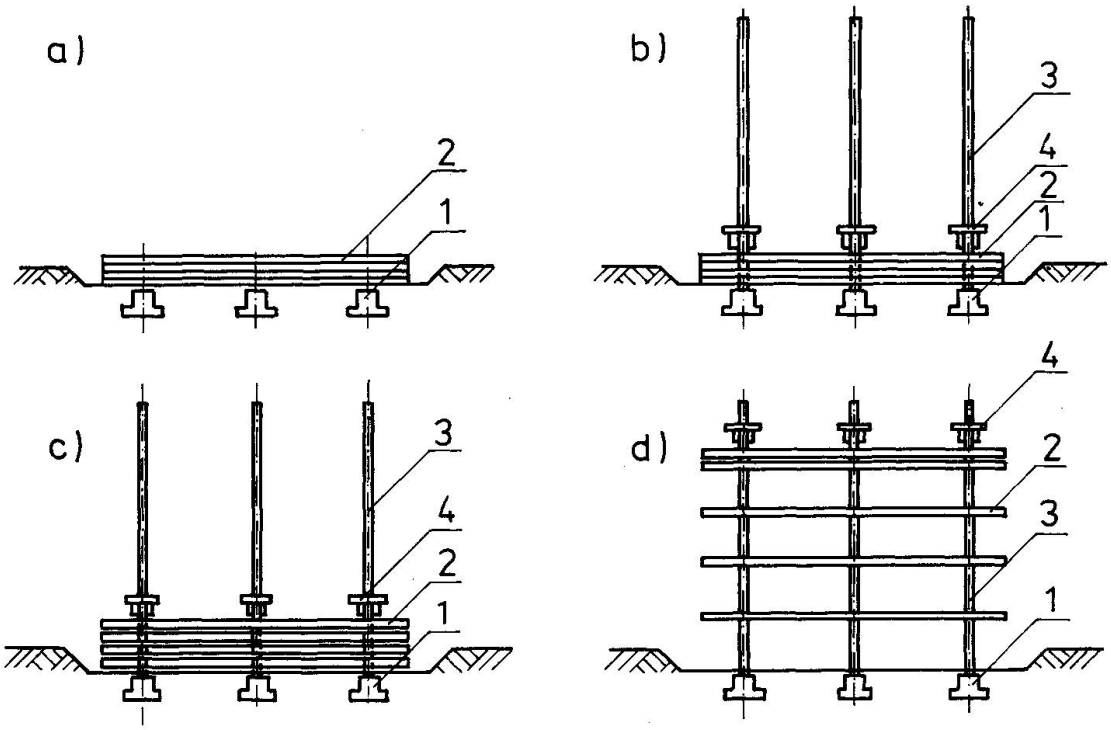


Fig.1. General realization scheme of the building:
a. execution of foundation and floors' pile
b. mounting of columns and lifting devices
c. splitting of floor plates
d. lifting and seating of floor plates

The lifting of the floors is done by means of bidirectional hydraulic jacks, climbing on slide bars connected to the supporting structure. It is a continuous process in which at one time a pile of 2-9 floors can be lifted with a speed of 1.50 - 3.00 m/h.

The floor slabs are being seated on the supporting structure one after another from underneath.

The rigidity of the construction system grows while the lifting process automatically as a result of placing the floors on supporting structure by means of wedging collars.

3. DESCRIPTION OF THE TECHNICS

A smooth concrete plain surface is to be prepared above the building foundation. It is mostly the concrete basement floor or the first floor slab. A pile of floor slabs will be concreted on this surface. After setting up the circumference, opening and columns zone shuttering, this surface is being covered with an antiadhesive agent. Then the lower and upper reinforcement in form of steel fabrics is located as well as the filling elements in form of hollow blocks or lightweight concrete ones. Concreting of floors is to be done most conveniently by means of conrete pumps. The consolidation of fresh concrete may be done by immersion vibrators, vibrating frames or by the Fremix method. The concreting process of the floors repeats cyclically.

The mounting of the columns with the slide bars may be performed before concreting of the floors pile. But because of the slide bars rotation, it is more advantageous to do it after floor concreting.

The lifting operation of the floor pile is carried out after installation of a centrally controlled set of hydraulic jacks. It can be divided into three stages:

- Splitting of the floor slabs

  At this stage, the floor slabs are being individually suspended on jacks beginning from the upper one. A gap arises between the floor slabs with a breadth equal to one step of the jacks, that means about 100 mm.

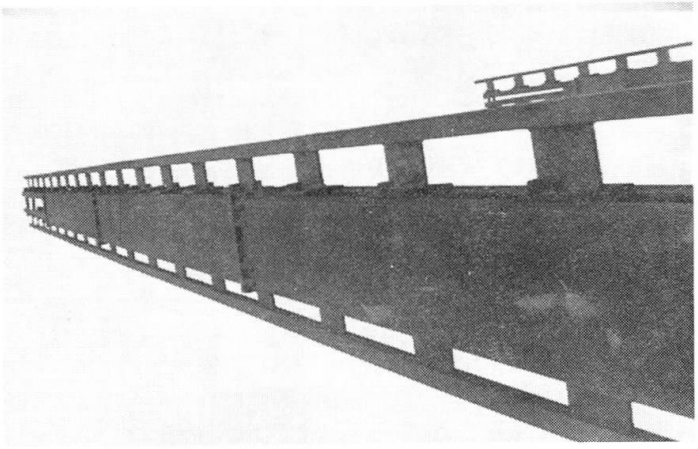


Fig.2. Steel column with slide bars and bearing collars

- Lifting of the floor slabs

  The centrally controlled set of hydraulic jacks steps on the sliding bars and lifts the whole pile of floor plates.

- Seating of a floor slab on the supporting structure

  After the pile of the floor slabs had come up to an indicated level and the wedging collars had been set up on the proper bearing collars of the columns, the floor slabs pile is lowered until the lower floor slab gets the perfect support on the supporting structure.

After removal of the hangers of this floor slab the further lifting operation goes on.

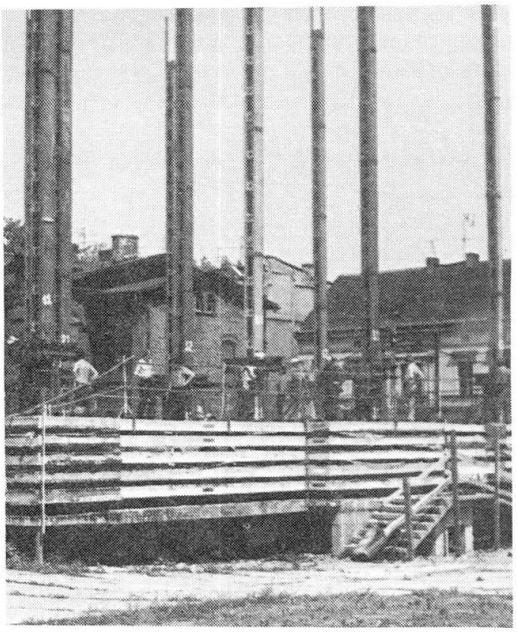


Fig.3. Splitting of floor plates of prototypical building (1983)

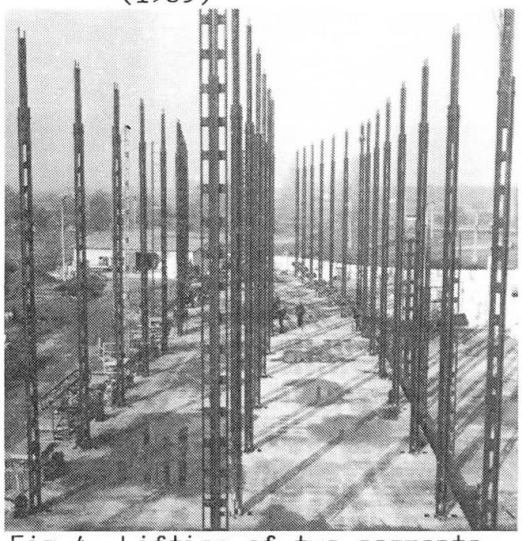


Fig.4. Lifting of two segments of a hospital building with column spacing 6.00x6.00 m, before lifting

After seating of the last floor slab there follows the disassembly of lifting device and the sliding bars.

In a building structure, realized by this method, there exists the possibility of execution of finishing works at all floors at the same time.

4. LIFTING DEVICE

The lifting device seated on the sliding bars consists of:
- bidirectional walking hydraulic jacks,
- head frames resting on hydraulic jacks,
- short hammer hangers suspended on head frames, for individual suspension of floor slabs.

The hydraulic jacks set is centrally fed and controlled.

5. THE COLUMN ZONES OF THE FLOOR SLABS

The floor slab is seated on two-piece, ribbed steel wedging collar. This wedging collar supports on bearing collar of the column. The cone-shaped opening in the floor slab for the column permits to get an immediate rigid connection by wedging effect after seating of the floor slab. This detail required an execution with great exactness. Some proper outfit permits an easy solution of this problem.
After finishing of the lifting process, the free spaces of these connections are to be filled with concrete.

6. APPLICATION

The Floors-Up-Technics may be applied to realize buildings with column-slab, core--column-slab, core-hangers-slab construction, etc.

The column axis arrangement can be free, but with regard to several criteria, e.g. function, material consumption, etc., it should be individually optimized for each building.

The appropriation of the buildings may be free, too, e.g.: dwelling houses, office buildings, industrial buildings, trade and service buildings, hospitals, schools, hotels, etc.

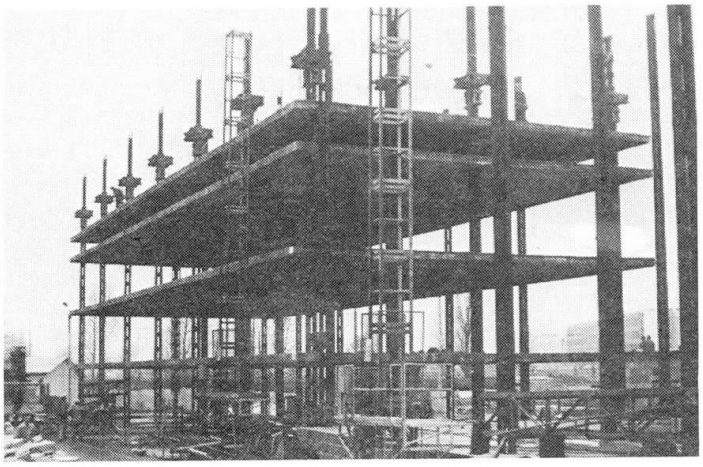


Fig.5. During lifting of first segment

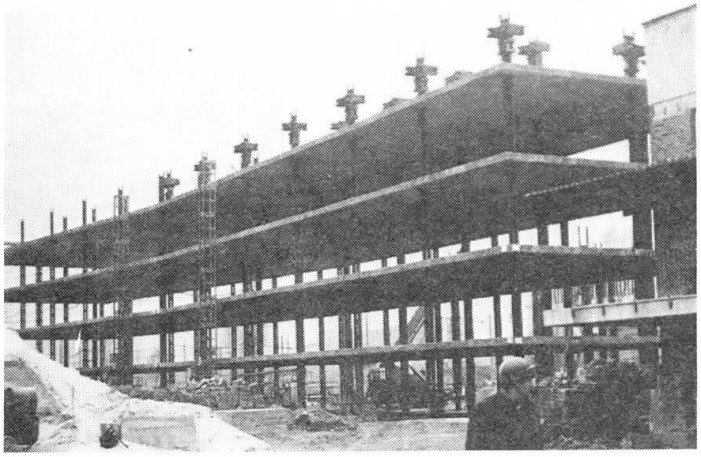


Fig.6. After lifting of second segment

7. EFFECTIVENESS OF THE TECHNICS

The awaited and at many building sites proved effectiveness of this building technics may be classified as measurable and not measurable.

Measurable Effects:

1. Low consumption of basic structural materials together with casing 600-800 kG/m^2; including steel 14-22 kG/m^2.
2. Almost complete elimination of forms, shultering and scaffolding.
3. Elimination of heavy mounting equipment.
4. Short realization time, e.g.:
   - floor concreting ca.100 m^2/h
   - floor lifting average 2.0 m/h
5. Low labor and energy consumption while the realization process, e.g.: running of 12 lifting jacks needs energy of 25.0 kW, which results in 0.025 kWh/m^3 of the building.
6. Shortening to a minimum of transport roads and diminution of reloading number.

Not Measurable Effects:

1. Application possibility at each terrain and in each surrounding.
2. Freedom in forming the plan, function, elevation and building firgure.
3. Complete elasticity and mobility of the function during exploitation, because all walls are the filling elements only.
4. Free choice of housing materials.
   Preferable are materials of great durability, low weight and high isolation parameter.
5. Minimum necessity of building site.

The respective effectiveness indicators can be controlled and modified during the designing and realization. Though it demands highest professional qualifications from both the designers and specialists attending the technology.

8. FURTHER DEVELOPMENT OF THE TECHNICS

The realization of building series in "Floor-Up-Technics" had begun in Poland in 1983. The number of realized buildings and the ones being at different stages of preparation and realization, of different appropriation and magnitude exceeds 20.

In the Building Engineering Institute of the Wrocław Technical University there had been created a specialized team of engineers which performs:

1. Basic studies, analyses and researches on the described technology.
2. The works bound with designing, improvement and implementation of new elements and solutions.
3. Working out of new and improvement of existing designing methods especially computer designing.
4. Research on completed buildings.
5. Instruction of specialists to technology attendance.
6. Co-operation with inland and foreign partners.

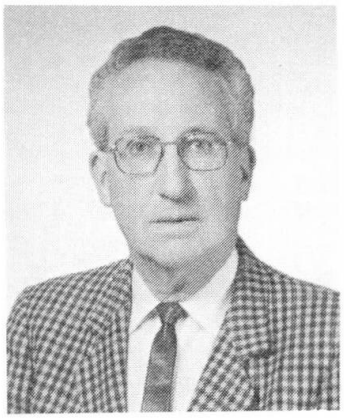
At the present three remarkable building establishments realize projects using the Floors-Up-Technics.

Logements préfabriqués par grands panneaux à Singapour

Wohnungen aus vorfabrizierten Grosselementen in Singapur

Prefabricated Flats Using Large Panels in Singapore

Gilbert LACOMBE
Ing. des Arts et Manufactures
Paris, France



G. Lacombe a assuré pendant 26 ans la Direction Technique de Coignet Entreprise. Son activité a été surtout axée sur la préfabrication de bâtiments et d'ouvrages d'art tels que les ponts à voussoirs préfabriqués, ainsi que sur les voiles minces (CNIT à Paris, Réfrigérants Hyperboliques). Il est actuellement Ingénieur Conseil.

Pierre LE GALL
Ing. des Arts et Manufactures
GTM International
Nanterre, France

P. Le Gall est depuis plus de 25 ans dans le groupe GTM. Il a surtout eu une activité internationale tant dans le domaine du bâtiment que dans celui des travaux publics. La préfabrication a tenu une place importante dans ses activités (Banque Européenne d'Investissements au Luxembourg, logements, ponts,...)

RÉSUMÉ
Pour construire 15 000 logements à Singapour dans des conditions de qualité, d'économie et de rapidité exceptionnelles, (14 logements par jour), malgré le manque de main d'œuvre qualifiée, les auteurs ont employé la préfabrication intégrale en usine de grands panneaux en béton. Ils exposent les dispositions prises pour rétablir le monolithisme de la structure afin de pallier le risque d'effondrement progressif ainsi que les précautions retenues pour assurer la durabilité de l'ouvrage malgré le climat très humide de Singapour.

ZUSAMMENFASSUNG
Für die Erstellung von 15 000 preislich günstiger und qualitativ hochstehender Wohnungen in einer ausserordentlich kurzen Frist (14 Wohnungen pro Tag) haben die Autoren – trotz fehlender qualifizierter Arbeitskräfte – die Fertigteilbauweise mit Grosselementen angewendet. Sie zeigen die getroffenen Massnahmen auf, um eine monolithische Gebäudestruktur zu erhalten, welche das Risiko des progressiven Einsturzes verkleinert und trotz des sehr feuchten Klimas in Singapur eine gute Dauerhaftigkeit gewährleistet.

SUMMARY
In order to build 15 000 dwellings in Singapore under exceptional conditions of quality, economy and speed of construction (14 flats a day), in spite of the lack of qualified manpower, the authors have used the integral prefabrication of large concrete panels in the factory workshop. They show the measures taken to re-establish the monolithic nature of the structure in order to reduce the risk of progressive collapse, as well as the precautions adopted to guarantee the durability of the work despite Singapore's very humid climate.

1. PRESENTATION DU PROJET

Lauréat en 1981 d'un concours international, le groupement d'entreprises GTM International et COIGNET Entreprise a reçu du "Housing and Development Board of Singapore" la commande de 15 000 logements sociaux à exécuter dans un délai global de 6 ans. Le système adopté a été la préfabrication selon le procédé COIGNET.

Ce projet présente en effet les conditions essentielles justifiant la préfabrication intégrale des bâtiments par grands panneaux :

- Série de 130 bâtiments de 12 niveaux identiques, (figure 1)
- Continuité de production assurée pendant 5 années,
- Manque de main d'oeuvre qualifiée à Singapour,
- Faible distance entre les différents sites à aménager,
- Formes complexes difficiles à exécuter avec des coffrages-outils.

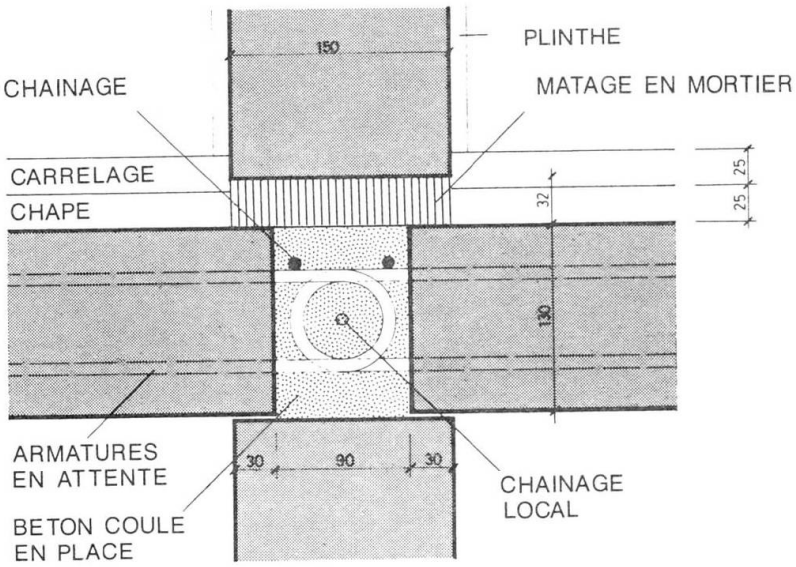
La première année a été consacrée à la construction d'une usine capable de fabriquer 14 logements par jour, soit environ 350 panneaux représentant 470 m^3 de béton. La répétitivité de cette fabrication dans une centaine de moules horizontaux ou verticaux, très mécanisés, a permis d'abaisser fortement les coûts et d'assurer une qualité excellente et constante.

Fig. 1 : Bâtiments Types

2. UTILISATION DU PROCEDE COIGNET

L'adaptation de ce procédé basé sur l'emploi de murs, façades et planchers préfabriqués de grandes dimensions, a suscité quelques difficultés avec un maître d'ouvrage habitué aux techniques traditionnelles et ses ingénieurs-consultants Anglais et Américains encore traumatisés par l'effondrement en château de cartes de l'immeuble préfabriqué de RONAN-POINT à Londres en 1968 [1] .

Il a donc fallu apporter des aménagements aux dispositions classiques du procédé (figure 2), couramment utilisées en Europe (220 000 logements construits) afin d'augmenter la résistance aux actions exceptionnelles telles qu'explosion accidentelle (gaz) ou criminelle (terrorisme) ou encore choc des véhicules.



JOINT AU SOMMET D'UN MUR INTERIEUR

Fig. 2 : Joint COIGNET
Assemblage de Planchers sur
Murs Intérieurs

Tout d'abord, on s'est évertué à rendre porteurs la quasi-totalité des murs verticaux, procurant ainsi un appui sur quatre côtés aux éléments de plancher et autorisant de ce fait la disparition sans problème majeur de un ou de même deux des quatre murs d'une pièce.

Ensuite, le rétablissement du monolithisme de la construction a été particulièrement recherché. Les dispositions classiques ont d'abord été adoptées :

- Chaînages en acier HA disposés selon les trois directions de l'espace dans les joints coulés en place entre les éléments.
- Crantage des tranches des panneaux et armatures en attente facilitant le passage des cisaillements à travers les joints.

Ces dispositions sont strictement conformes aux Recommandations Internationales établies en 1969 par le CEB, le CIB et l'UEATC [2].

3. DISPOSITIONS PARTICULIERES - ESSAIS DE CONTROLE

En outre, pour répondre à la demande des consultants de garantir la stabilité dans le cas extrême où trois des quatres murs limitant une pièce disparaîtraient, on a solidarisé d'une manière plus poussée que d'habitude les différents panneaux. Les dispositions ont été testées sur des modèles grandeur nature [3].

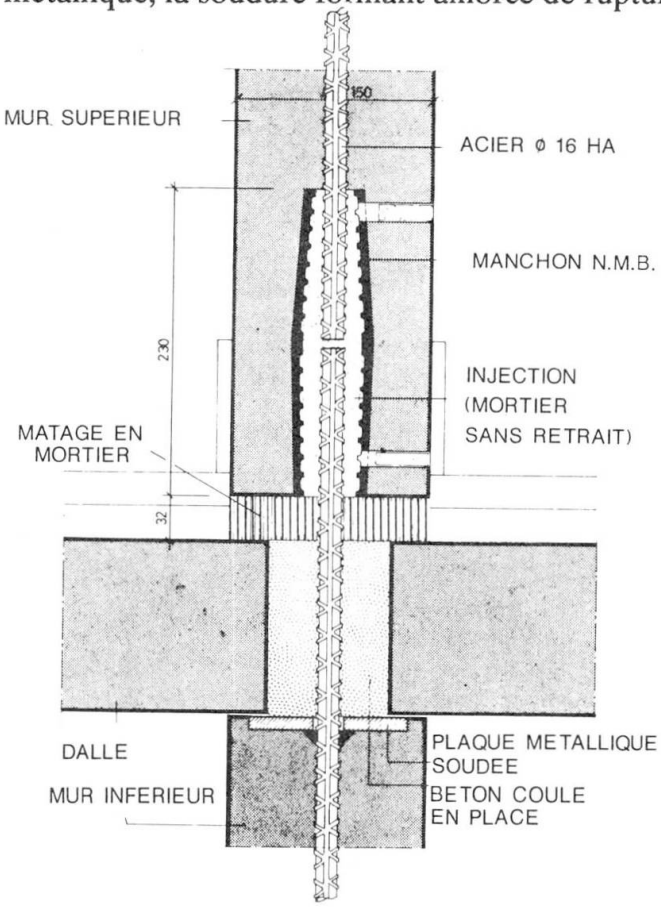
Leur but est d'une part, d'éviter la chute du plancher haut d'un étage si trois des murs le supportant disparaissent et, d'autre part, de permettre, dans ce cas, la création de chemins de remplacement assurant la descente des charges jusqu'aux fondations.

3.1 Solidarisation verticale des murs (figure 3)

Les panneaux de murs intérieurs, disposés sur une même verticale, sont solidarisés à l'aide, pour chacun d'eux, de deux armatures Ø 16 HA, filantes sur toute la hauteur du bâtiment.

A cet effet, des armatures d'une longueur égale à la hauteur d'étage, prises au coulage des panneaux, sont rendues solidaires, après montage, par un manchon en acier moulé dans lequel elles sont ancrées par injection d'un mortier sans retrait. En outre, une platine métallique soudée au niveau de la sous face du plancher est destinée à suspendre celui-ci, en cas de supression du mur le supportant.

De nombreux essais ont montré que la charge ultime pour un panneau ainsi suspendu est voisine de 280 KN, la rupture se produisant dans les Ø 16 HA en dessous de la plaque métallique, la soudure formant amorce de rupture.



ASSEMBLAGE EN TRACTION

Fig. 3 : Assemblage en Traction

3.2 Solidarisation latérale des murs et des façades (figure 4)

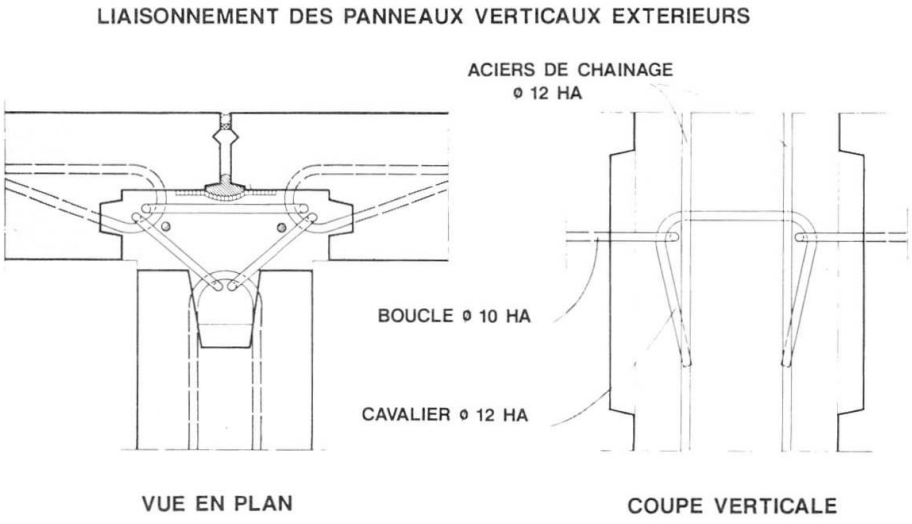


Fig. 4 : Solidarisation Latérale des Murs et des Façades

Ces éléments sont clavetés entre eux par un dispositif comportant un cavalier Ø 12 HA crochetant entre elles deux boucles Ø 10 HA, en attente respectivement sur la tranche de chacun des panneaux adjacents. Le plus souvent on a utilisé trois de ces dispositifs sur la hauteur d'étage.

La rupture en traction d'un tel assemblage se produit toujours dans le cavalier, de section plus faible que les boucles. Le clavetage, associé au crantage de la tranche des éléments déterminé à l'aide d'essais antérieurs [4] assure une résistance ultime au cisaillement du joint de l'ordre de 200 KN.

3.3 Solidarisation latérale des planchers (figure 5)

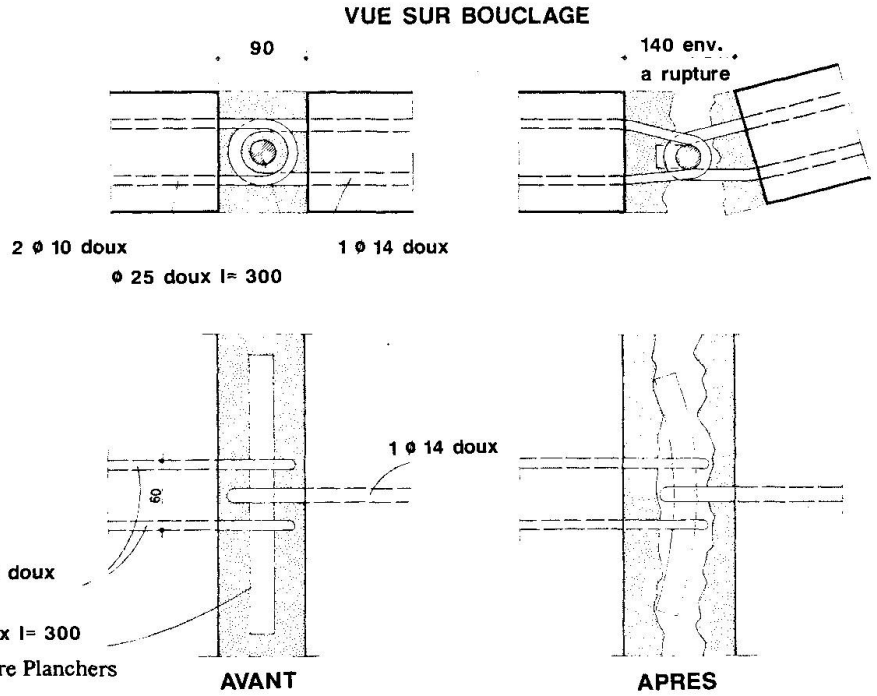


Fig. 5 : Clavetage entre Planchers

Certains éléments de plancher reposant uniquement sur deux côtés opposés, ont été clavetés avec leurs voisins, afin, en cas de suppression d'un ou même des deux appuis, de rester suspendus les uns aux autres en formant une sorte de caténaire. La mise au point de ce dispositif a été rendue délicate par la nécessité d'obtenir une déformabilité de l'assemblage suffisante pour autoriser une flèche raisonnable du caténaire. La figure 5 montre le principe de cet assemblage dont la charge de rupture en traction atteint 120 KN sous une déformation de 50 à 60 mm.

4. FONCTIONNEMENT A LA RUPTURE

Connaissant ainsi les performances des assemblages, le projeteur peut imaginer, dans la structure en panneaux, différentes poutres horizontales ou verticales, formées de systèmes plans ou tridimensionnels, permettant de dévier les efforts vers des chemins de remplacement lorsque le trajet direct jusqu'aux fondations est interrompu accidentellement.

La dépense correspondant aux dispositions complémentaires ainsi mises en oeuvre par rapport au procédé classique COIGNET est de l'ordre de 1,5 % du prix total du bâtiment.

5. ORGANISATION DE LA QUALITE

Pour réaliser ce chantier très important (Béton 600 000 m^3 - Acier 35 000 tonnes) l'organisation de la qualité a fait l'objet de beaucoup d'attention :

- Les agrégats subissent chaque jour deux séries de contrôles.
- La centrale à béton, automatique, enregistre pour chaque gâchée le poids des constituants et la puissance consommée par le malaxeur, garante de la constance de l'ouvrabilité.
- La résistance du béton est contrôlée à 2 jours permettant de déceler rapidement tout dérapage de la qualité attendue à 28 jours (30 MPa).
- La main d'oeuvre peu qualifiée (en grande partie venant des Philippines) participe dès son arrivée à un stage de 15 jours dans un centre d'entraînement et reste ensuite pendant 2 mois sous le contrôle de moniteurs européens, avant d'être intégrée dans les équipes.
- Toutes les opérations de fabrication et de montage font l'objet de spécifications précises et de check-lists. Chaque panneau est suivi par une fiche signalétique émargée par les responsables des opérations successives. Un accent particulier est mis sur le contrôle dimensionnel des moules avant coulage ainsi que sur le positionnement des armatures garant de l'absence de corrosion dans le temps, sous le climat très humide de Singapour.
- Qualité et sécurité du montage interviennent pour près de 60 % dans la prime mensuelle attribuée au personnel.
- Les joints d'étanchéité entre panneaux de façade comportent deux barrières : l'une intérieure en bitume armé collé, l'autre extérieure par un mastic souple appliqué à la pompe.
- Dans les pièces humides, le joint entre panneaux verticaux et planchers est traité par imprégnation d'un produit hydrofuge et application d'une membrane de résine, avant pose du carrelage, évitant ainsi toute infiltration d'un étage sur l'autre.
- Pour éviter les moisissures qui noircissent rapidement les façades peintes, on a généralisé peu à peu la prise au coulage en fond de moule d'un revêtement en carreaux de terre cuite insensible à ce phénomène.

Enfin, des réunions systématiques ont lieu périodiquement entre les différents intervenants pour faire le retour de l'information en évoquant les difficultés rencontrées et les améliorations possibles. En conséquence, des modifications sont éventuellement apportées aux spécifications ou aux procédures dans le but d'accroître en permanence la qualité de l'ouvrage.

Ce chantier très industrialisé d'un montant de 2 milliards de francs a commencé en décembre 1981. En septembre 1982 le premier panneau était coulé. La construction se terminera avec 6 mois d'avance sur le délai contractuel.

6. BIBLIOGRAPHIE

[1] DESPEYROUX J. - ROBINSON J.R. - SAILLARD Y. : L'Effondrement de l'immeuble de RONAN POINT - Annales ITBTP n° 263, novembre 1969

[2] Recommandations Internationales pour les structures en panneaux CEB - CIB - UEATC, Rome 1969

[3] LACOMBE G. - LE GALL P. : Les chantiers de logements de Singapour - Annales ITBTP n° 436, juillet 1985

[4] LACOMBE G. - POMMERET M. : Les joints structuraux dans les constructions en grands panneaux préfabriqués - Annales ITBTP n° 314, février 1974