

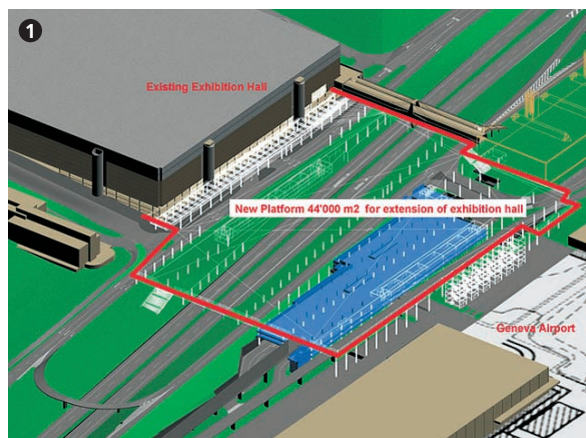


**Hochbau**

**Bâtiment**

**Buildings**

Jean-François Klein



1  
Situation générale de la plate-forme.  
General view of the platform situation.

## Situation, géométrie

Le complexe du centre des expositions de Genève (Palexpo) est situé face à l'aéroport international de Genève en bordure de l'autoroute de contournement de la ville. Pour des raisons de place et de cohérence du complexe, l'extension des halles d'exposition ne peut que se faire par dessus les voies de circulation adjacentes et par dessus l'autoroute. La construction d'une plate-forme servant de base à la future halle est ainsi nécessaire.

Cette plate-forme a une surface totale de l'ordre de 44 000 m<sup>2</sup> (figure 1). Ses dimensions principales en plan sont 230 m de longueur par 180 m de largeur. La plate-forme supporte la future halle n° 6 en prolongement de la halle existante, ainsi qu'un futur centre de congrès et un hall d'accueil. Une zone de circulation périphérique aux halles d'exposition destinée à l'approvisionnement des espaces d'expositions par poids lourds, ainsi qu'une espla-

nade destinée au public, permettant l'accès aux halles, sont intégrés dans le programme.

L'accès des véhicules sur la plate-forme est assuré par une rampe coté Lausanne permettant une liaison privilégiée avec un grand parking utilisé comme parking d'attente et de gestion de l'approvisionnement des halles.

## Obstacles franchis

Les contraintes du projet sont nombreuses et très restrictives. En partant depuis la halle existante, la plate-forme franchit successivement l'entrée au parking existant avec un quai de déchargement des visiteurs pour les bus et les navettes, deux routes principales (accès à l'aéroport), l'autoroute, une route secondaire, un parking, ainsi qu'un pont supportant la route d'accès hors douane reliant la France voisine à l'aéroport (figures 1 et 2).

## Contraintes

Le concept de la plate-forme a été développé pour répondre aux nombreuses contraintes liées à l'environnement encombré du site et à l'exploitation du centre d'exposition:

Contraintes d'exploitation

- Exploitation optimale de la nouvelle halle et souplesse d'utilisation relativement aux alimentations électriques, télécommunications et fluides des stands d'exposition
- Capacité portante du plancher d'exposition suffisante pour assurer la pluridisciplinarité de l'utilisation de la halle (20 kN/m<sup>2</sup> ou 500 kN concentrés par champ

## Caractéristiques du projet

### Situation

Genève, Suisse

### Type d'ouvrage

Plate-forme à grande capacité portante servant de base pour halle d'exposition

### Maître de l'ouvrage

Fondation pour la halle 6

### Projet et direction des travaux

Tremblet SA, Genève, Suisse

### Entreprises de gros œuvre

Consortium Induni – Losinger – Rampini, Genève, Suisse

### Entreprise de préfabrication

Element SA, Tavers, Suisse

### Caractéristiques

Surface: 44 000 m<sup>2</sup>

Charge utile: 20 kN/m<sup>2</sup> ou 500 kN par champ de 7 m x 7 m

Année de construction: 2000–2001

Durée de construction: 14 mois

Coût unitaire: 920 USD/m<sup>2</sup>

## Layout, geometry

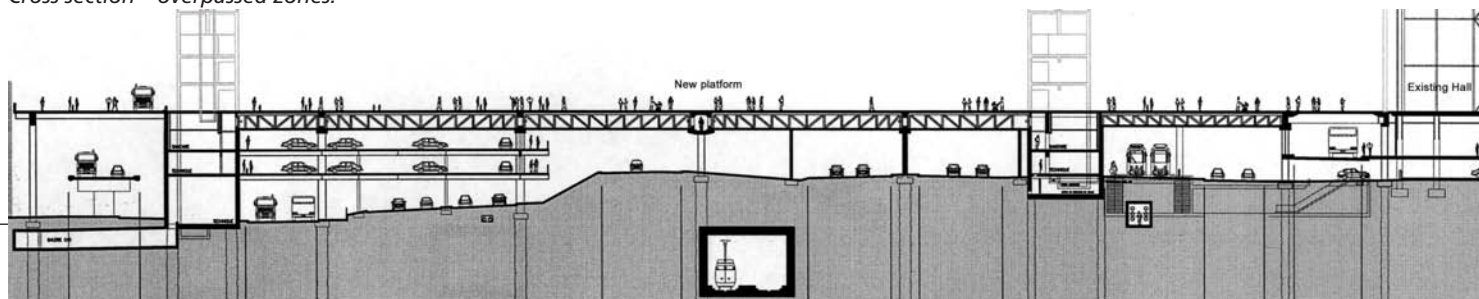
The exhibition center (Palexpo) is located across the Geneva bypass freeway from the international airport. Due to space and general layout dimensions, extension of the exhibition halls was only feasible over the freeway and side roads, making it necessary to build a platform to support the future constructions (figure 1).

This 230- by 180-m platform offers a total of 44 000 m<sup>2</sup> of deck area (figure 1) in continuation with the existing exhibition halls; to accommodate the new hall, a future congress center, the lobby, the necessary circulation areas for supply by trucks of all materials and equipment required for exhibitions set-up as well as terraces for visitors.

A ramp on the Lausanne side allows direct access to the platform for vehicles coming from a large parking site used for logistics of the exhibition center.

2

Coupe transversale – voies franchies.  
Cross section – overpassed zones.



## Project data

**Location**  
Geneva, Switzerland

**Type of structure**  
High loading capacity platform  
for the future exhibition hall in Geneva

**Owner**  
Fondation pour la halle 6, Geneva

**Conceptual design, design and construction management**  
Tremblat SA, Geneva, Switzerland

**Contractors**  
Joint venture: Induni – Losinger – Rampini,  
Geneva, Switzerland

**Precast contractor**  
Element AG, Tafers, Switzerland

**Characteristic data**  
Surface: 44 000 m<sup>2</sup>  
Live load: 20 kN/m<sup>2</sup> or 500 kN every 7 m x 7 m  
Construction period: 2000–2001  
Construction time: 14 months  
Cost: 920 USD/m<sup>2</sup>

- de 7 m x 7 m et 5 kN/m<sup>2</sup> au sol)
- Niveau d'exposition réglé sur le niveau des halles existantes afin d'assurer la continuité de la halle existante et de bénéficier d'un seul plancher uniforme
  - Optimisation de la gestion des approvisionnements des diverses halles d'exposition

### Contraintes de planning

- Mode de construction adapté pour respecter le programme serré des travaux qui prévoit une mise à disposition des 44 000 m<sup>2</sup> de plate-forme, d'une galerie souterraine de 400 m de longueur intégrant une ligne à haute tension en service, de la rampe d'accès de 250 m et des aménagements routiers 14 mois après l'ouverture de chantier afin d'assurer la construction de la halle dans les délais

### Contraintes de circulation routière et d'utilisation du site

- Le mode de construction doit être adapté pour limiter les entraves à la circulation sur les routes franchies et les routes d'accès durant les travaux. En particulier, deux voies de circulation dans chaque sens doivent être maintenues sur l'autoroute et sur les deux contre-routes

## Obstacles to overpass

The project requirements are numerous and very restrictive. Starting from existing hall, the platform overpasses successively a parking access with a visitors drop zone for buses, two main roads (access to Geneva airport), the freeway platform, a local road and an elevated roadway that allows a direct off-customs access from nearby France to Geneva airport (figures 1 and 2).

## Requirements

The platform is designed to meet the multiple requirements resulting from a tight site environment and from operation of the Pal-expo Exhibition Center. The design and main dimensions were selected to best satisfy the following conditions:

### Operation requirements

- Optimum flexibility for all connections of power supply, telecommunications and fluids networks during exhibitions
- Live load capacity of the deck allowing the multipurpose use of exhibition hall (20 kN/m<sup>2</sup> or 500 kN concentrated loads at 7 m on centers in both directions acting simultaneously with 5 kN/m<sup>2</sup> of distributed loads)

- New deck at the same level as the one in the existing halls to ensure perfect continuity
- Optimization of logistics for all the exhibition halls

### Schedule requirements

- Construction methods adapted to a very tight schedule requiring the 44 000-m<sup>2</sup> platform, an 400-m underground gallery for a high-voltage power line in operation, a 250-m access bridge and all the required road works to be available for further construction works 14 months after jobsite opening

### Requirements resulting from road traffic and site use

- Construction methods to reduce to a minimum the traffic restrictions on the roads crossing the site and on the access roads. In particular, two lanes both ways must be kept open at all times on the freeway and side roads and easy access to the airport must be guaranteed.
- Unrestricted organization of exhibitions and concerts at Pal-expo or at the adjacent concert hall during the works
- Structural and statical systems to allow future constructions under the platform (elevated

Illustration de l'encombrement du site.  
General view of layout.



pendant toute la durée du chantier. De même, l'accès aisé à l'aéroport doit être garanti en tous temps.

- L'organisation de manifestations de type exposition ou concert au centre d'exposition et à la salle de spectacle attenante ne doit pas être entravée par le chantier.
- Le système constructif et le système statique de la structure doivent être conçus pour permettre les extensions futures sous la plate-forme (parking à deux niveaux, extension ferroviaire souterraine, implantation d'un transport collectif à haute performance de surface).

#### Contraintes budgétaires

- Pour être viable, le projet doit rester dans un cadre budgétaire sévère et la construction se doit de présenter un rapport qualité/coût des plus performants.

### Concept général du plancher de la plate-forme

La réponse à ce cahier des charges contraignant est de créer un plancher technique «creux» avec une dalle inférieure et une dalle supérieure en béton. Le vide ainsi formé permet d'assurer la distribution des techniques et des énergies sous le plancher d'exposition, pour ressortir vers les stands d'exposition au travers d'une maille de boîtes de sol reliées entre elles par des caniveaux intégrés dans la dalle supérieure (figure 4).

La transparence interne de ce vide technique doit être bidirectionnelle afin de garantir la plus grande souplesse possible pour chaque manifestation différente se déroulant dans la halle.

Cette double structure permet également d'obtenir un tampon thermique et phonique, isolant la halle d'exposition des voies de circulation inférieures.

Partant de cette idée, il a fallu concevoir une structure répondant à cette souplesse d'utilisation, tout en étant suffisamment résistante pour supporter les sur-

charges élevées de 20 kN/m<sup>2</sup> (environ 4 fois la charge d'un pont normal) et pouvant être construite dans le respect des contraintes de planning et de circulation citées ci-dessus.

### Porteurs verticaux

Par rapport au terrain naturel, le niveau fini de la plate-forme culmine entre 6,50 et 19 mètres de hauteur. Cette grande variation a une influence considérable pour les problèmes de stabilisation horizontale de la structure. La stabilité est garantie par l'encastrement des colonnes dans les têtes de pieux et dans les poutres principales.

En situation, la position des porteurs verticaux doit jongler avec l'encombrement élevé du site. Les colonnes sont des profils ronds d'un diamètre de 80 cm à 1,30 m. Leur charge maximale de service atteint 35 000 kN.

Ces éléments ont été placés au mieux entre les voiries existantes, en essayant de favoriser des réseaux linéaires de colonnes permettant de supporter des files d'entretoises destinées à recevoir la dalle d'exposition. La figure 3

*parking garage, underground and surface railway link*

#### Financial requirements

- *Feasibility of the project is conditioned by a tight budget and a very favorable quality/cost ratio.*

### General concept of the platform deck

*A hollow double deck system including a technical space between the lower and upper concrete slabs was the perfect answer to very demanding specifications. This technical space allows a two-way distribution of all the energies and fluids under the exhibition slab to floor channels and connection boxes built in the concrete deck (figure 4). This guarantees maximum flexibility for the various events taking place in the hall and, at the same time, ensures thermal and acoustical insulation of the exhibition hall from road traffic below.*

*This structure has to support live loads (20 kN/m<sup>2</sup>) about 4 times heavier than for a normal bridge, and its construction has to comply with the schedule and traffic requirements already mentioned.*

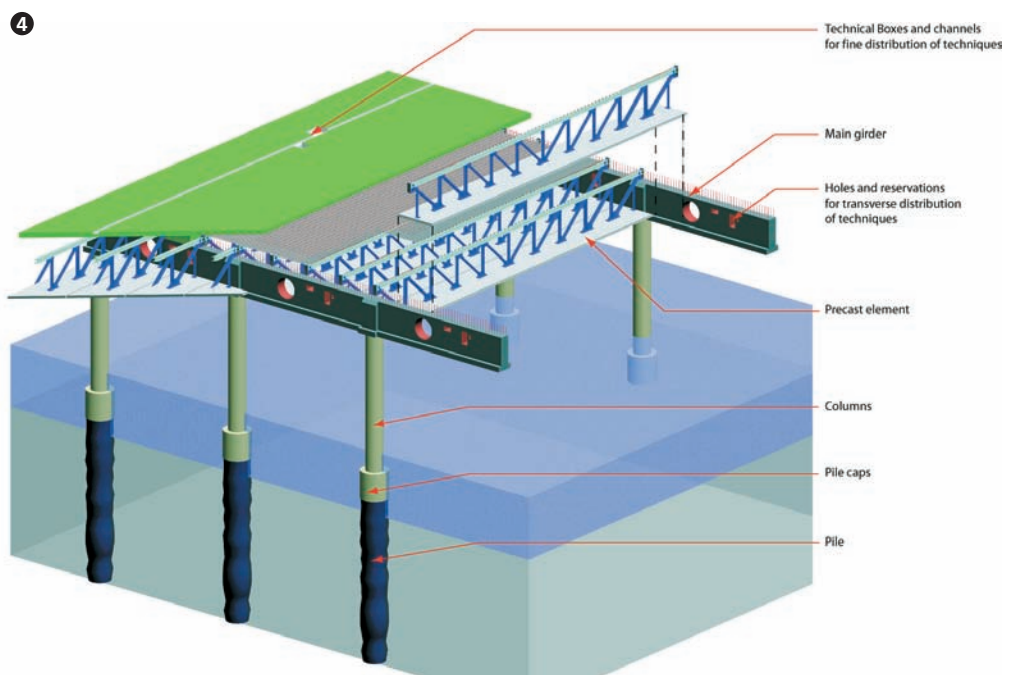


Schéma constructif de la plate-forme.  
*Construction principle of the platform.*

donne un aperçu de la position des porteurs verticaux et du réseau perturbé des files d'entretoises.

## Système constructif de la dalle de plate-forme

L'utilisation de la plate-forme comme plancher technique nécessite l'aménagement d'un espace intérieur d'une hauteur suffisante pour garantir son exploitation. Cette hauteur a été fixée en relation avec la portée des poutres déterminée par la position des files d'entretoises (soit max 25,60 m), avec la surcharge d'exploitation élevée, et avec les hauteurs à disposition au dessus des voiries existantes.

Le compromis coût/performance optimal a été trouvé en fixant «l'épaisseur» de la plate-forme à 2,50 m, ce qui laisse un vide intérieur de 2,05 m de hauteur, efficace pour le passage des techniques et le travail intérieur. Sur certaines zones, en raison du gabarit routier, l'épaisseur globale de la plate-forme a été réduite à 2,30 m afin d'éviter un abaissement trop important et coûteux des chaussées.

Constructivement, la double dalle est constituée d'un réseau de poutres mixtes préfabriquées parallèles et jointives posées à l'avancement, sur lesquelles est bétonnée la dalle d'exposition. Ces poutres ont une largeur de 2,40 m pour une portée maximum de 25,60 m. Elles ont une forme de «T» inversé. Les poutres mixtes reposent sur des entretoises en béton précontraint coulées en place de 9,60 m de portée courantes. Chaque travée de ces poutres supporte 240 m<sup>2</sup> de plate-forme et reprend par conséquent 820 kN/m de charge de service (figure 4).

Le choix des poutres préfabriquées s'est rapidement imposé dans l'optique de limiter au maximum les entraves à la circulation et les risques liés au chantier au dessus des voies en service. Il s'agit également d'un élément essentiel au maintien du planning; la production pouvant commen-

## Foundations and columns

*The level of the exhibition deck stands between 6.50 and 19.00 m above ground. Such a large variation of height has major consequences on the horizontal stabilization of the structure, which has to be guaranteed by a rigid but ductile connection between pile caps, columns and main girders.*

*The columns layout has to fit the densely occupied site. Consequently the column and foundation sizes are kept to a minimum, located between the existing roads (figure 3). Columns are circular with a diameter of 80 to 130 cm. Their maximum service loads reach 35 000 kN.*

## Structural system of the platform deck

*Use of the platform lower deck as a technical floor requires a clear height sufficient for its operation. This height is a function of span lengths between main girders (max. 25.60 m), heavy design live loads and road height clearances under the platform.*

*The best cost/performance compromise was given by a structural «thickness» of 2.50 m, i.e. a clear inside height of 2.05 m which is efficient for technical equipment and work inside the platform. In some areas, road height clearances required to slightly reduce this thickness down to 2.30 m in order to avoid or limit costly lowering of road profiles.*

*The platform double deck is made of prefabricated, composite truss beams at 2.40 m on centers whose bottom chords are prestressed concrete slabs (figure 4). They have the shape of inverted T-beams. They span a maximum of 25.60 m between their support girders. A concrete slab cast on steel decking spanning between these beams makes the exhibition deck slab. The composite beams rest on main pretensioned girders supported on a grid of columns. These main girders have a standard span of 9.60 m. Each girder carries an average slab field of*

*240 m<sup>2</sup>, i.e. a total service load of 820 kN/m.*

*The use of prefabricated beams makes it possible to reduce to a minimum traffic disturbances on existing roads and risks connected with construction activities above open roads. It is also essential to the planning since prefabrication can begin at the same time as construction of the infrastructure. This allows tasks to overlap, which is most important when working under a tight schedule, in order not to concentrate most of the construction activities in sequentially linked tasks that would result in a single governing critical path.*

*The prefabricated beams span the roads and freeway lanes between cast-in-place girders with lengths ranging from 10 to 25 m. Because the bottom chord of these inverted T-shaped truss beams is a 2.40 m wide and 15 cm thick prestressed slab, a continuous deck is formed once the beams are erected side by side, allowing works to proceed without interruption above open roads that are fully protected.*

*The choice of steel trusses as beam webs was dictated on one hand by operation requirements as already mentioned (ease of installation of the various technical equipment in both directions), and on the other hand by weight limitations for the erection process: the jobsite was too crowded to allow the erection of each beam with two mobile cranes. By limiting the maximum beam weight to 27 tons erection could be done with a single mobile crane of intermediate capacity (figure 5). Such parameters are essential to planning control and traffic restriction limitations during nightly erection.*

*In addition, the truss system easily allows an evolution of the statical system perfectly suited to the construction process of the platform. The top slab that forms the exhibition deck is cast in place on steel decking and integrates technical distribution channels (figures 4 and 6).*



5  
Montage type d'une poutre mixte.  
*Erection of a prefabricated composite element.*

cer en même temps que l'exécution des fondations sur site.

Les éléments de poutres préfabriqués possèdent une dalle inférieure jointive permettant dès la pose achevée de créer un écran solide isolant le chantier de l'environnement routier.

La rigidité et la résistance à la flexion de l'élément de poutre sont données par une âme en treillis dont la membrure inférieure est formée par la dalle en béton précontrainte de 15 cm d'épaisseur par 2,40 m de largeur. Le choix du treillis métallique comme âme de la poutre permet d'assurer la transparence transversale et la perméabilité du plancher technique pour le passage des techniques. Le poids maximal d'une poutre étant ainsi limité à 27 tonnes, le levage avec une seule grue sur pneus de moyenne capacité a été possible (figure 5). Tous ces paramètres sont essentiels pour assurer la maîtrise du planning et limiter le temps de perturbation de la

circulation durant les montages nocturnes.

Le treillis métallique permet également de créer un système statique évolutif parfaitement adapté à la cinématique de construction de ce plancher.

La dalle supérieure formant le plancher d'exposition est bétonnée en place, sur des tôles nervurées. Elle intègre les caniveaux techniques (figures 4 et 6).

### Evolution du système statique des poutres, transfert de charge

Le concept des poutres mixtes est déterminé pour suivre l'évolution de leur utilisation au cours du processus de montage. Le système statique des poutres évolue de la façon suivante (figure 6):

- Lors du transport et de la pose, les poutres sont statiquement déterminées. La zone d'appui est la dalle inférieure durant le stockage et l'extrémité de la membrure supérieure du treillis lors de la pose sur les entretoises.

### Erection sequence – evolution of the beam static system, load transfer

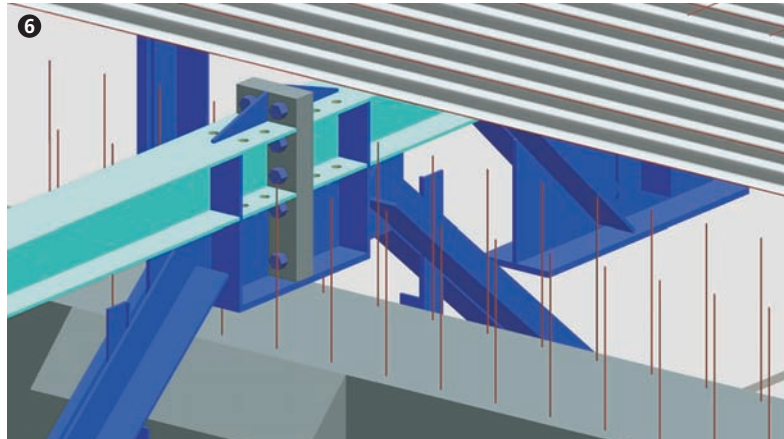
*Design of the composite beams is determined by the evolution of their static system through the construction phases:*

- *During storage, shipment and erection the beams are statically determinate. They rest on the bottom chord slab during intermediate storage and shipment, while it is the top chord ends that are supported on the cast-in-place beams after erection.*
- *Following erection, top chords of the newly erected beams are connected by bolted end plates to the ones of the adjacent beams (figure 6) and continuity of the bottom chord slabs through the cast-in-place girders is achieved by closure of the gaps left for erection between the bottom slab ends and the girders with a high-strength fiber-reinforced microconcrete. From then on additional loads*

- Après la pose, deux opérations se succèdent: les profilés métalliques de la membrure supérieure sont connectés aux poutres adjacentes par dessus les entretoises (figure 6). Les poutres deviennent ainsi continues. Les dalles inférieures sont clavées entre elles et contre les entretoises par remplissage de l'espace résiduel avec un micro béton de haute résistance. Les charges additionnelles (poids propre de la dalle supérieure lors du bétonnage) vont ainsi s'introduire dans les entretoises sans excentricité transversale et sans sollicitation de torsion, et s'appliquent sur un système de poutres continues.
- La dalle supérieure et le haut des entretoises peuvent alors être bétonnés. Le système devient totalement monolithique.

### Conclusions – coûts de la plate-forme

La construction de la plate-forme de la halle 6 est un exemple marquant de la réussite d'une opération compliquée menée dans un environnement très chargé de contraintes (figure 7). Seule la collaboration étroite des acteurs de tous les domaines touchés (maître de l'ouvrage, constructeurs, exploitant, aéroport, gendarmerie, voirie, transports collectifs, etc.) a permis la livraison de 44 000 m<sup>2</sup> de plate-forme, d'une galerie souterraine équipée d'une ligne à haute tension en service, d'un pont d'accès de 250 m de longueur et de tous les aménagements routiers, 14 mois après l'ouverture du chantier. Les engagements politiques du maître de l'ouvrage ont ainsi pu être tenus. Le concept technique innovant développé pour cette construction s'est avéré d'une redoutable efficacité, tant du point de vue performance que délais de construction que coûts. Avec un prix de revient unitaire d'environ 920 USD/m<sup>2</sup> tout compris, le budget initial a été contenu. ●



Detail de connexion longitudinale des poutres mixtes.  
Detail of the longitudinal connection of the composite elements before connecting the top slab.

such as dead load of the top slab are introduced in the girders without any transverse eccentricity that would generate torsional moments and are applied on continuous beams.

- The top slab is then poured on steel decking (figure 6).

### Conclusions and costs

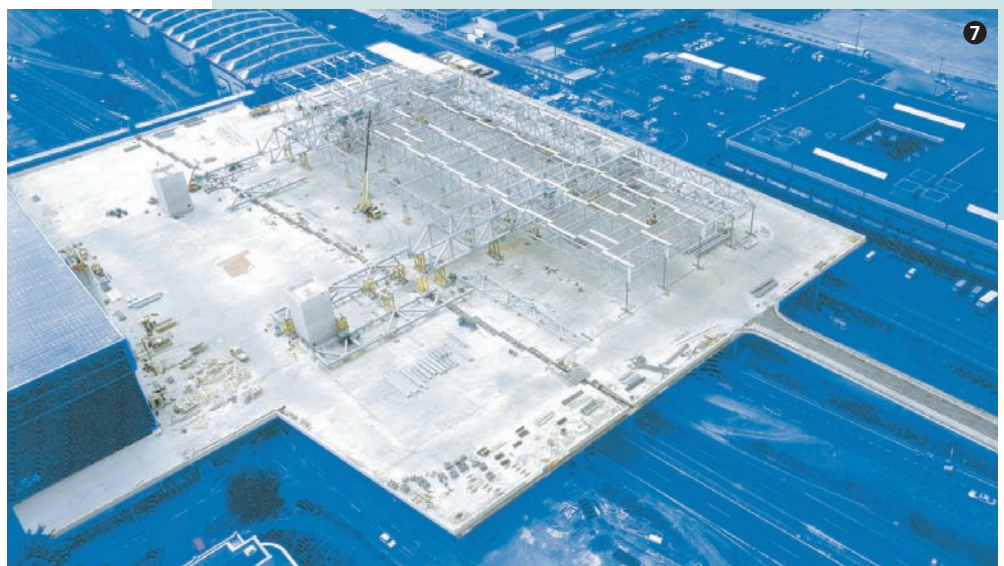
Construction of the platform for the new hall of Palexpo is the success story of a complex operation in a very difficult and restrictive environment (figure 7). Only the tight collaboration of all the actors – owner, engineers, contractors, operators, airport, police, highway maintenance, public transports, etc. – could make it possible to deliver within

14 months a 44 000-m<sup>2</sup> platform, an underground gallery for a high voltage power line in operation, a 250-m access bridge and all the required road works. The political commitments of the owner could thus be met. The innovative technical design proved its outstanding efficiency as far as performance, speed and costs are concerned. The actual total unit cost of USD 920/m<sup>2</sup> is within budget. ●

#### Auteur/Author

Jean-François Klein  
Dr. ès sc. techn., ing. civil dipl. EPF  
Administrateur de Tremblet SA Ingénieurs civils EPF  
Quai du Seujet, 18, CH-1201 Genève  
tel +41 22 716 08 00, fax +41 22 716 08 99  
email@tremblet.ch

Vue de la plate-forme achevée.  
View of the completed platform.



Marco Fent, Kurt Heer

### Projektdaten

#### Region

Altishofen, Kanton Luzern, Schweiz

#### Nutzung

Food-Logistikcenter

#### Bauherr

Galliker Transport AG, Altishofen

#### Generalunternehmer

Anliker AG,  
Generalunternehmung, Emmenbrücke

#### Projekt und Bauleitung Tragkonstruktion

FENT AG, Ingenieurbüro, 5703 Seon

#### Bauausführung

ARGE Anliker AG, Emmenbrücke; Wüest & Cie AG, Nebikon; Bau AG, Reiden; Peyer AG, Willisau; Erni Bau AG, Steinhausen

#### Vorspannung

Stahlton AG, Zürich

#### Kenndaten

Lagerfläche: 20 000 m<sup>2</sup>  
Bürofläche: 2000 m<sup>2</sup>  
Stützenraster: Innenfeld 15 x 16 m  
Bauzeit: 12 Monate  
Rohbaukosten: 8 Mio. CHF  
Inbetriebnahme: Oktober 2000



Übersicht Bauablauf.  
Overview construction process.

### Allgemeines

Das Food-Logistikcenter der Firma Galliker Transport AG liegt im luzernischen Altishofen unmittelbar neben der Autobahn und der Eisenbahnlinie Basel–Luzern. Für die Güterbeförderung über das Strassennetz sind 38 Verladerampen angeordnet, der Anschluss an das Eisenbahnnetz ist mit einer 38m langen Bahnverladehalle gewährleistet.

Das Gebäude mit den Aussenmassen 111 x 72 x 21 m ist in drei Lager- und fünf Bürogeschosse unterteilt. Die gesamte Lagerfläche beträgt 20 000 m<sup>2</sup>, die Büroebene umfasst 2000 m<sup>2</sup>. Im Lagerteil sind als Nutzlasten im Unter- und Erdgeschoss 15 kN/m<sup>2</sup>, im Obergeschoss 12 kN/m<sup>2</sup> definiert.

### Gebäudestruktur

Die Gewichtung zwischen Wirtschaftlichkeit und möglichst grosser Flexibilität führte zu einem optimalen Stützenraster von 16 x 15 m. Daraus resultieren Spannweiten von 11,90 – 3 x

16,00 – 11,90 m in Querrichtung und 6 x 15,00 – 9,5 m in Längsrichtung. Dieser Raster ist in allen drei Geschossen identisch.

### Tragkonstruktion

Dank des sehr tragfähigen Baugrundes konnte das Gebäude flach fundiert werden. Die 30 cm dicke Bodenplatte ist unter den Stützen mit Einzelfundamenten und unter den Wänden mit Streifenfundamenten verstärkt.

Im Untergeschoss müssen die Stützen eine vertikale Designlast von 16 500 kN und eine horizontale Anpralllast von 180 kN übernehmen. Vorfabrizierte Stützen konnten unter den gegebenen Verhältnissen nicht wirtschaftlich eingesetzt werden. Es wurden deshalb runde Ortbetonstützen mit 65 cm Durchmesser und einer Betonrezeptur der Festigkeitsklasse B80/70 verwendet. Über allen Stützen befinden sich Pilzköpfe in Form eines quadratischen Pyramidenstumpfes (500 x 500 cm, 8 bis 40 cm dick). Die Unter- und Erdgeschossdecken sind

### General

The Galliker Transport Company's food logistic centre is situated at Altishofen (canton of Lucerne), next to the motorway and the main railway line from Basel to Lucerne. For road transport, 38 loading platforms have been arranged, and the connection to the rail network is adequately ensured with a rail loading hall of the length of 38 m.

The building is subdivided into three warehouses and five office storeys with external dimensions of 111 x 72 x 21 m. The total storage area is 20,000 m<sup>2</sup> and the office area comprises 2000 m<sup>2</sup>. Load capacities in the storage tract are defined to be 15 kN/m<sup>2</sup> in the ground floor and 12 kN/m<sup>2</sup> in the upper storeys.

### Structural dimensions

The weighing between economy and maximum flexibility led to an optimal grid of supporting columns of 16 x 15 m. These dimensions resulted in spans of 11.9 – 3 x 16.0 – 11.9 m of the slabs in



## Project data

**Region**  
Altishofen, canton of Lucerne, Switzerland

**Utilisation**  
Food logistic centre

**Owner**  
Galliker Transport AG, Altishofen

**General contractor**  
Anliker AG,  
Generalunternehmung, Emmenbrücke

**Project and site  
management of construction**  
FENT AG, Ingenieurbüro, 5703 Seon

**Contractors**  
ARGE Anliker AG, Emmenbrücke;  
Wüest & Cie AG, Nebikon; Bau AG, Reiden;  
Peyer AG, Willisau; Erni Bau AG,  
Steinhausen

**Post-tensioning**  
Stahlton AG, Zurich

**Characteristics**  
Storage area: 20,000 m<sup>2</sup>  
Office area: 2000 m<sup>2</sup>  
Support grid: inner field 15 x 16 m  
Construction time: 12 months  
Construction costs: CHF 8 Mio.  
Opening date: October 2000

als Flachdecken mit Stützstreifen-  
vorspannung (System BBRV) aus-  
geführt.

## Bauvorgang

Die sehr knapp bemessene Bauzeit erforderte eine Konstruktion, die einen rationellen Bauablauf (Bild 1) mit gleichzeitiger Einhaltung der hohen Qualitätsanforderungen ermöglichte. Insbesondere die Qualität der Stützen- und Deckenbetone mit den erforderlichen hohen Frühfestigkeiten verlangten grosse Sorgfalt bei der Produktion, der Überwachung und ganz speziell bei der Nachbehandlung. Der Ingenieur hat für die Qualitätssicherung zusätzlich zur Norm SIA 162 und SIA 162/1 spezielle Ausführungsvorschriften festgelegt.

Die Unter- und Erdgeschossdecken wurden in je sechs Betonieretappen von bis zu 1400 m<sup>2</sup> Grösse erstellt (Bild 2). Die Arbeiten für einen Abschnitt verliefen wie folgt: Nach dem Betonieren und Ausschalen der Stützen wurden die Pilzköpfe über den Innen-

the transverse direction and 6 x 15.0 – 9.5 m in the longitudinal direction.

## Construction

Owing to the good bearing capacity of the ground of the building site, it was possible to choose flat foundation for the building. A 30 cm thick base plate is arranged and strengthened under the columns with single foundations and with strip foundations under the walls.

The Design load for the columns in the basement is 16,500 kN in vertical direction, and the impact load 180 kN in horizontal direction. Because use of prefabricated columns was not economical, construction of the columns was made in situ with compression strength of the concrete according to class B80/70 and with the diameter of 65 cm.

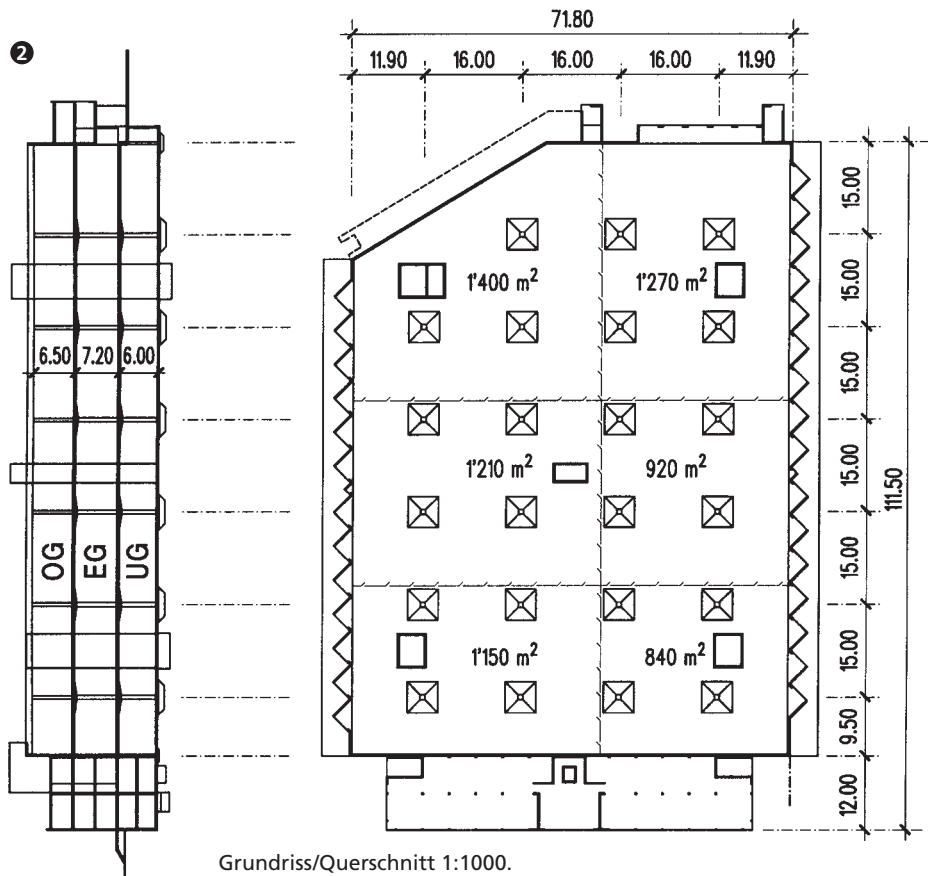
Above the columns there are mushroom heads in form of pyramids (upside down) with the base dimensions of 500 x 500 cm and 8 to 40 cm thick. The slabs above the basement and the ground

floor are constructed with the support strip method (system BBRV).

## Construction procedure

The very tight construction schedule demanded a procedure that enabled both a rational production process (figure 1) and at the same time fulfilling the high requirement of quality. In particular the quality of concrete of the columns and the slabs with the requirement of high early strength demanded great care in the production, supervision and especially in subsequent treatment. In addition to the standards SIA 162 and SIA 162/1, the engineer had set down special requirements for quality assurance.

The basement and ground-floor slabs were each built in six stages of concreting of up to 1400 m<sup>2</sup> in size (figure 2). The work of such a section proceeded as follows: after concreting and removal of the formwork for the columns, the mushroom heads above the inner columns were made in a separate work operation (figure 3). In or-



Grundriss/Querschnitt 1:1000.  
Groundplan/transverse section 1:1000.

stützen in einem separaten Arbeitsgang ausgeführt (Bild 3). Um einen schnellen Arbeitsfortschritt und eine hohe Massgenauigkeit sicherzustellen, wurde die Pilzkopfarmierung vorgängig im Werk zusammengeschnitten. Nach dem Ausschalen der Pilzköpfe wurden grossflächige Schaltscheiben eingefahren und darauf die schlaffe Armierung mit der Vorspannung verlegt. Das Betonieren der Deckenplatte mit ca. 550 m<sup>3</sup> dauerte einen Tag. Dank den getroffenen Qualitätssicherungsmaßnahmen erreichte der Beton jeweils nach drei Tagen bereits eine Festigkeit von min. 40 N/mm<sup>2</sup>. Dies erlaubte, bereits drei Tage nach dem Betonieren die volle Vorspannung anzubringen. Gleichzeitig mit dem Vorspannen wurden die Decken ausgeschalt. Mit diesem Arbeitstakt konnte alle zwei Wochen ein Deckenfeld fertig gestellt werden.

Vortrieb Deckenkonstruktion.  
Advancing of formwork.



## Vorspannung der Decke über UG und EG

Das Vorspannen von Flachdecken mit dem Stützstreifenverfahren führt zu einer Häufung von Spanngliedern im Bereich der Stützen. Mit zwei Lagen Spanngliedern und der zusätzlich erforderlichen schlaffen Bewehrung ergeben sich oft nur kleine Zwischenräume für das Einbringen des Betons. Diese Tendenz wird noch verschärft, wenn Spannglieder mit flachen Hüllrohren verwendet werden. Um sicherzustellen, dass der Beton unter die Spannglieder gelangt, ist bei flachen Hüllrohren normalerweise ein Zwischenraum von minimal 10 cm erforderlich.

Die Stahlton AG hat 1995 ein BBRV-Spannglied mit flachem Hüllrohr entwickelt, für eine Spannkraft von 1890 kN (42 Drähte Ø 7 mm). Gegenüber den gängigen Flachspanngliedtypen mit Spannkraften von max. ca. 1000 kN wurde die Spannkraft nahezu verdoppelt, resp. die Spanngliedanzahl kann halbiert werden. Diese Reduktion ist beträchtlich und führt zu wesentlichen Verbesserungen sowohl bei der Wirtschaftlichkeit als auch bei der konstruktiven Durchbildung. Diese neu entwickelten Spannglieder werden mit flachen Hüllrohren (Bild 4) der Abmessungen von 28/112 mm (innen) resp. 32/116 mm (ausen) geliefert. Für fünf Spannglieder, mit komfortablen Zwischenabständen von 150 mm, ergibt sich eine Streifenbreite von 1180 mm (5 x 116 mm + 4 x 150 mm). Für zehn herkömmliche Spannglieder (Bild 5) mit 990 kN Spannkraft und minimalen Zwischenabständen von 100 mm würde der entsprechende Wert 1750 mm (10 x 85 mm + 9 x 100 mm) betragen.

## Vorspannkonzzept

Beide Decken sind vorgespannt mit BBRV-Spanngliedern in flachen Hüllrohren  $P_o = 1890 \text{ kN}$  (0,70  $f_u$ ). Die Spannglieder sind in den Stützstreifen angeordnet, je fünf Stück in Längs- und Querrichtung (Bild 6). An den Betonierfu-

der to ensure rapid progress and high accuracy, the mushroom head's reinforcement was previously welded in the factory. After removal of the formwork from the mushroom heads, large-area formwork tables were brought in and the mild steel as well as the prestressing steel reinforcement placed. Concreting of a slab section of approximately 550 m<sup>2</sup> needed one day's work. Thanks to the measures taken to ensure quality, the concrete already reached a compression strength of at least 40 N/mm<sup>2</sup> after the age of three days. This enabled to apply the post-tensioning up to 100% already three days after pouring of the concrete. Just after post-tensioning, the formwork for the slab was removed. With this work procedure, one portion of slab construction could be completed every two weeks.

## Post-tensioning of the slabs over the basement and over the ground floor

Post-tensioning of slabs with the support strip method leads to an accumulation of tendons in the region of the columns. With two layers of tendons together with the additionally required mild steel reinforcement, there is often too little space for pouring the concrete. This tendency is aggravated in case tendons with flat ducts are used. To ensure that the concrete on pouring also reaches the section below the tendons, a spacing of the same of at least 10 cm is necessary for flat ducts. In 1995 Stahlton developed a BBRV tendon with a flat duct with the post-tensioning capacity of 1890 kN (42 wires, Ø 7 mm). Compared with the available flat-tendon types with maximum post-tensioning forces of around 1000 kN, this represented almost a doubling of the post-tensioning force or, in other words, halving of the number of tendons. This is a considerable reduction and leads to noteworthy improvement not only in economy, but also in structural perfection. These newly de-

gen – zwei in Quer- und eine in Längsrichtung – wurden alle Spannglieder abgespannt und die Spannglieder für die anschließenden Deckenfelder angekuppelt. Die Spannglieder mit Längen von 27 bis 40 m wurden werkgefertigt, auf Trommeln aufgerollt zur Baustelle geliefert und mit einem Abrollgerät direkt in die Deckenschalung verlegt.

Drei Tage nach dem Betonieren (erforderliche Betonfestigkeit 40 N/mm<sup>2</sup>) wurden die Spannglieder auf 2020 kN (0,75fu) gespannt, mit 1890 kN verankert und anschließend injiziert.

### Schlussbemerkung

Der Bau des Food-Logistikcenters hat gezeigt, dass es möglich ist, auch unter Zeitdruck ein innovatives und qualitativ hochwertiges Bauwerk zu erstellen. Dazu ist es unabdingbar, dass Planung, Bauleitung und Unternehmer partnerschaftlich und zielorientiert zusammenarbeiten.

**Verfasser / Authors**  
 Marco Fent  
 dipl. Bauing. HTL  
 FENT AG Ingenieurbüro  
 Seetalstrasse 77  
 CH-5703 Seon  
 marco@fent.ch

Kurt Heer  
 dipl. Bauing. ETH  
 Stahlton AG  
 Riesbachstrasse 57  
 CH-8034 Zürich  
 kurt.heer@stahlton.ch

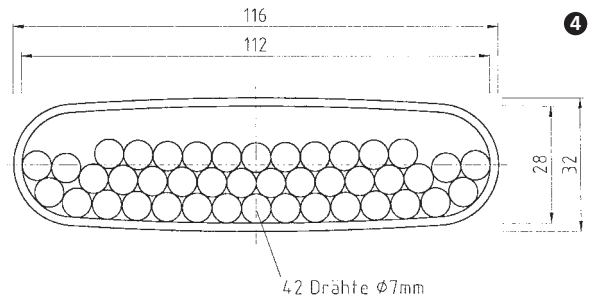
veloped tendons are delivered with flat ducts (figure 4) with the dimensions of 28/112 mm (inside) and 32/116 mm (outside). For five tendons, with a convenient spacing of 150 mm, there results a strip width of 1180 mm (5 x 116 mm + 4 x 150 mm). For ten conventional tendons (figure 5), with 990 kN post-tensioning capacity and minimum spacing of 100 mm, the appropriate value would be 1750 mm (10 x 85 mm + 9 x 11 mm).

### Post-tensioning concept

Both the slabs are post-tensioned with BBRV tendons in flat ducts  $P_o = 1890$  kN (0.70 fu). The tendons are arranged in the supporting strips, each with five in the transverse and in longitudinal directions (figure 6). At the concrete joints – two in transverse and one in longitudinal direction – all tendons were tensioned and coupled to the tendons on the adjacent slab block. The tendons with lengths of 27 to 40 m were manufactured in the factory, rolled onto drums and delivered to site. A device was used to directly unroll the tendons into the slab formwork. Three days after concreting (required concrete strength 40 N/mm<sup>2</sup>) the tendons were tensioned to 2020 kN (0.75 fu), anchored with 1890 kN and then injected.

### Concluding remarks

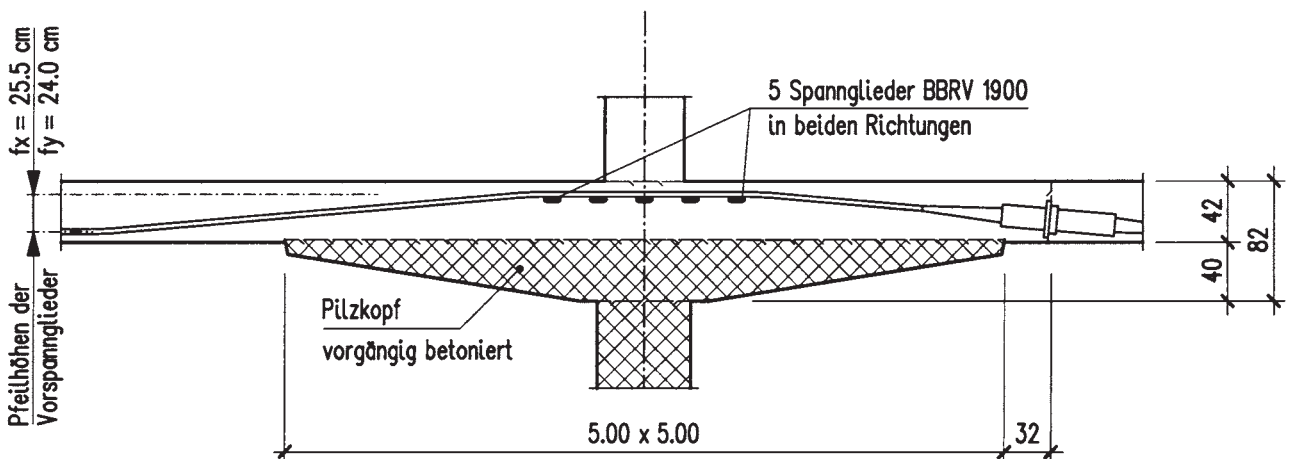
The construction of the food logistic centre demonstrated that even under time pressure it is possible to build an innovative and qualitatively high-value structure. However, it is essential that planners, construction management and contractors collaborate in a partner-like and targeted manner.



Querschnitt durch Spannglied mit Flachrohren, 1890 kN Vorspannkraft.  
 Section through tendon with flat ducts, 1890 kN capacity.



10 herkömmliche Spannglieder, angeordnet in Stützstreifen.  
 10 conventional post-tensioning tendons, placed in support strip.



Detail Pilzkopf mit 5 neu entwickelten Spanngliedern und Betonierfuge.  
 Detail selection through mushroom head with 5 new developed post-tensioning tendons and construction joints.

# St. Jakob-Park, Basel – mehr als nur ein Fussballstadion

## The new multi-purpose St. Jakob Park soccer stadium in Basel

Walter Wiedmer, Jürgen Blanke,  
Martin Wieland, Willy Wüthrich, Tivadar Puskas



St.-Jakob-Park (unmittelbar vor der Fertigstellung).  
The nearly completed stadium.

### Einleitung

Der neue St.-Jakob-Park in Basel ist der erste moderne Stadionneubau in der Schweiz seit der Fussballweltmeisterschaft 1954. Er ersetzt an gleicher Stelle das alte «Joggeli», welches Ende 1998 abgebrochen wurde. Am 15. März 2001 fand bereits das Eröffnungsspiel statt. Die Fertigstellung des Bauwerks und die Inbetriebnahme aller Einrichtungen wurden bis März 2002, also nur 39 Monate nach dem Abbruch des alten Stadions, abgeschlossen. Bild 1 zeigt das Stadion kurz vor der Vollendung. Man erkennt neben dem Stadioneil einen Gebäudeteil mit neun Obergeschossen, welcher parallel zur St.-Jakob-Strasse verläuft.

Der St.-Jakob-Park ist schon heute ein weiterer architektonischer Meilenstein in der Stadtentwicklung Basels, einer Stadt mit vielen bemerkenswerten historischen und kulturellen Gebäuden. Als multifunktionelles Bauwerk beherbergt er eine Vielzahl von Nutzungen wie die Altersresidenz, das Einkaufszentrum, die zweistöckige unterirdische Park-

garage, das Fitness-Center, diverse Dienstleistungen und Restaurants.

Der Originalentwurf dieses Stadions stammt von den weltweit bekannten Architekten Herzog & de Meuron, die in Basel zu Hause sind. Als treibende Kraft für Realisierung, Funktionalität und Wirtschaftlichkeit steht die Marazzi Generalunternehmung AG als Totalunternehmerin. Sie konnte durch das Hinzufügen vieler attraktiver Funktionen Investoren für den St.-Jakob-Park gewinnen und so den Neubau des Stadions erst ermöglichen.

Ein weiterer Mitspieler in diesem Projekt ist das Team der projektierenden Bauingenieure, die als Erstplatzierte aus einem Ingenieurwettbewerb im Jahre 1998 hervorgegangen sind. Die Aspekte ihrer Arbeit werden in den folgenden Abschnitten beschrieben.

### Überblick

Die bebaute Fläche des gesamten Bauvorhabens beträgt 30 000 m<sup>2</sup> (etwa 150 m x 200 m). Das Stadioneck befindet sich 23 m über

### Projektdaten

**Totalunternehmerin**  
Marazzi Generalunternehmung AG,  
Muri bei Bern

**Architektur**  
Herzog & de Meuron, Basel

**Bauingenieure**  
Ingenieurgemeinschaft  
Rothpletz, Lienhard + Cie AG, Bern,  
Aarau, Olten  
Electrowatt Engineering AG, Zürich  
WGG Schnetzer Puskas Ingenieure, Basel

**Bauunternehmer**  
Batigroup AG, Basel, und Wenk AG, Basel

**Stahlbau**  
Preiswerk & Esser AG, Pratteln

**Vorfabrikation**  
Element AG, Tafers, und Brodbeck AG,  
Muttenz

**Vorspannung**  
AVT Anker + Vorspanntechnik AG,  
Tafers

### Introduction

The new St. Jakob Park stadium in Basel is the first modern soccer stadium built in Switzerland since the Soccer World Cup was held there in 1954. The new stadium was constructed at the location of the old stadium, which was demolished in late 1998. The first soccer match was held in the new stadium in March 2001. A view of the stadium after completion is shown in figure 1.

Besides the stadium itself, the multipurpose complex comprises a nine-storey apartment building for elderly people, a shopping centre, a two-storey underground parking beneath the turf, a fitness centre, several restaurants and commercial services. The new stadium has facilities for hosting sports events as well as concerts. All parts of the stadium will be completed and all commercial space and apartments will be fully occupied by March 2002, only 39 months after the demolition of the old stadium. The St. Jakob Park stadium complex has already become a new architectural and urban landmark in Basel, a city with many remarkable historic and cultural buildings and architectural objects.

## Project data

### General Contractor

Marazzi Ltd., Muri bei Bern

### Architectural Design

Herzog & de Meuron, Basel

### Structural Engineering

Rothpletz, Lienhard Engineers Ltd., Bern, Switzerland

Electrowatt Engineering Ltd., Zurich, Switzerland

WGG Schnetzer Puskas Engineers Ltd., Basel, Switzerland

### Contractors

Batigroup Ltd., Basel, and Wenk Ltd., Basel

### Steel contractor

Preiswerk + Esser Ltd., Pratteln

### Precast Elements

Element Ltd., Tafers, and Brodbeck Ltd., Muttenz

### Post-tensioning

AVT Ltd., Tafers

der Erdoberfläche, das Dach des Gebäudes erreicht ohne Liftaufbauten eine Höhe von 34 m. Die Bodenplatte liegt etwa 9 m unterhalb der Geländeoberfläche und besteht im gesamten Bereich aus WU-Beton mit eingelegten Quelfugenbändern in den Arbeitsfugen. Alle grösseren vertikalen Lasten werden über Ortbetonpfähle in den tragfähigen Felsuntergrund eingeleitet.

Die gesamten Kosten des Projektes betragen ca. 220 Mio. CHF. Dabei entfällt ungefähr ein Fünftel auf die von der Ingenieurgemeinschaft bearbeiteten Tragstrukturen. Hierzu zählen u.a. die Pfahlfundationen, die Ortbetonarbeiten, die Vorfabrikation des Stadions und die Stahlkonstruktionen des Stadionsdaches und der Fassade.

## Einwirkungen

Die Einwirkungen auf die Tragstrukturen des Stadions berücksichtigten die üblichen statischen Lasten wie Eigengewicht, Auflasten, Nutzlasten von Gebäuden, Schnee usw. Spezielle Untersuchungen erforderten hier die dynamischen Beanspruchungen infolge seismischer Einwirkungen, Wind und Zuschauer:

The original design of the stadium was the result of an architectural design competition, which was won by the world-renowned architects Herzog & de Meuron of Basel. The main developer of the new stadium was the general contractor Marazzi Ltd. of Bern. In order to make the project economically feasible and more attractive to investors, Marazzi enhanced the project by incorporating additional functions.

In addition to the architect and the developer, the civil engineer also played a crucial role in the design and construction of the stadium. The civil design competition held in 1998 was won by a consortium of the following engineering consultants: Rothpletz, Lienhard Engineers Ltd. (lead engineer), Electrowatt Engineering Ltd.; and WGG Schnetzer Puskas Engineers Ltd. The structural engineering aspects of the new soccer stadium are discussed in detail in the subsequent sections of this paper.

## Overview of structural systems

The plan of the stadium covers an area of about 30,000 m<sup>2</sup>, i.e. approx. 150 x 200 m. The steel roof

of the stadium is 23 m above the ground surface and the maximum height of the nine-storey building is 34 m (figure 4). The foundation of the stadium consists of a watertight reinforced concrete base mat over the whole area. The base mat is supported by relatively short drilled piles founded in the Molasse bedrock. The base mat is at a depth of 9 m below the ground surface.

The total cost of the project was about CHF 220 million. Roughly 20% of the total cost was spent on the structural systems, including drilled piles, in situ reinforced concrete structures, precast prestressed elements for the spectator area, the steel roof and the supporting structural system for the façade.

## Main loads

The main loads considered in the design of the stadium complex consisted of the usual static loads (i.e. dead, live and snow loads) as well as the following dynamic loads that required special investigations:

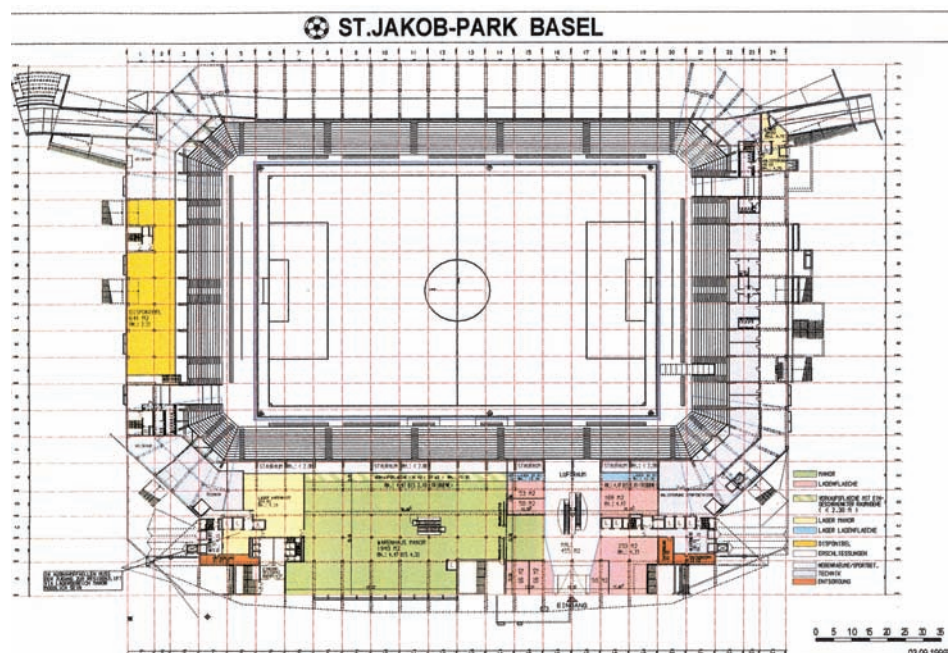
### Earthquake action

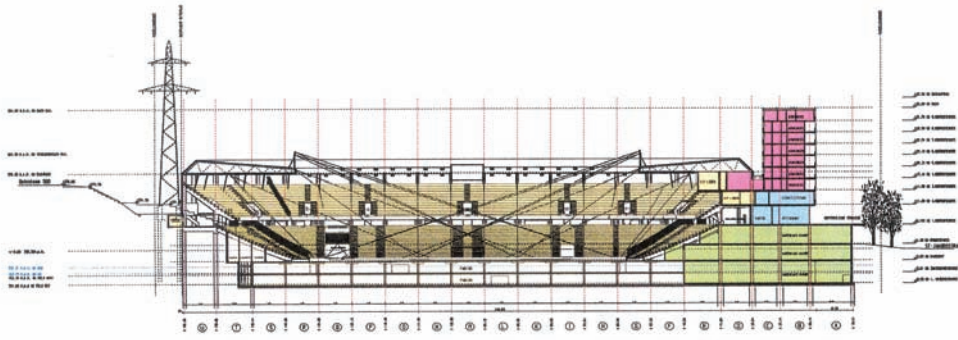
Earthquake forces were taken according to the provisions of the Swiss code SIA 160. For an earth-

Situation Erdgeschoss.

Layout of stadium complex (ground level).

2





Typischer Querschnitt.  
Typical cross section of the stadium.

### Erdbeben

Die Einwirkungen infolge Erdbeben wurden anhand der Schweizer Norm SIA 160 auf der Basis einer Wiederkehrperiode von 400 Jahren bestimmt. Für die horizontalen und vertikalen Bodenbeschleunigungen sind Werte von 0,13 g resp. 0,09 g gemäss Zone 3a gewählt worden. Zur Erreichung eines ausreichenden Erdbebenwiderstandes sind insbesondere die Schubwände und die Kerne des Gebäudeteils entlang der St.-Jakob-Strasse untersucht worden.

### Wind

Die auf das Stadionsdach wirkenden globalen und lokalen Windkräfte sind in Rücksprache mit den Experten des Boundary Layer Wind Tunnel Laboratory, University of Western Ontario, Kanada, definiert worden. Dabei wurde auf deren Erfahrung aus zahlreichen Windkanalversuchen bei vergleichbaren Stadionprojekten zurückgegriffen. Die Lasten wurden von einem Referenzstadion, welches für die WM 2002 in Korea gebaut wurde, übernommen. Die lokalen Windphänomene, verursacht durch die beiden Gebäudeecken, wurden dabei mitberücksichtigt. Die Bemessung der Dachhaut und der Pfetten erfolgte auf der Basis von lokalen Windkräften, die gegenüber den globalen Kräften wesentlich grösser ausfallen.

### Dynamische Effekte durch Zuschauer

Bei Sportveranstaltungen oder Konzerten werden durch Zuschauer Schwingungen erzeugt,

die bei einzelnen Tragelementen Resonanzen verursachen können. Der Benutzer empfindet grössere und lang anhaltende Bewegungen oder auch Vibrationen als unangenehm. Sie beeinträchtigen in negativer Weise sein Wohlbefinden. Zu den Elementen, die besonders anfällig für solche Schwingungen sein könnten, zählen hier das Stadionsdach mit nahezu ungedämpfter Lagerung und die leichten, vorgespannten Sitzelemente der Tribünen. Die Eigenfrequenz solcher Elemente sollte ausserhalb der Erregerfrequenzen liegen, die durch die Zuschauer induziert werden. Die Eigenfrequenzen der Hauptträger der oberen Tribüne erreichen daher einen Mindestwert von 7 Hz für den Kragarm, sodass unangenehme Resonanzeffekte durch Zuschauerbewegungen nahezu ausgeschlossen werden können.

quake with an average return period of 400 years, the horizontal and vertical peak accelerations were 0.13g and 0.09g respectively. To cope with the earthquake action, special attention had to be paid to the load-bearing shear walls and cores of the 9-storey building. The measures taken to achieve satisfactory earthquake behaviour of the 9-storey building are discussed in greater detail in a separate section.

### Wind loads

The global and local wind loads acting on the stadium roof were determined in consultation with the wind experts of the Boundary Layer Wind Tunnel Laboratory of the University of Western Ontario in Canada, who had carried out wind tunnel tests for various similar soccer stadiums. It should be noted that no wind tunnel investigations were carried out to determine the wind loads on the St. Jakob-Park stadium. The reference stadium used to determine the wind loads was one of the stadiums for the 2002 Soccer World Cup in Korea. Local wind phenomena caused by the two edges of the 9-storey building were taken into account. The global wind loads were used for the design of the roof girders and the lo-



Zuschauertribünen während der Montage.  
Spectator area during erection.

Auch die Tribünenelemente verfügen über eine ausreichende Eigensteifigkeit. Durch ihre direkte Lagerung auf die Tribünen-träger (im Mörtelbett versetzt) wurde eine zusätzliche, günstig wirkende Dämpfung infolge Reibung im Gesamtsystem erzielt.

## Fundationen

Der Baugrund des Stadions besteht aus einer 6 bis 9 m starken Deckschicht vorwiegend aus Kies. Die Bauwerkslasten werden fast ausschliesslich in die darunter liegenden Tüllinger Schichten (Molasse, bestehend aus Mergel, Tongestein und einzelnen Schichten aus Kalkstein) fundiert. Die Schichtstärken des verwitterten Felses betragen dabei bis zu 2 m. Der Fels ist wasserundurchlässig. Der Höchstgrundwasserstand liegt 7 m über der Bodenplatte, sodass den Auftriebskräften in Bezug auf die Dimensionierung der Fundamente erhebliche Aufmerksamkeit geschenkt werden musste.

Eine permanente Absenkung des Grundwasserspiegels kam aufgrund der Beeinträchtigungen auf die Umwelt nicht in Frage. Daher wurden verschiedene Varianten zur Lösung dieser Aufgabe studiert. Neben einer reinen Schwergewichtsbodenplatte wurde anfangs eine Lösung verfolgt, die eine 70 cm dicke Bodenplatte, monolithisch verbunden mit Zugpfählen, vorsah. Aufgrund der Wasserundurchlässigkeit der Molasse kam jedoch eine Lösung zur Ausführung, die das Ziel verfolgt, ein Eindringen des Grundwassers unter die Bodenplatte (nahezu) vollständig zu verhindern und so die Auftriebskräfte zu eliminieren. Eine 80 cm breite, unter der Aussenwand des Bauwerks verlaufende Betonwand dringt bis zu 4 m in den Fels hinein. Grundwasser, welches dennoch in geringen Mengen unter die Bodenplatte gelangt, wird über eine Drainageschicht einem Netz aus Drainageleitungen zugeführt und zu einem Pumpschacht weitergeleitet. Durch diese Sicherheitsmassnahme wird ein unkontrollierter

*cal wind loads for the design of the upper and lower roof membranes as well as the purlins.*

### **Spectator-induced dynamic effects**

*During sport events and concerts, periodic forces may be produced at frequencies which may cause resonance effects in some structural elements. Excessive vibrations may reduce the user comfort in the spectator area and may cause vibrations of the roof. The elements that are prone to vibrations are those with a very small damping such as the steel roof and lightweight prestressed precast elements of the spectator area and those with natural frequencies in the range of the predominant frequencies caused by spectators. To avoid such resonance effects, high tuning of the precast elements was required. The natural frequencies of the girders in the spectator area are at least 7 Hz. In addition, the large non-structural precast elements of the spectator area are directly placed on the supporting structural system. This has introduced additional frictional damping into the system.*

### **Foundation**

*The foundation soil at the stadium site consists of a 6 to 9 m thick alluvial layer above the Molasse (marl, clay rock, with thin layers of limestone) bedrock. The depth of the weathered rock is less than 2 m. The rock is water-impermeable. As the groundwater table is situated 7 m above the base mat, special attention had to be paid to the high uplift pressures acting on the foundation. A permanent lowering of the ground water table was not acceptable due to environmental constraints. Therefore, different solutions were studied to cope with the large uplift. Originally, a 70 cm thick base mat was planned together with tension piles. The solution finally used to deal with the uplift problem consisted of an 80 cm thick circumferential wall which penetrates up to 4 m into*

*the bedrock. This prevents the seepage of large amount of water beneath the base mat, where a drainage layer and a network of drainage pipes are provided. These pipes are connected to pumping stations for removal of any excess water. Thus, the risk of an uncontrolled building up of the water pressure is eliminated. Due to this innovative solution, substantial savings amounting to at least CHF 4 million could be achieved.*

*The large vertical loads carried by the columns and shear walls of the spectator area of the stadium and the nine-storey building are transferred to the bedrock by bored piles with diameters of 90, 100, 130 and 150 cm.*

### **Basement structure**

*The two-storey underground basement structure consists primarily of walls and flat slabs made of in situ reinforced concrete. In order to achieve fast construction progress, the columns were precast. In the area of the turf, the 28 cm thick reinforced concrete slab is strengthened at each column location by a 56 cm thick drop panel of 2.7 m x 2.7 m. The total vertical load acting on the slab due to the dead and live loads is 26 kN/m<sup>2</sup>.*

*A major problem in the design and construction of the basement structure was the 25 m high railway embankment. The slope of this man-made embankment of 1:1.5 is very steep. The embankment material is rather heterogeneous. The exterior wall of the basement structure is located in the lower area of the embankment; therefore, substantial earth pressures had to be taken into account. These high lateral forces are transferred to the base mat by shear walls. In the area of the railway embankment, the vertical loads are carried by 21 m long bored piles which penetrate into the bedrock.*

*During the excavation and stabilisation works, the vertical settlements of the railway tracks on the embankment top were monitored periodically. The maximum settle-*

Verbände aus Stahl zur Stabilisierung der Rahmen aus vorfabrizierten Trägern und Stützen quer zur Trägerachse.  
*Transverse stability of the precast frame elements achieved by means of steel trusses.*



ments were of the order of 5 to 20 mm during a period of 6 months.

### Structural system and stabilisation of nine-story building

Figures 2 and 3 gives a hint about the plan and the layout of the nine-story building in front of St. Jakob Street. The elongated plan of the building with a length to width ratio of about 12 is not very favourable in a seismic environment, as the cores at the two ends of the building may be subjected to non-uniform ground excitations. In the case of the St. Jakob Parkstadion, the cores are interconnected by the (in-plane) rigid floor slabs and supported by a common base mat, which significantly reduces non-uniform ground motion effects.

The horizontal seismic forces are resisted mainly by two cores and one shear wall that are continuous over the whole height of the building. As walls had to be minimised in the areas earmarked for the shopping centre due to commercial reasons, the shear walls of the upper stories could not be continued down to the foundation. These shear walls are supported by pairs of columns in the lower stories. The horizontal forces are transferred from the discontinuous shear walls to the continuous vertical cores at both ends of the building through the horizontal diaphragm slabs. This leads to local stress concentrations at the connections between the vertical shear walls and the diaphragm slabs. This indirect load transfer is inferior to a direct load transfer to the foundation by the shear walls, but it is acceptable as the connections are designed for the corresponding maximum seismic forces.

The earthquake analysis was carried out by the response spectrum method using a simplified three-dimensional model of the building. The cracked flexural stiffnesses were assumed to be 50% of the uncracked values. The lowest natural frequency of the build-

Aufbau des Wasserauftriebs auf die Bodenplatte vermieden. Diese Massnahme ermöglichte eine Kosteneinsparung in der Grössenordnung von mindestens 4 Mio. CHF.

Die grossen Vertikallasten der Stützen und Schubwände, die sich sowohl im Stadionbereich als auch im Bereich des 9-stöckigen Gebäudes befinden, werden von Einzelpfählen (Durchmesser 90, 100, 130 und 150 cm) oder Pfahlgruppen in den tragfähigen Fels eingeleitet.

### Untergeschoss und Basement

Unterhalb der Erdoberfläche entstand eine zweigeschossige Tragstruktur, die im Bereich des Parkings und teilweise des Gebäudes noch ein Zwischengeschoss aufweist. Wände und Decken wurden in Ortbetonbauweise hergestellt. Lediglich die Stützen sind zur Beschleunigung des Baufortschritts vorfabriziert worden. Die Spielfelddecke mit einer vertikalen

len Gesamtbelastung infolge Auf- und Nutzlasten von 26 kN/m<sup>2</sup> wurde als Flachpilzdecke mit einer Pilzgrösse von 2,7 x 2,7 m projektiert. Die Mindestdicke der Decke beträgt 28 cm, die der Pilze 56 cm.

Eine der grössten Herausforderungen für die Planung und Ausführung der Untergeschosse stellte der angrenzende Bahndamm dar, der sich 25 m oberhalb der Bodenplatte befindet. Das Bauwerk schneidet in den Bahndamm hinein, welcher eine Oberflächenneigung von 2:3 aufweist. Erhebliche Erdrücke mussten über mehrere Schubwände in die Fundamentplatte eingeleitet werden. Aufgrund des inhomogenen und setzungsanfälligen Materials sind die Vertikallasten der Tribünen über bis zu 21 m lange Ortbetonpfähle in den tragfähigen Fels eingeleitet worden.

Während der Erd- und verschiedenen Stabilisierungsarbeiten im Bahndambereich sind die Einflüsse auf die Bahngleise beob-



achtet worden. Nivellements haben Setzungen in der Größenordnung von 5 bis 20 mm während einer Periode von 6 Monaten angezeigt.

## Tragsystem und Stabilität des 9-geschossigen Gebäudes

Auf den Bildern 2 und 3 sind der Grundriss und die Form des 9-geschossigen Bauwerkteils entlang der St.-Jakob-Strasse erkennbar. Das Verhältnis zwischen Länge und Breite beträgt 12:1. Dies weist auf ein wenig günstiges Verhalten hin, falls bei einem Erdbeben die beiden entfernt liegenden Kerne im Bereich der Gebäudeenden nicht den gleichen Erdbewegungen unterworfen werden. Im Fall des St.-Jakob-Parks hat man auf Dilatationsfugen weitgehend verzichtet, sodass beide Kerne monolithisch über die Decken und die Bodenplatte (ohne Dilatationsfugen) miteinander verbunden sind. Dadurch kann ein negativer Einfluss ungleicher Erdbewegungen erheblich reduziert werden.

Die Horizontalkomponenten der seismischen Einwirkungen werden hauptsächlich von zwei Gebäudekernen bzw. Kernzonen und einer zentralen, von oben bis unten kontinuierlich durchlaufenden Schubwand aufgenommen. In den Obergeschossen (ab 4. bis 9. OG) befinden sich eine grosse Anzahl von raumtrennenden Querscheiben, die auch z.T. grosse Schubkräfte aufnehmen. Aufgrund der kommerziellen Nutzung im Bereich des Shopping-Centers und des 1. und 2. Obergeschosses mussten mehrere dieser Wände «aufgelöst» und die Vertikallasten über Stützenpaare nach unten in die Fundationen weitergeleitet werden. Die Horizontalkräfte werden über die Decken in die Kerne an den Gebäudeenden und in die zentrale Schubwand eingeleitet. Dies würde im Falle eines Erdbebens in den Übergangsbereichen zwischen Decken und Wänden zu lokaler Spannungskonzentration führen, da der direkte Fluss der

ing was obtained as 0.6 Hz, which is rather small for a nine-story building; usually, such a building has a fundamental frequency of the order of 1 Hz. As the lowest natural frequencies of the structure are quite small, the earthquake responses obtained from this analysis are relatively small. However, if the structure is stiffer than what is assumed in the analysis, the eigenfrequencies of the building could be higher. This would lead to higher seismic loads because of the shape of the design response spectrum. To account for such uncertainties and to obtain a conservative design, all dynamic responses computed using the simplified model were multiplied by a factor of 1.3.

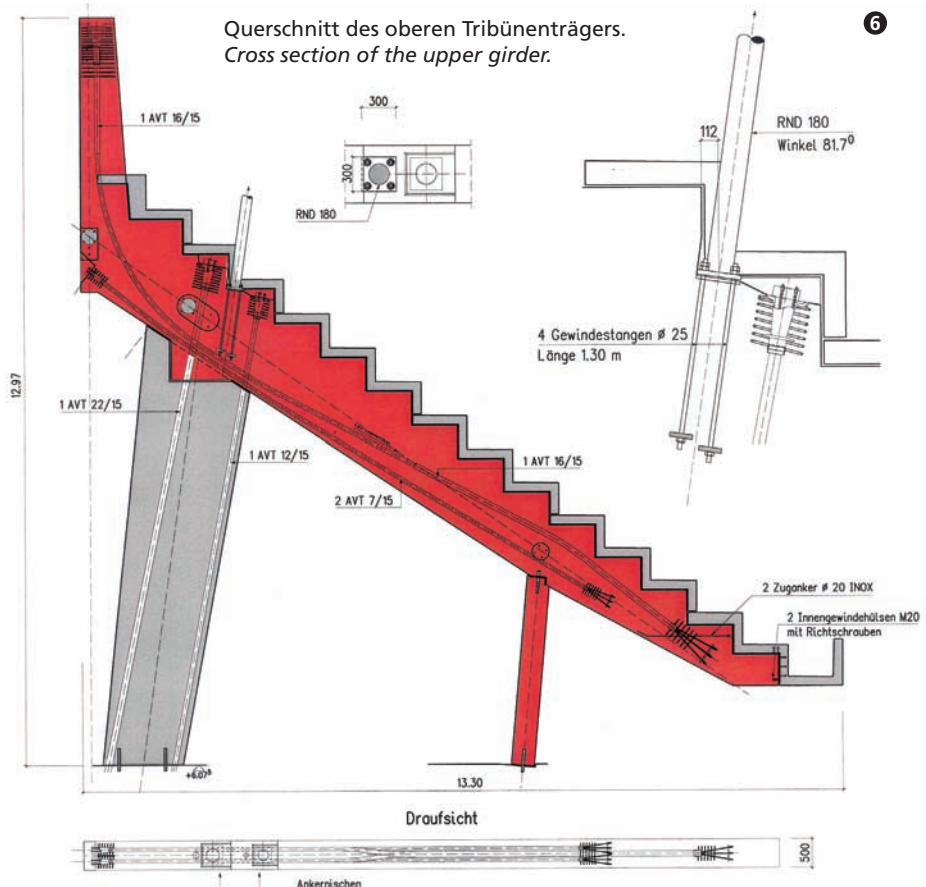
The design of the triangular corners at the two ends of the building was a challenging task. The total vertical loads from the 9 stories in each corner with a plan area of 100 m<sup>2</sup> are supported by a 1.2 m thick reinforced concrete slab, which is propped by a 5.5 m high circular column of 1.0 m diameter in the ground floor. In the foundation, this vertical load is carried by a pile group consisting of four 1.0-m diameter piles.

## Structural concept and construction of the spectator area

The structural system of the upper spectator area consists of reinforced concrete moment resisting frames made of precast prestressed elements. These frames carry the loads from the spectator area and the roof and transfer them to the basement structure (figure 4). The transverse stability of the precast concrete frames has been achieved by means of the steel trusses (figure 5). The stiffening effect of the precast seating elements, which mobilise large frictional forces (concrete-on-concrete friction) when transverse movements take place, was not considered in the design. The seismic design was based on equivalent static loads.

The upper girder of the structural system (figure 6) of the spectator area is a key element. It has to support the stadium roof (about 75% of the section forces in this frame girder are due to the stadium roof) and it has to withstand the static and dynamic actions caused by spectators.

Due to the inclination of the interior steel column and due to the



Schubkräfte unterbrochen ist. Eine sichere und akzeptable Lösung wurde dadurch erzielt, dass diese Bereiche auf die maximalen Einwirkungen infolge Erdbeben ausgelegt wurden.

Die Erdbenenanalyse wurde mit der Methode des Antwortspektrenverfahrens ausgeführt. Für die Berechnung wurde dabei ein dreidimensionales Stabstatikmodell gewählt. Bei der Wahl der Steifigkeit der einzelnen Tragelemente ist der Anteil der gerissenen Zonen zu 50% angenommen worden. Als kleinste Eigenfrequenz für das Gebäude errechneten wir einen Wert von 0,6 Hz. Dies ist ein sehr geringer Wert für ein solches Bauwerk, dessen Grundschwingungen normalerweise eine Frequenz von etwa 1 Hz erreichen. Aufgrund der geringen Eigenfrequenzen des Bauwerks ergeben sich demzufolge auch geringe horizontale Beschleunigungen infolge seismischer Einwirkungen. Die Tragstruktur könnte jedoch aufgrund verschiedener Aspekte steifer als im Modell wirken und somit grössere Eigenfrequenzen aufweisen. Daher besteht die Möglichkeit von grösseren Einwirkungen als jene, die sich aus der rechnerischen Analyse ergeben. Diese Unsicherheit wurde mit einem Modellfaktor von 1.3 abgedeckt, um eine sichere Bemessung des Bauwerks zu erhalten.

Rahmen aus oberen Tribünensträgern und Stützen im Montagezustand.  
*Upper girder and columns.*



Die Dimensionierung der beiden Gebäudeecken (je 100 m<sup>2</sup> Grundfläche) stellte ebenfalls eine Herausforderung dar. Neun Obergeschosse werden hier von einer 1,2 m dicken Erdgeschossdecke abgefangen. Diese werden auf jeder Gebäudeseite hauptsächlich von je einer 5,5 m hohen Stütze mit einem Durchmesser von 1 m getragen, welche kontinuierlich bis zur Bodenplatte weiterläuft. Hier werden dann die Stützenlasten über eine Pfahlgruppe, bestehend aus vier Pfählen zu 1 m Durchmesser, in den tragfähigen Fels eingeleitet.

### Tragkonzept und Montage der Zuschauertribünen

Die Tragkonstruktion der oberen Tribüne besteht mit Ausnahme der vorderen Pendelstütze aus vorgespannten Elementen (zwei Stützen, ein Träger). Diese biegesteifen Rahmen tragen die Lasten der Tribünen und des Stadionsdaches und leiten sie in die darunter liegenden Ortbetontragstrukturen, bestehend aus Wänden, Decken und biegesteifen Rahmen, ein (Bild 4). Die Stabilität der oberen Tribüne in Querrichtung wird durch Verbände aus Stahl erreicht (Bild 5). Da die vorgefertigten Sitzelemente nur aufgelegt und nicht mechanisch mit dem Träger verbunden sind, wurde der stabilisierende Effekt (infolge Reibung Beton-Beton) bei horizontalen Einwirkungen resp. Bewegungen rechnerisch nicht berücksichtigt. Der Tribünenträger der oberen Tribüne (Bild 6) ist wegen seiner zentralen Position einer der Schlüsselbauteile des St.-Jakob-Parks. Einerseits übernimmt er die Dachlasten. Dabei werden die massgebenden Schnittgrössen zu 75% durch die Auflagerreaktionen der Fachwerkbinder des Daches bestimmt. Andererseits erfordern die statischen, aber vor allem die dynamischen Einwirkungen durch die Zuschauer eine ausreichende Eigensteifigkeit (Eigenfrequenz des Trägers > 7 Hz). Aufgrund der Neigung der inne-

*small distance of 3.5 m between the supporting columns, the concrete column is subjected to large horizontal and vertical (mainly tensile) forces. The design forces are 450 kN (horizontal) und 2200 kN (vertical, tensile).*

*The three-story-high exterior column can carry high restraint moments at both ends and tensile forces, as it is post-tensioned with two cables with ultimate loads of 5247 kN and 2862 kN.*

*The erection of the spectator area (figures 7 and 8) could be completed within four months. This extremely fast construction was possible due to the prefabrication of all structural elements before erection, and due to an efficient and flexible planning process on site. The stair-shaped seating elements are placed on 50 cm wide beams. Numerous elements and anchoring points were already incorporated into the precast prestressed elements to facilitate rapid construction of the stadium. The erection of the precast elements was carried out from within the stadium. A mobile crane was used. The maximum payload was 300 kN, and the maximum lever arm was 33 m. This resulted in a maximum support load of about 1.0 MN on the top slab of the basement structure. This huge concentrated load had to be transferred by means of heavy-duty auxiliary supports in the basement structure into the foundation.*

*A basic question in connection with prefabrication is the question of the allowable tolerances. Many details such as the supports of the steel roof trusses and the installation of the post-tensioning cables allow a deviation of less than 1 to 2 cm. These tolerances could be achieved by strict controls. A surveyor carefully checked the locations of all system axes after the completion of each construction stage. All parties involved in the construction of the stadium fully cooperated to achieve the required precision. Expensive and time-consuming corrective measures were not nec-*

ren Stahlstütze und des geringen Abstandes (Hebelarm) der beiden Dachabstützungen entstehen beim äusseren Dachauflager grosse horizontale und vertikale Reaktionen (hauptsächlich Zugkräfte). Die massgebenden Designlasten betragen ca. 2200 kN als Normalkraft (Zug) und 450 kN als Querkraft.

Ein weiteres gestalterisches Element ist die 9 m hohe, ovale Stützscheibe. Sie ist über zwei Vorspannkabel sowohl mit dem Biegeträger als auch mit dem darunter liegenden Ortbetonrahmen zugfest und biegesteif verbunden und verleiht dem Rahmen so die notwendige Stabilität. Die Bruchlasten der beiden Kabel betragen 5247 kN und 2862 kN. Die Montagearbeiten der Tribünen konnten innerhalb von 4 Monaten durchgeführt werden (Bilder 7 und 8). Dies wurde durch die komplette Vorfabrikation aller Elemente vor Baubeginn und durch eine effiziente und flexible Planung vor Ort ermöglicht. Die stufenförmigen Sitzelemente sind auf 45 bzw. 50 cm breiten Trägern in einem Mörtelbett versetzt worden. Alle Befestigungselemente und Verankerungen sind bereits in die vorgefertigten Elemente eingelegt worden, um die Montagearbeiten vor Ort optimal vorzubereiten und zu beschleunigen. Die Montage der Elemente erfolgte mit zwei Mobilkränen vom Stadioninneren aus. Die maximale Belastung auf die Spielfelddecke entstand durch das Versetzen der 300 kN schweren Träger bei einer Ausladung von 33 m. Dabei verursachte der Kran Abstützlasten von 1 MN auf die Flachpilddecke. Temporäre Schwerlaststützen, die nach den Montagearbeiten wieder demonitiert wurden, leiteten diese hohen Lasten über die Bodenplatte in den Baugrund ein.

Eine besonders wichtige Frage in der Planung und der Vorfabrikation der Elemente ist die Frage der zulässigen Toleranzen gewesen. Viele Details wie das Auflager des Stadionsdaches oder die nachträglich einzuziehenden Vor-

essary. Therefore, the subsequent post-tensioning works and the erection of the roof could be carried out without any problems.

At the corners of the spectator areas, 40 cm wide joints were provided, which allowed the lateral adjustment of the seating elements. These joints were closed in situ with concrete at the end of the construction.

### Stadium roof

A special feature of the stadium is the steel roof consisting of 74 steel trusses with a length of 26.5 m at a spacing of 8.0 m. The trusses are interconnected by purlins, an edge girder, a wind diaphragm, and tension rods to prevent lateral buckling of the girders. Two columns support each truss. The interior column is located in the upper part of the spectator area. This solid steel inclined column has a diameter of only 18 cm and is hardly visible. The supporting column located along the exterior stadium wall (belonging to the upper girder) is made of reinforced concrete. Wind bracings carry the in-plane forces in the roof resulting primarily from wind and earthquake actions.

In the final state, the steel structure is no longer visible due to the membranes of the roof. The upper membrane is made of a corrugated steel profile SP35. The lower perforated membrane system is filled with mineral wool to prevent condensation problems. Both the upper and lower membranes are designed for the full local wind loads. The roof area is ca. 12,000 m<sup>2</sup>, the average steel mass of the roof is 100 kg/m<sup>2</sup>, whereof 61 kg/m<sup>2</sup> are the mass of the structural steel.

The main design loads for the roof were wind, snow and dead loads, including the weight of a 110-kN video board and its supporting steel structure placed at the edge of the roof. From the structural point of view, these loads are essentially of static nature. The main dynamic load is caused by the vertical earthquake

Vorspannen der Kabel.  
Post-tensioning of the steel cable.



component. The vertical acceleration acting on the roof is of the order of 0.32 g. Due to the small weight of the steel roof, the resulting seismic forces are relatively small compared to the snow load of 0.9 kN/m<sup>2</sup>.

The erection of the stadium roof was carried out from within the stadium. The 26.5 m long welded steel trusses were manufactured in two parts in a workshop and transported to the site. The trusses were made of standard steel profiles. At the site, two girders together with the purlins, the stiffening elements and the lower roof membrane were preassembled and then lifted onto the supports by a mobile crane (figure 9). As these roof elements of 8 m x 26.5 m with a weight of 200 kN were sufficiently stiff, temporary supports and stiffeners could be avoided.

### Façade

A special architectural feature of the stadium is the exterior façade and the visible inclined upper part of the roof. In total, 4360 polycarbonate elements are used in the stadium façade. These elements are attached to an auxiliary aluminium structure, which is sup-

spannkabel durch drei verschiedene Bauteile erlaubten eine Abweichung von weniger als 1 bis 2 cm. Diese Toleranzen konnten nur durch eine ständige Überwachung eingehalten werden. Durch einen engagierten Geometer sind die Bauwerksachsen nach jeder Bauetappe immer wieder neu eingemessen worden. Alle am Bau beteiligten Planer und Arbeiter haben ihren Beitrag dazu geleistet, um die geforderte Genauigkeit zu erreichen. Teure und zeitraubende Korrekturmassnahmen konnten so vermieden werden. Die Vorspannarbeiten und die Montage des Stadionsdaches wurden dadurch problemlos realisiert.

In den jeweiligen 45°-Ecken der oberen Tribüne sind 40 cm breite Fugen vorgesehen worden, unter denen sich keine Tribünenstützen befinden. Diese Fugen erlaubten, grössere Abweichungen in den darunter gelegenen Ortbetontragkonstruktionen an dieser Stelle durch die Tribülenelemente wieder zu kompensieren. Diese Fugen sind nach Abschluss der Montage in Ortbetonbauweise biegesteif mit den angrenzenden Elementen geschlossen worden.

### Stadionsdach

Ein besonderer Blickfang des Stadions ist das Dach, welches von 74 Stahlfachwerkträgern mit einer Länge von 26,5 m und einem Achsabstand von i.d.R. 7,76 m und 8,00 m getragen wird. Die Fachwerkträger sind über Pfetten, Stirnfachwerkträger, Windverbände und Zugglieder zur Erhöhung der Kippstabilität miteinander verbunden. Zwei Abstützungen tragen jeden Träger. Die innere Stütze ist auf dem oberen Tribünenstützen abgestellt. Dabei wird das Stützenprofil RND180 je nach Standpunkt des Betrachters kaum wahrgenommen. Die äussere Abstützung als Bestandteil des oberen Tribünenstützen besteht aus vorgefertigtem Spannbeton. Aussteifende Verbände übernehmen die Hori-

zontalkräfte in der Dachebene, welche aus den Wind- und Erdbeneinwirkungen resultieren.

Nach Abschluss der Montagearbeiten ist die tragende Dachstruktur heute für den Stadionbesucher nicht mehr ablesbar. Dies liegt an den beiden Membranen auf der Ober- und der Unterseite des Daches. Die obere Dachhaut besteht aus einem gewellten Dachblech vom Typ SP35. Als untere Dachhaut hat man wegen der Akustik ein gelochtes Blech gewählt, welches zur Vermeidung einer Wasserkondensation auf der Dachunterseite mit Mineralwolle isoliert ist. Die Dachfläche beträgt ca. 12 000 m<sup>2</sup>, der durchschnittliche Stahlbedarf betrug 100 kg je Quadratmeter Dachfläche, wovon 61 kg auf die Tragstruktur entfielen.

Für die Dimensionierung des Daches sind die statischen Einwirkungen infolge Eigengewicht, Wind, Schnee und Nutzlasten erfasst worden. Weiter befinden sich im Stadion am Dachrand zwei Videotafeln, die zusammen mit ihrer Unterkonstruktion 110 kN wiegen. Die massgebende dynamische Einwirkung in vertikaler Richtung würde durch ein Erdbeben mit einer Vertikalbeschleunigung von 0,32 g verursacht. Aufgrund des geringen Dachgewichtes jedoch resultiert eine seismische Belastung, die im Vergleich zur rechnerischen Schneelast relativ klein und damit vernachlässigbar ist.

Die Montage des Stahldaches erfolgte ebenfalls vom Inneren des Stadions aus. Die 26,5 m langen geschweissten Fachwerkträger sind im Werk in zwei Teilen erstellt und anschliessend zur Baustelle transportiert worden. Dort sind nach dem Schliessen des Montagestosses zwei Fachwerkträger mit den dazwischen liegenden Pfetten, den aussteifenden Profilen, dem Stirnfachwerkträger und der unteren Dachhaut als ein Montageelement der Grösse 8 x 26,5 m zusammengestellt worden. Diese 200 kN schweren Elemente wurden dann

ported by a steel construction that is anchored into the concrete structure. As a result, the complex structural system of the stadium is no longer visible from outside.

The façade of the nine-story building is quite different from the futuristic plastic elements used in the stadium. Precast elements with a honeycombed surface are used (figure 10). A special problem for these non-structural elements was the formwork, which was made of concrete based on a plywood model.

### Special environmental and spectator comfort features

Wind tunnel investigations were carried out by RWDI, a specialised wind engineering consultant in Canada, to study the effect of natural ventilation of the turf by opening of the façade elements and to investigate the microclimatic conditions of the turf. For the environmental wind investigations, a 1:400 model of the stadium together with the surrounding area within a radius of 460 m was used.

The microclimatic conditions of the turf were established based on the hourly meteorological data of 1992 to 1998 available from the station Basel-Binningen and the wind conditions within the stadium determined by means of the wind tunnel tests using the wind data from Basel-Binningen. The microclimatic conditions were determined on a daily basis and condensed into monthly and annual charts. The microclimatic parameters are the mean temperature, the mean humidity, the wind velocity and the solar radiation at different locations of the turf. The solar radiation within the soccer field varies significantly; it is roughly twice as large at the northwestern corner than at the southeastern corner. Besides these factors, the condition of the turf depends also on precipitation, irrigation, drainage, etc. The investigation showed that the ventilation of the turf could

mit einem Mobilkran auf ihre Abstützungen gestellt (Bild 9). Aufgrund der ausreichenden Eigenstabilität dieser Montageeinheiten konnte man auf zusätzliche Hilfsabstützungen und -aussteifungen verzichten.

## Fassade

Ein besonderes und einzigartiges Merkmal des Stadiondesigns sind die Aussenfassaden und die von aussen sichtbaren Schrägdächer des Stadions. 4360 Polycarbonat-Lichtkuppeln sind über eine Zwischenkonstruktion aus Aluminium auf das Fassadentragwerk geklemmt. Dieses Tragwerk besteht aus Stahlhohlprofilen in Pfosten-Riegel-Bauweise und ist in der Betonkonstruktion verankert. Die Fassade des Gebäudes entlang der St.-Jakob-Strasse unterscheidet sich deutlich in Form, Farbe und Material von den futuristisch wirkenden Kunststofflichtkuppeln. Vorfabrizierte Betonelemente mit einer honigwabenähnlichen Oberfläche prägen hier das Erscheinungsbild (Bild 10). Die Schalungen der vorgehängten Fassadenelemente wurden ebenfalls aus Beton hergestellt, die wiederum mit Hilfe eines Schalungspositivs aus Holz konstruiert wurden.

## Mikroklimatische Untersuchungen und Zuschauerkomfort

RWDI (Ontario, Kanada) (s.o.) ist als Spezialist für Windkanalversuche damit beauftragt worden, einerseits den Einfluss der Windigkeit auf dem Spielfeld in Abhängigkeit unterschiedlicher Fassadenöffnungen zu definieren und andererseits die mikroklimatischen Bedingungen auf dem Rasen (unterstützt durch zusätzliche Computerberechnungen) zu untersuchen. Für die Winduntersuchungen im Windkanal ist der St.-Jakob-Park mit seiner Umgebung im Radius von 460 m im Massstab 1:400 modelliert worden.

Für die Ermittlung der mikroklimatischen Bedingungen griff

*not be improved substantially by opening of the façade elements. The user comfort, which depends mainly on the wind environment, the ambient temperature and the solar radiation, was assessed as adequate for sitting in all spectator areas.*

## Summary

*The new St. Jakob Park stadium has been successfully completed in time and within budget. It has already become an architectural landmark in Basel. At the same time, it serves as a model for new soccer stadiums planned in other parts of Switzerland.*

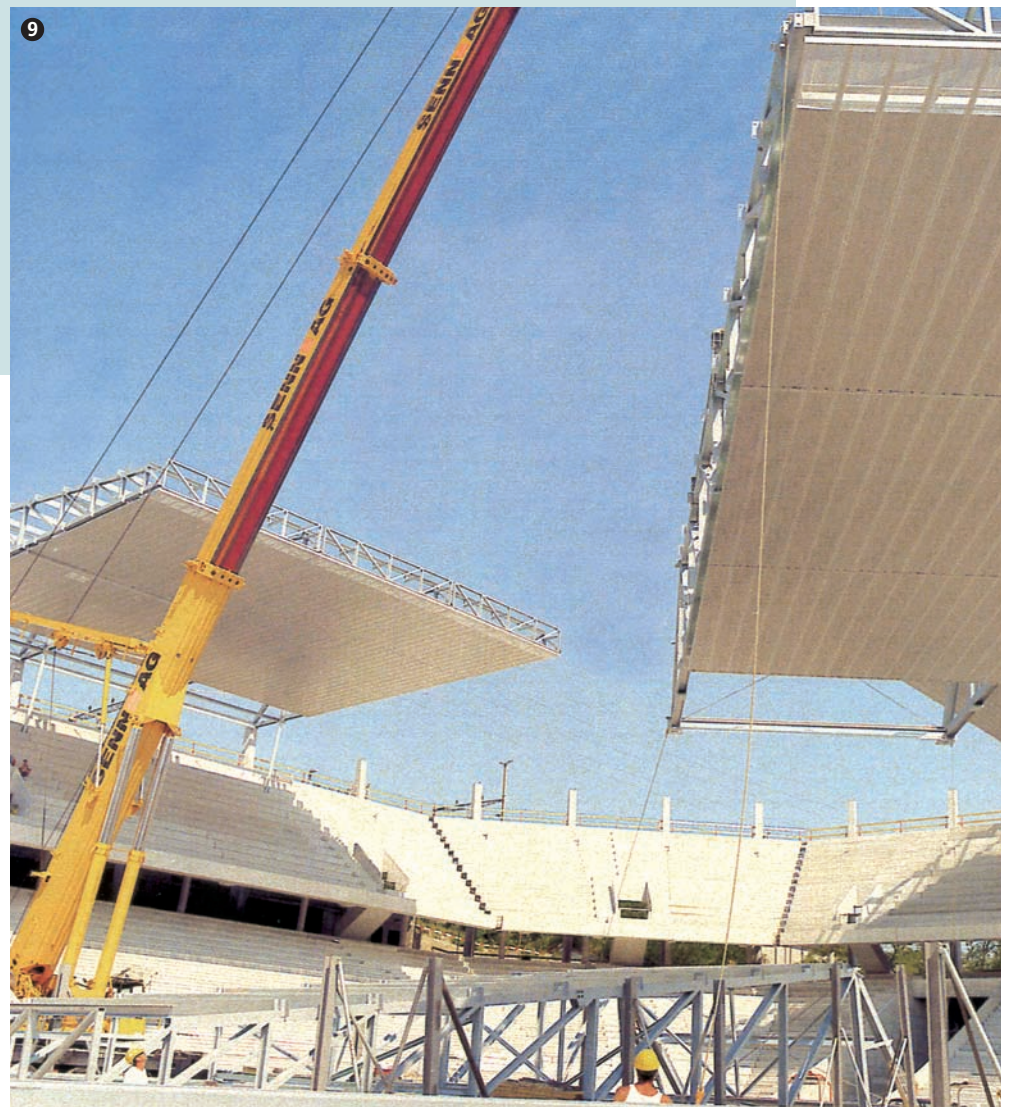
*The new stadium has been a great success. It has attracted very large*

*crowds to the games of the Basel soccer team. The main reasons for the economic success are the multipurpose concept of the stadium fostered by the developer and also the easy access by public transport.*

## Acknowledgement

*The authors are grateful to the General Contractor Marazzi Ltd. for their continuous support and kind cooperation in the design and construction of the stadium and for the permission to publish the details of this extraordinary project.*

Montage eines zusammengesetzten Dachelements der Grösse 8 x 26,5 m.  
Erection of the preassembled roof elements (8 x 26.5 m).





Fassade des Stadions und des Gebäudes.  
*Facade of the stadium and the nine-storey building (view at the corner).*

man auf die meteorologischen Daten von der nahe dem St.-Jakob-Park gelegenen Station Basel-Binningen aus den Jahren 1992 bis 1998 zurück. Basierend auf diesen Daten wurden dann im Windkanal die Windigkeit auf dem Spielfeld und auch auf den Tribünen bestimmt. Die mikroklimatischen Tagesverhältnisse sind auf Abbildungen resp. Tabellen im Monats- und Jahresrhythmus dargestellt worden. Dabei sind im einzelnen der Temperaturverlauf, die Luftfeuchtigkeit, die Windigkeit und die Besonnung an verschiedenen Orten im Stadion festgehalten worden. Die Untersuchungen im Windkanal zeigten, dass die Luftzirkulation auf dem Spielfeld durch einzelne Fassadenöffnungen nicht wesentlich verbessert wird. Die Besonnung des Spielfeldes hängt

sehr stark von der Himmelsrichtung und der Tageszeit ab. So ist die Dauer der Besonnung in der Nordwestecke etwa zweimal so gross wie in der Südostecke des Stadions. Der Zuschauerkomfort wird anhand der Parameter Wind, Umgebungstemperatur und Besonnung aufgrund dieser Studien in allen Bereichen des Stadions positiv bewertet.

### Zusammenfassung

Der neue St.-Jakob-Park konnte erfolgreich innerhalb der zeitlichen und wirtschaftlichen Vorgaben fertig gestellt werden. Er ist heute ein weiterer architektonischer Meilenstein in der Stadtentwicklung Basels. Das Gesamtkonzept dieses Bauwerks hat grossen Vorbildcharakter für viele weitere Stadionprojekte, welche zurzeit in der Schweiz geplant

werden oder deren Ausführung bereits begonnen hat. Das neue Stadion ist in der Region mit grossem Enthusiasmus aufgenommen worden, sodass die Fussballanhänger des FC Basel in grossen Scharen «ihre» Heimspiele besuchen. Den wirtschaftlichen Erfolg ermöglichen aber neben der guten Anbindung an den öffentlichen Verkehr die vielen attraktiven Funktionen, die zu einer Nutzung des Bauwerks 24 Stunden täglich an 365 Tagen im Jahr führen.

### Dank

Für die angenehme Zusammenarbeit bei der Projektierung des neuen Stadions möchten wir uns bei der Marazzi Generalunternehmung bedanken, die uns auch einen grossen Teil der Bilddokumentation zur Verfügung gestellt hat.

#### Verfasser / Authors

Walter Wiedmer  
 dipl. Bauing. ETH  
 Rothpletz, Lienhard + Cie AG  
 Blumenbergstrasse 50  
 CH-3000 Bern 25  
 rlibern@rothpletz.ch

Jürgen Blanke  
 dipl. Bauing. TH  
 Rothpletz, Lienhard + Cie AG  
 Blumenbergstrasse 50  
 CH-3000 Bern 25  
 juergen.blanke@rothpletz.ch

Martin Wieland  
 Dr. sc. techn., dipl. Bauing. ETH  
 Electrowatt Engineering AG  
 Hardturmstrasse 161  
 CH-8037 Zürich  
 martin.wieland@ewe.ch

Willy Wüthrich  
 Dr. sc. techn., dipl. Bauing. ETH  
 Electrowatt Engineering AG  
 Hardturmstrasse 161  
 CH-8037 Zürich  
 willy.wuethrich@ewe.ch

Tivadar Puskas  
 dipl. Bauing. ETH  
 WGG Schnetzer Puskas Ing. AG  
 Güterstrasse 144  
 CH-4002 Basel  
 ing@wggsp.ch