

Der Neubau des Personenbahnhofs Bern. II. Die Bauausführung

Autor(en): **Portmann, M. / Huber, J.W. / Wachter, H.R.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **84 (1966)**

Heft 39

PDF erstellt am: **17.05.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-68988>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Der Neubau des Personenbahnhofs Bern

DK 656.211.26

II. Die Bauausführung

Fortsetzung von S. 655

Von **M. Portmann**, dipl. Ing., Oberingenieur, Prof. **J. W. Huber**, dipl. Arch., und **H. R. Wachter**, dipl. Ing., Sektionschefs, SBB, Bern

1. Bauvorgang, Bauprogramm

Für die Ausführung der oben beschriebenen umfangreichen Bauten, die in allen drei Dimensionen eng miteinander verflochten sind, war das Vorhandensein eines klaren Bauprogrammes und noch viel mehr einer eindeutigen Konzeption über die Reihenfolge der auszuführenden Arbeiten entscheidend.

So klar von allem Anfang an die Gliederung des Bauprogrammes in drei Hauptphasen war, nämlich 1. Schaffung neuen Raumes durch Abtrag der Grossen Schanze, 2. Umbau der Gleis- und Perronanlage, 3. Neubau der Hochbauten, so mannigfach und schwierig war es oft, die Probleme im einzelnen zu lösen, die Prioritäten zwischen den beteiligten Bauherrschaften festzulegen, Bauprovisorien verschiedener Art zu planen und gelegentlich auch zu improvisieren. Dass hier eine gute Koordination unter allen Beteiligten lebenswichtig war, ist einleuchtend. Dass es aber tatsächlich zu fruchtbarer und die Arbeit fördernder Koordination zwischen den Bauherren SBB, PTT, SZB, Parkterrasse Grosse Schanze und Stadt Bern hat kommen dürfen, verdient rückblickend ebenso gewürdigt zu werden wie die erstandenen Bauwerke selbst, so gut sie auch gelungen sein mögen. Im folgenden soll deshalb neben der Beschreibung der verschiedenen Bauphasen auch auf die Organisation der Bauarbeiten kurz eingegangen werden.

Erste Hauptphase 1957–1961

Diese ersten Baujahre waren vorerst gezeichnet durch den Abtrag der Grossen Schanze und damit die Schaffung neuen Raumes für den erweiterten Bahnhof (Bild 18). Ausserhalb der Betriebsanlagen des alten Bahnhofes konnte so die neue Stützmauer am Nordrand des Gleisfeldes, die unterste Decke des Parkterrasse-Gebäudes im Raume der neuen Perrons 5 und 6, die neue Zufahrtslinie für die BN/GBS-Linien mit dem Donnerbühlentunnel und gegen das Ende dieser Bauphase der neue Perron 6 erstellt werden. Mit diesen Arbeiten eng verbunden war der Neubau der Gleisanlage vor dem Lokomotivdepot Aebimatt (Gleisgruppen *R, S, T, U*) und der Bau der Abstellgruppe *M* in der Vilette. Parallel zu diesen Arbeiten erfolgte ausserdem der mit der Verlängerung der Schanzenbrücke notwendig gewordene völlige Neubau dieser Brücke, und gleichzeitig konnte der grösste Teil der Tunnelsysteme für Gepäck, Post und Kabel ausgebrochen und aus-

gebaut werden. Die Bauarbeiten an der Schanzenbrücke und an den Tunneln tangierten zum ersten Mal auch spürbar den Bahnbetrieb, trotzdem die Tunnel so weit wie möglich bergmännisch erstellt wurden. Doch war der Einbau von Hilfsbrücken an Stellen abfallender Molasseoberfläche oder zu geringer Überdeckung nicht zu umgehen. Noch mussten zwar keine Gleise verlegt und Fahrpläne grundlegend umgestellt werden, aber der Ein- und Ausbau der Lehrgerüste für die Brücke, sowie zahlreicher Hilfsbrücken über den Tunnelbaustellen stellte bereits recht grosse Anforderungen an den Betrieb. Der Umfang der zuletzt genannten Arbeiten kann daran ermessen werden, dass in den Jahren 1960 und 1961 gleichzeitig bis 15 Hilfsbrücken an immer wieder verschiedenen Standorten eingebaut waren.

Die zweite Hälfte dieser Bauphase war ausserdem gekennzeichnet durch die Inangriffnahme des Schanzen tunnels der SZB und der Bauten der neuen Schanzenpost neben dem Burgerspital.

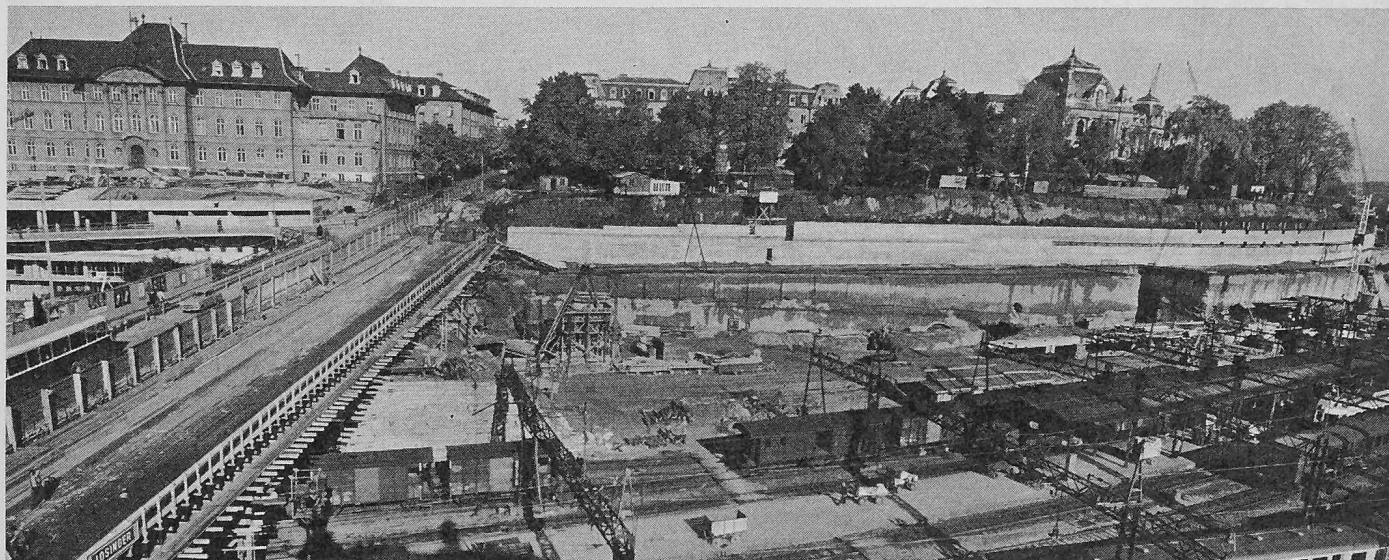
Am 3. Dezember 1961 konnte der neue Perron 6 mit der neuen Zufahrt für BN/GBS dem Betrieb übergeben und damit die erste Bauphase abgeschlossen werden.

Zweite Hauptphase 1961–1965

Die zweite Hauptphase bestand in erster Linie im Umbau der gesamten Gleis- und Perronanlage des Berner Bahnhofes. Etappenweise und unter voller Aufrechterhaltung des Bahnbetriebes wurde ein alter Perron nach dem anderen abgebrochen und auf dem dadurch frei gewordenen Raum durch einen neuen ersetzt und gleichzeitig die ganze Abstellanlage in der Vilette und im Eilgutareal umgebaut. Die Bauarbeiten wickelten sich jetzt auf einer relativ engen Inselbaustelle zwischen in Betrieb befindlichen Teilen der alten und der neuen Bahnhofanlage ab (Bild 19). Über die Probleme dieses etappenweisen Umbaus soll weiter unten eingehender orientiert werden.

Mit grösster Intensität wurde in diesen 4 Jahren auch an den Bauten der Schanzenpost und der Parkterrasse Grosse Schanze gearbeitet. Beide Gebäudekomplexe wurden in dieser Zeit weitgehend fertiggestellt. So konnte die Einstellhalle der Parkterrasse im Februar 1964 ihren Betrieb aufnehmen und die neue Grünanlage im Sommer 1964 dem Publikum zugänglich gemacht werden. Nach einem längeren Umzugsprogramm verliessen die PTT-Betriebe, ohne ihren Be-

Bild 18. Erste Bauphase: Abtrag der Grossen Schanze ausserhalb der Betriebsanlagen des alten Bahnhofes. Links Umbau der Schanzenbrücke.



trieb je unterbrechen zu müssen, im März 1965 ihre Räumlichkeiten am Bollwerk endgültig und richteten sich in den neuen Gebäuden der Schanzenpost neben und über der Perronanlage ein. Auch die Endstation der Postautolinien wurde – vorerst in provisorischer Form – auf die Perrondecke verlegt.

Am 8. August 1965 fand diese Bauphase mit der Inbetriebnahme des neuen Perrons 2 ihren Abschluss. Das letzte alte Perrongleis wurde abgebrochen und der Betrieb völlig auf die neue Anlage umgestellt. Eine spürbare Leistungssteigerung war die unmittelbare Folge dieses Ereignisses, standen dem Betrieb doch erstmals 10 statt der früheren 9 Perrongleise zur Verfügung. Entscheidender als dieses zusätzliche Gleise war allerdings, dass nun erstmals die richtige Zuordnung der Abstellgruppen zu den Perrongleisen spielte, dass die neuen Sicherungsanlagen wenig später im vollen Umfang in Betrieb kamen und

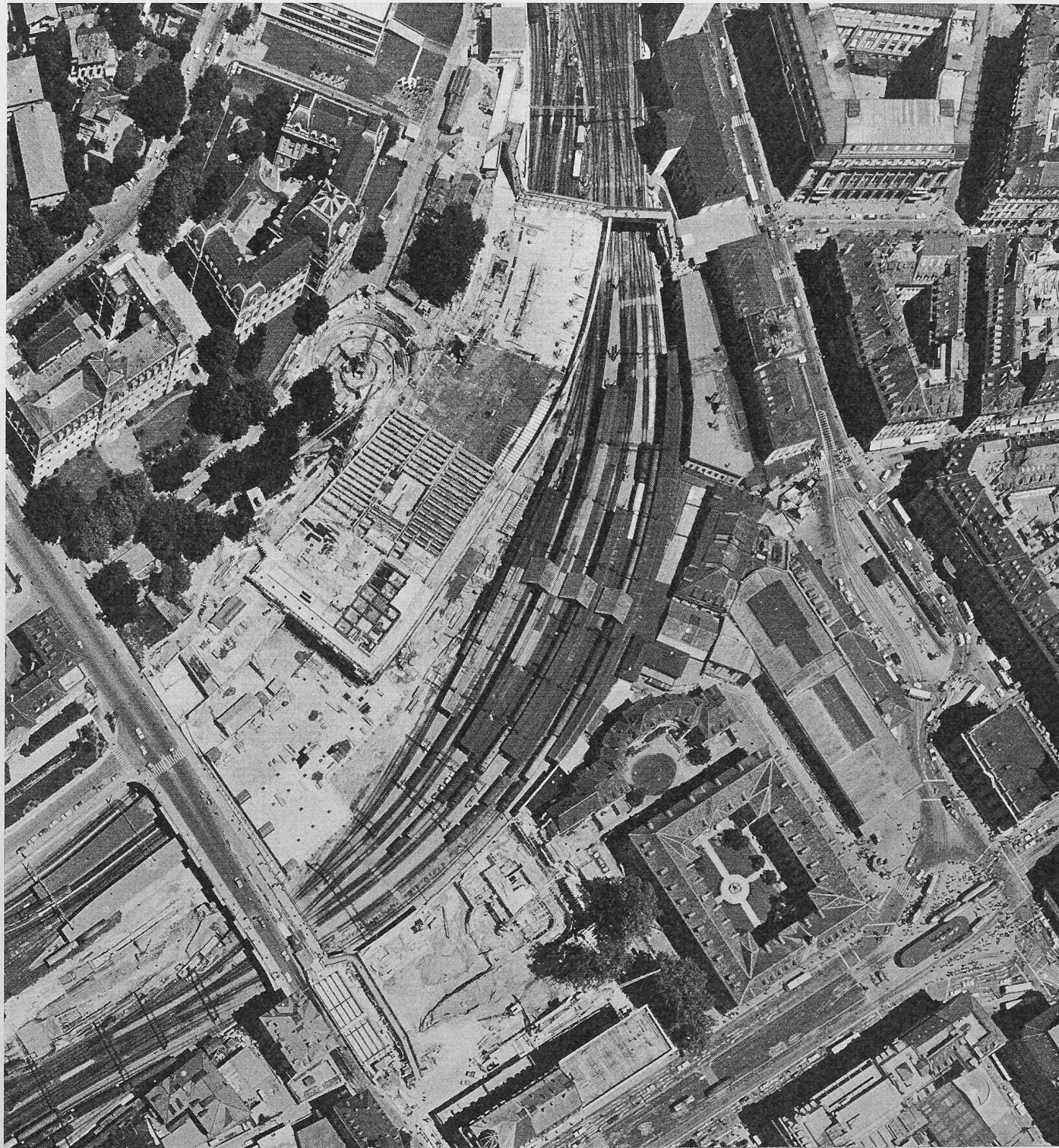
auch der Postbahnhof wenigstens teilweise zur Verfügung stand.

Die Arbeiten an der unterirdischen Einführung der SZB standen am Ende der zweiten Hauptphase ebenfalls kurz vor dem Abschluss. Schon am 21. November 1965 konnte die neue unterirdische Station mit dem 1300 m langen Schanzentunnel in Betrieb genommen und die alte Station vor dem Hotel «Schweizerhof», die 48 Jahre lang ihren Dienst getan hatte, aufgehoben werden.

Dritte Hauptphase 1965–1971

Die letzte Bauphase ist charakterisiert durch das Entstehen der neuen Bahnhof-Hochbauten. Hierüber wird an anderer Stelle eingehend orientiert. Darüber hinaus fällt in die ersten beiden Jahre dieses Abschnittes die Fertigstellung der Perronanlage mit dem neuen Perron 1, die letzte Ergänzung der Tunnelsysteme für Post und Gepäck und die weitgehende Vollendung der Perrondecke.

Bild 19. Luftaufnahme aus der zweiten Bauphase (Etappe Perron 5). Während unter der im Bau befindlichen Parkterrasse der neue Perron 6 bereits in Betrieb ist, wird auf schmaler Inselbaustelle, teilweise unter den Decken von PTT-Querbau und Parkterrasse, teilweise im freien Raum vor diesen am neuen Perron 5 gebaut. Noch sind die alten Perrons 1–4 in Betrieb (Photo EMD, Abt. Flugwesen und Fliegerabwehr)



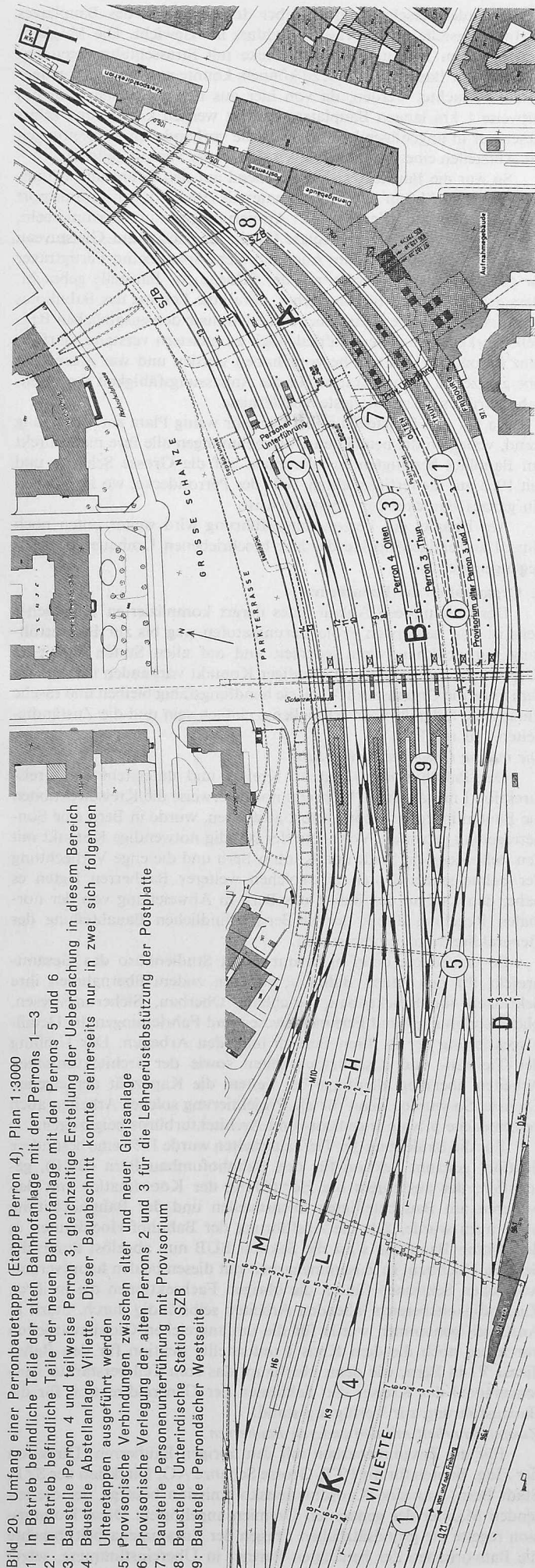


Bild 20. Umfang einer Perronbauetappe (Etappe Perron 4), Plan 1:3000
 1: In Betrieb befindliche Teile der alten Bahnhofanlage mit den Perrons 1—3
 2: In Betrieb befindliche Teile der neuen Bahnhofanlage mit den Perrons 5 und 6
 3: Baustelle Perron 4 und teilweise Perron 3, gleichzeitige Erstellung der Überdachung in diesem Bereich
 4: Baustelle Abstellanlage Villette. Dieser Bauabschnitt konnte seinerseits nur in zwei folgenden Unteretappen ausgeführt werden
 5: Provisorische Verbindungen zwischen alter und neuer Gleisanlage
 6: Provisorische Verlegung der alten Perrons 2 und 3 für die Lehrgerüstabstützung der Postplatte
 7: Baustelle Personenunterführung mit Provisorium
 8: Baustelle Unterirdische Station SZB
 9: Baustelle Perrondächer Westseite

Die PTT werden in dieser Phase den inneren Ausbau ihrer neuen Anlagen weiter vorantreiben und vor allem die noch fehlenden Förder- und Sortiereinrichtungen montieren, die erst einen rationelleren Betrieb und damit den vollen Nutzen aus den neuen Anlagen erbringen werden. Die Postreisestation wird in endgültiger Form erstehen, und gegen Ende dieser Phase wird das heute erst in Skizzen projektierte Einkaufszentrum als verbindendes Glied den verschiedenen Bauten eingefügt werden.

2. Der etappenweise Umbau der Gleis- und Perronanlage

Im folgenden soll kurz auf die speziellen Probleme der zweiten Bauphase, des Umbaus der Gleis- und Perronanlage, eingegangen werden. Dieser Umbau, der in 4 Unteretappen – bezeichnet als Perronbauetappen 5, 4, 3 und 2 – unterteilt wurde, stellte an alle Beteiligten grösste Anforderungen. Eine ganze Reihe von «Randbedingungen» war zu erfüllen, die oft nur schwer auf einen Nenner gebracht werden konnten:

— Der Bahnbetrieb war zu jeder Zeit voll aufrechtzuerhalten. Mit anderen Worten: Die 650 Zugsein- und ausfahrten und rund 3000 Manöverbewegungen mussten täglich fahrplanmässig abgewickelt werden können. Dies war nur möglich, wenn während des ganzen Umbaus mindestens die Kapazität der alten Bahnhofanlage – 9 Perrongleise mit zugehörigen Abstellgleisen – erhalten blieb.

— Die Reisenden mussten jederzeit möglichst bequem oder zum mindesten nicht weniger behindert als in der alten Unterführung die Züge erreichen können. Ihre Zahl schwankt zwischen 40 000 und 80 000 pro Tag.

— Auf Beginn der Expo am 30. April 1964 war der neue Perron 3 zur Verfügung zu stellen, um den alten Perron 2 während der Landesausstellung zusätzlich als Expo-Perron einsetzen zu können. Damit standen für den Bau der Perrons 5, 4 und 3 je 9½ Monate zur Verfügung.

— Die Bauarbeiten wickelten sich auf einer engen, langgestreckten Inselbaustelle ab, eingeklemmt zwischen Teilen der alten und der neuen Bahnhofanlage, ohne direkte Strassenzufahrt.

Jede der vier Perron- und Gleisbauetappen umfasste Arbeiten auf drei bis vier Niveaux, die nur in genauer Abstimmung aufeinander ausgeführt werden konnten. Ihr Umfang ist aus Bild 20 ersichtlich. Es handelte sich um folgende Arbeiten:

Unterirdische Anlagen:

- Abschnitt der Personenunterführung
- Abschnitt der unterirdischen Station der SZB
- Rampen für den Gepäckverkehr als Verbindung von den Perrons zum vorgängig erstellten Tunnelsystem
- Teile des Posttunnelsystems mit Liftschächten

Anlagen auf Gleisniveau:

- Der Perron selbst mit allen zugehörigen Betriebseinrichtungen, Beleuchtungs- und Fernmeldeanlagen, Geländern usw.
- die zugehörigen Perrongleise mit Weichenverbindungen, Fahrleitungs- und Sicherungsanlagen
- Teile der Abstellanlage Villette
- Kabelkanäle, Wasserleitungen, Kanalisationen usw.

Anlagen über den Gleisen:

- den Etappen entsprechende Teile der Perronüberdachung
- Perrondach westlich der Schanzenbrücke

Die Aufzählung ist insofern nicht vollständig, als sie nur die Bauarbeiten für die Neuanlage umfasst. Tatsächlich müsste die Liste mit der Nennung unzähliger Provisorien erweitert werden. Da die Leistungsfähigkeit der alten Anlagen nicht unterschritten werden durfte, waren leistungsfähige Gleisverbindungen zwischen den in Betrieb befindlichen und ständigem Wandel unterworfenen Gleisen der alten und der neuen Bahnhofanlage unumgänglich. Vor allem aber waren die Sicherungsanlagen dem rasch sich verändernden Gleisbild jederzeit anzupassen. Da die neuen Stellwerke ihren Betrieb erst Mitte November 1964 aufnehmen konnten, die drei alten, z. T. noch mechanischen Stellwerke aber voll ausgelastet waren, war sogar die Erstellung von zwei provisorischen Stellwerken (Bilder 21 und 22) zur Überwachung der abschnittsweise wachsenden neuen Anlage notwendig. Diese wurden bereits als Gleisbildstellwerke ausgebildet und erleichterten so die Umstellung und Angewöhnung des Personals an die neuen kommenden Stellwerke.

Der Umfang einer Perronbauetappe lässt sich am besten an Hand einiger Zahlen illustrieren. Im Rahmen einer solchen Etappe wurden im Mittel ausgeführt:

- 3500 m neue Gleise
- 40 Weichen

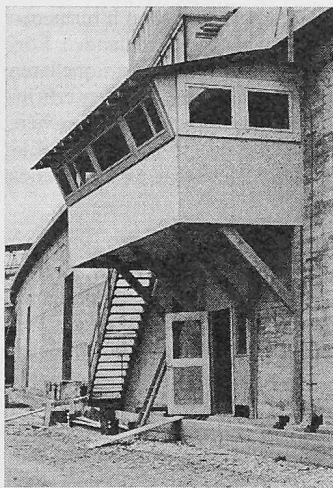


Bild 21. Stellwerk Ostkopf
(1961–1964)

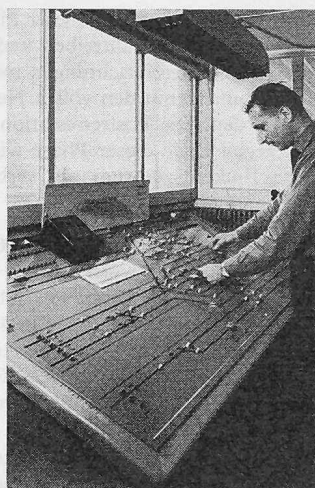


Bild 22. Stellwerk West
(1961–1964) mit Stelltisch (Gleis-
bildstellwerk)

Bilder 21 und 22: Provisorische Stellwerke

- 8 provisorische Verbindungen zwischen alter und neuer Betriebsanlage
- ein Perron mit einer Fläche von 2500 m²
- 4800 m² Perronüberdachung, vergleichbar einem entsprechenden Brückenbau.

Alle bisher genannten Arbeiten spielten sich in einem ganz bestimmten Rhythmus ab. Ihnen überlagerten sich aber noch Arbeiten, die sich aus betrieblichen oder baulichen Gründen in diesen Rhythmus nicht einordnen liessen oder die von ihm unabhängig waren. Zur ersten Gruppe gehörte der Umbau der Ost- und Westköpfe der Gleisanlage. So wurde der Ostkopf in einem Zuge zwischen den Perronbauetappen 4 und 5, der Westkopf ebenfalls in einem Zuge im Rahmen der Etappe 2 umgebaut. Zur zweiten Gruppe gehörte der Bau der sog. PTT-Platte, d. h. der Perrondecke, auf der später der PTT-Querbau errichtet wurde, und die Baustelle des Schanzentunnels SZB, deren einziger Zugang in einem Stollen unter der Bahnhofbaustelle hindurchführte.

Die ständige Aufrechterhaltung des Bahnbetriebes in einer Anlage, die den Bedürfnissen des Betriebes nur noch knapp genügte, machte die längere Sperrung von Betriebsgleisen völlig unmöglich. Sobald deshalb Betriebsgleise berührt oder Fahrleitungen auszuschalten waren, mussten die Arbeiten in die verkehrsschwache Zeit zwischen 00.00 Uhr und 05.00 Uhr verlegt werden. Schwerere Eingriffe in die Betriebsanlagen wie mehrstündige Ausserbetriebnahme von mehr als einem Perrongleis oder Weichenumbauten an den Köpfen der Gleisanlagen konnten überhaupt nur in den Nächten Samstag/Sonntag und Sonntag/Montag, also zu Zeiten stark eingeschränkten Personen-, Post- und Güterverkehrs, durchgeführt werden. Es verwundert deshalb nicht, dass das Personal des Bahndienstes pro Jahr bis 50 Nachtschichten und dasjenige des Fahrleitungsdienstes gar 90 Nachtschichten pro Jahr zu leisten hatte.

Bild 23. Verlad von Aushubmaterial der Inselbaustelle auf Bahnwagen



Besonders erschwerend fiel aber der Charakter des Bauplatzes als Inselbaustelle ohne Strassenanschluss ins Gewicht. Die Möglichkeit, auf dem Niveau der Perrondecke mit Strassenfahrzeugen unmittelbar zur Baustelle fahren zu können, konnte nicht als vollwertiger Ersatz betrachtet werden, da von hier aus nur ein kleiner Teil des zeitweise 1 km langen Bauplatzes bedient werden konnte und selbst dieser nur in ungenügender Weise, da die vorhandenen Fahrleitungen das Aufstellen eines leistungsfähigen Baukranes verunmöglichten.

So war die Baustelle sehr weitgehend auf den Bahntransport angewiesen. Die Abfuhr des Aushubmaterials (Bild 23), der Antransport von Kies, Sand und Zement, von Armierungseisen und Spannkabeln, sowie von Gerüstmaterial erfolgte für die Baustellen auf Gleisniveau fast ausschliesslich per Bahn. Auch sämtliche Spannbeton-Fertigträger für die Perrondecke wurden auf der Schiene zur Baustelle gebracht. Dass die Organe des Bahnbetriebes, vorab die Leitung des Bahnhofes Bern, trotz prekärster betrieblicher Verhältnisse den zusätzlichen Baustellenverkehr zur vollen Zufriedenheit zu meistern verstand, darf als ganz besondere Leistung hervorgehoben werden und war ausserdem eine glänzende Demonstration für die Anpassungsfähigkeit des Eisenbahnbetriebes an schwierigste Verhältnisse.

Da auf den Baustellen selbst nur sehr wenig Platz zur Verfügung stand, verlegten die beteiligten Unternehmungen alle ihre nicht direkt am Bauplatz benötigten Installationen auf die Grosse Schanze und seit 1963 auf die fertiggestellten Teile der Perrondecke, wo inzwischen ein ganzes Barackendorf entstanden ist.

Am Beispiel der Personenunterführung wird weiter unten noch einmal auf einige Aspekte der hier beschriebenen Umbauetappe eingegangen werden.

3. Organisation der Bauarbeiten

Der reibungslose Ablauf eines derart komplizierten Baugeschehens ist von den ersten Projektierungsstufen weg bis zur Bauausführung nur denkbar, wenn jederzeit und auf allen Stufen eine gute Koordination gesichert und ständiger Kontakt vorhanden ist. Ausserdem muss die Organisation – soll sie handlungsfähig bleiben und rasche Entscheide fällen können – möglichst einfach sein und die Zuständigkeiten klar regeln.

Die interne Organisation der SBB

Der Bahnhof Bern liegt im Kreis I und untersteht der Kreisdirektion I in Lausanne. Während normalerweise die Kreisdirektionen die Bauten in ihrem Gebiet selbst ausführen, wurde in Bern eine Sonderregelung getroffen. Vor allem der ständig notwendige Kontakt mit den Behörden von Stadt und Kanton Bern und die enge Verflechtung der bahneigenen Bauten mit solchen weiterer Bauherren legten es nahe, den Umbau des Bahnhofes Bern in Abweichung von der normalen Regelung direkt der in Bern befindlichen Bauabteilung der Generaldirektion zu unterstellen.

So erarbeitete denn nicht nur deren Studienbüro das Gesamtprojekt für den neuen Bahnhof, sondern zudem übernahmen ihre Sektionen für Brückenbau, Hochbau, Oberbau, Sicherungswesen, Niederspannungs- und Fernmeldewesen und Fahrleitungen die Detailprojektierung der in ihren Bereich fallenden Arbeiten. Der Umfang der Tiefbau- und Eisenbetonarbeiten sowie der architektonischen Arbeiten überstieg allerdings bei weitem die Kapazität der eigenen Dienste. So wurden denn für die Projektierung solcher Arbeiten auch verschiedene private Ingenieur- und Architekturbüros beigezogen.

Für die Bauleitung der Tiefbauarbeiten wurde 1958 eine besondere Sektion, genannt Sektion für den Bahnhofumbau Bern (BUB), geschaffen, der ausserdem die Herstellung der Koordination mit den weiteren am Bau beteiligten Dienststellen und der Bahnhofleitung übertragen wurde. Für die Ausführung der Bahnhof-Hochbauten in der dritten Bauphase wird die Sektion BUB nun abgelöst durch die Sektion Hochbau. In Zusammenarbeit mit diesen beiden hauptverantwortlichen Sektionen führen die übrigen Fachsektionen die in ihren Zuständigkeitsbereich fallenden Arbeiten selbständig durch. Stark in Anspruch genommen wurde für die umfangreichen Gleisbauarbeiten vor allem noch die dem Kreis I unterstellte Sektion für den Bahndienst VI in Bern, wie denn überhaupt das zum Teil verstärkte Aussenpersonal des Kreises den Sektionen der Generaldirektion für die Bauausführung zur Verfügung stand.

Zusammenarbeit mit den anderen Bauherren

Für die Zusammenarbeit mit den übrigen Bauherren (Direktion der Eidg. Bauten für die PTT, Grosse Schanze AG, Direktion der SZB, Stadt Bern) war eine Koordinationskommission besorgt, der die leitenden Männer der genannten Gremien angehörten. Diese Kommission regelte die grundsätzlichen Fragen der Zusammenarbeit, brachte die Bauvorhaben der beteiligten Partner in Übereinstimmung, setzte

die Haupttermine des Bauprogrammes verbindlich fest und ordnete die finanziellen Fragen an den zahlreichen Berührungspunkten. Vor allem aber erarbeitete sie die Direktiven an die den einzelnen Partnern unterstellten Bauleitungen, die unter sich für die Belange der Baustellenorganisation eine Koordinationskommission zweiter Stufe bildeten.

Soweit die bahnfremden Bauten mit dem Bahnbetrieb in Berührung kamen, wie z. B. die Perrondecke unter Postbauten und Parkterrasse, die unterirdische Station der SZB, die Posttunnelanlage, wurde deren Ausführung ebenfalls der Bauleitung der SBB übertragen.

Dank dem ungebrochenen Willen aller Partner, für das gemeinsame Bauvorhaben alle Kräfte einzusetzen und getroffene Vereinbarungen auch durch Schwierigkeiten hindurch jederzeit als verbindlich anzuerkennen, darf rückblickend anerkannt werden, dass die Zusammenarbeit ausserordentlich gut gespielt hat. Eine sehr einfache Organisation hat somit genügt, ein grosses und komplexes Bauvorhaben zu verwirklichen. Ihre Bewährung bestand vor allem darin, dass sie es ermöglicht hat, in günstiger Atmosphäre den gemeinsamen Willen zu stärken und das gegenseitige Vertrauen während aller Jahre zu erhalten.

Aus der Fülle der entstandenen Einzelbauwerke sollen nun im folgenden einige für das Bild des neuen Bahnhofes charakteristische oder durch die Art ihrer Ausführung besonders interessante Bauwerke herausgegriffen und einzeln kurz beschrieben werden.

4. Donnerbühl-tunnel

Der Donnerbühl-tunnel ist das bedeutendste Bauwerk der an den Nordrand der Gleisanlagen verlegten doppelspurigen Zufahrt der BN/GBS-Linien in den Bahnhof Bern. Wegen seiner geringen Überdeckung – der Tunnelscheitel liegt 2 bis 8 m unter den Fundamenten verschiedener Liegenschaften (Bild 24) – und den schwierigen Bodenverhältnissen und der damit verbundenen Möglichkeit grösserer Setzungen entschlossen sich die SBB, den Tunnel nach dem Vorschlag der Unternehmungsgemeinschaft *Prader und Locher* in Zürich im Schutze eines kreisrunden Schildes von 10 m Durchmesser voranzutreiben. Die Länge des solchermassen erstellten Tunnelteilstückes be-

trägt 260 m, während die restlichen Abschnitte des total 400 m langen Tunnels im Tagbau erstellt werden konnten (Bild 25).

Die Ausführung des Donnerbühl-tunnels, der umfangreiche Berechnungen und Untersuchungen im Labor und auf der Baustelle vorangegangen waren, ist in der SBZ 1960, Heft 10ff bereits ausführlich beschrieben worden. Die Aufsatzfolge ist ausserdem als Sonderdruck erschienen, sodass auf eine nochmalige Beschreibung verzichtet werden kann. Es kann hier lediglich nachgetragen werden, dass die Erwartungen, die damals an den Baufortschritt gestellt worden sind, voll in Erfüllung gegangen sind, indem täglich 2 bis 3 Tübbingringe versetzt werden konnten, entsprechend einem mittleren Vortrieb von 1,15 m pro Tag (Bild 26). Der Durchschlag erfolgte am 16. September 1960.

Leider konnte in jenem Sonderdruck noch nicht über das Resultat der umfangreichen langfristigen Messungen in Zusammenhang mit dem Donnerbühl-tunnel berichtet werden. Diese Messungen dienten vor allem der Grundlagenbeschaffung für die Minderwertentschädigungen an die im Tunnelbereich liegenden Liegenschaften und setzten sich zusammen aus Präzisionsnivellements, Lärm- und Erschütterungsmessungen. Andererseits wurden an den Tunneltübungen Erd-druckmessungen durchgeführt, um die Berechnungen und Versuche mit den wirklichen Verhältnissen vergleichen zu können. Dabei ergaben sich folgende interessanten Resultate:

Setzungen (Präzisionsnivellement)

Kurz vor dem Durchgang des Schildes zeigte sich bei den meisten Messtellen eine Hebung der Bodenoberfläche in der Grössenordnung von 1 bis 3 mm. Doch unmittelbar nach dem Durchgang folgten Setzungen, die über dem Tunnelprofil innert 30 bis 40 Tagen durchschnittlich 20 mm erreichten. Einzig an einem alten, als Fachwerkkonstruktion erstellten Gebäude mit nur 2,70 m Überdeckung wurden Setzungen zwischen 30 und 55 mm gemessen. Da der Schilddurchmesser unmittelbar hinter der verstärkten Schneide um 36 mm kleiner wurde und da der dadurch entstehende Hohlraum nicht injiziert werden konnte, sind Setzungen dieser Grössenordnung bei geringer Überdeckung zu erwarten gewesen. Die Messungen zeigen aber deutlich,

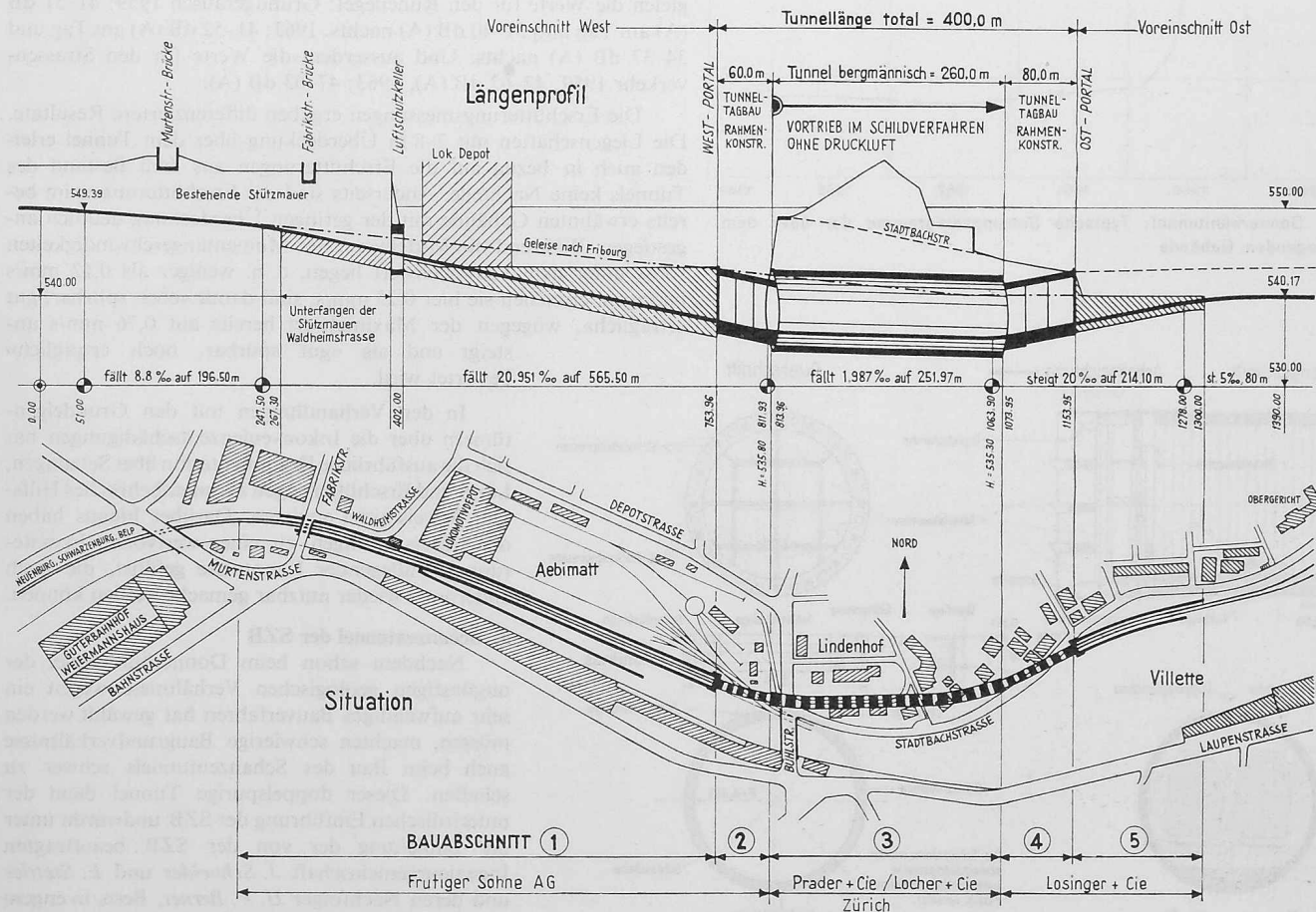


Bild 24. Donnerbühl-tunnel: Lageplan rd. 1:8500 und Längenprofil rd. 1:850

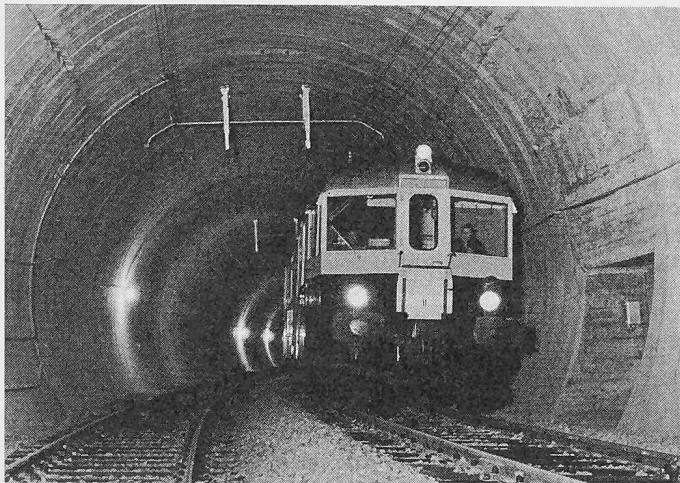


Bild 25. Der fertiggestellte Donnerbühlunnel

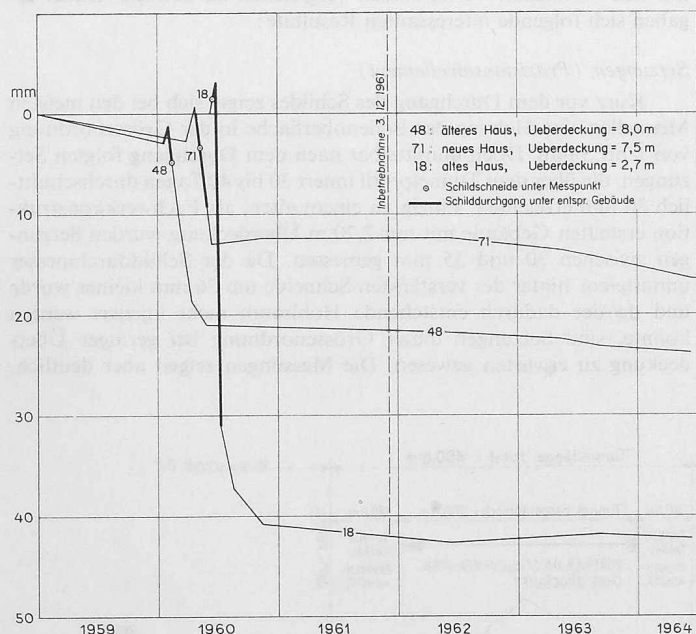


Bild 27. Donnerbühlunnel: Typische Setzungsdiagramme der über dem Tunnel liegenden Gebäude

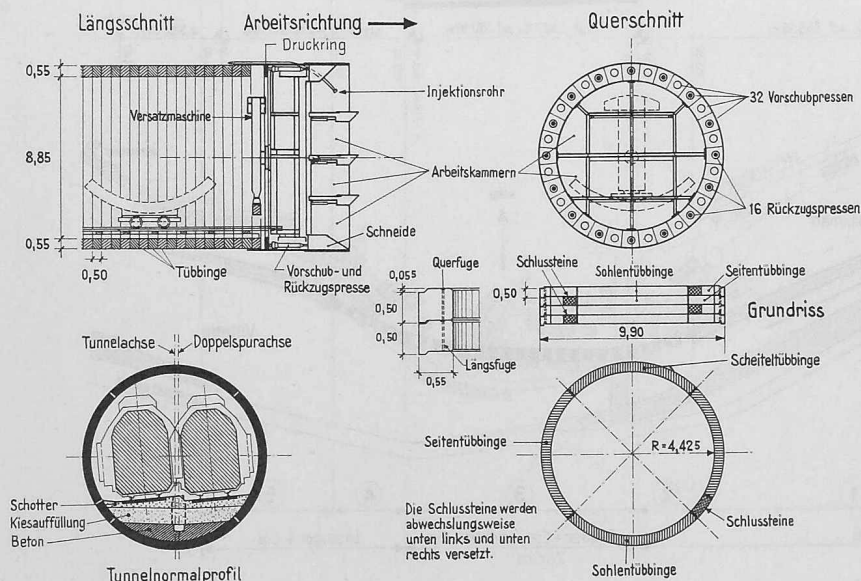


Bild 26. Donnerbühlunnel Schildvortrieb, Längs- und Querschnitt 1:400

dass diese sich bei grösserer Überdeckung schnell verkleinerten. Da darüber hinaus keine weiteren Setzungen festgestellt werden konnten, ist erwiesen, dass es gelungen ist, die beim Vordrücken des Schildes rund um die Tübbinge entstandenen Hohlräume durch die laufend durchgeführten Mörtelinjektionen vollumfänglich zu füllen (Aussendurchmesser des Schildes 10,10 m, der Tübbinge 9,95 m).

Dank der geringen Setzungen waren auch die Schäden an den Liegenschaften gering. Sie bestanden vor allem in gewissen Rissbildungen, erreichten aber in keinem einzigen Fall ein für ein Gebäude irgendwie gefährliches oder wesentlich wertverminderndes Ausmass. Ebenfalls genau kontrolliert wurden die Spätsetzungen. Diese betrugen in den 4 Jahren nach Fertigstellung des Tunnels lediglich etwa 1 mm pro Jahr, sind aber heute am Ausklingen.

Erddruckmessungen

Interessanterweise nahm der nach dem Schilddurchgang auf den Tunnelquerschnitt wirkende Erddruck nur langsam und parallel zum Anwachsen der Setzungen zu, um ebenfalls wie die Setzungen nach etwa 30 Tagen sein Maximum zu erreichen. Die gemessenen Werte stimmen erstaunlich gut mit den vom Ing.-Büro P. Kipfer in Bern nach Terzaghi errechneten Werten überein; dort, wo Abweichungen vorkommen, liegen die gemessenen Werte tiefer als die theoretisch ermittelten.

Lärm- und Erschütterungsmessungen

Mit Hilfe dieser beiden Messungen sollte abgeklärt werden, ob und allenfalls in welchem Ausmass den Liegenschaften im Tunnelbereich infolge des Bahnbetriebes durch den neuen Tunnel Nachteile erwachsen. Diese Messungen wurden unter Leitung der EMPA durchgeführt, der die Messgruppe der Sektion Brückenbau der GD/SBB zur Verfügung stand. Die Auswertung erfolgte ganz durch die EMPA.

Es war eigentlich nie zu befürchten gewesen, dass der Bestand des Tunnels irgendwelchen Mehrlärm verursachen würde. Trotzdem war die völlige Bestätigung dieser Annahme durch die Messung sehr wertvoll. Während der mittlere Schallpegel von ausserhalb des Tunnels vorbeifahrenden Zügen (Spitzenwert jedes Zuges) für alle Liegenschaften 1959 zwischen 47,5 und 68 dB (A)-Einheiten schwankte, betrugen die entsprechenden Werte 1963, also nach Inbetriebnahme des Tunnels 46 bis 65 dB (A). Demgegenüber beträgt der Schallpegel für Züge, die durch den Tunnel verkehren, nur 40–63 dB (A). Als Vergleich die Werte für den Ruhepegel: Grundgeräusch 1959: 41–51 dB (A) am Tag und 31–40 dB (A) nachts. 1963: 41–52 dB (A) am Tag und 34–37 dB (A) nachts. Und ausserdem die Werte für den Strassenverkehr 1959: 42–62 dB (A), 1963: 47–63 dB (A).

Die Erschütterungsmessungen ergaben differenziertere Resultate. Die Liegenschaften mit 7–8 m Überdeckung über dem Tunnel erleiden auch in bezug auf die Erschütterungen aus dem Bestand des Tunnels keine Nachteile. Andererseits sind die Erschütterungen im bereits erwähnten Gebäude mit der geringen Überdeckung deutlich angestiegen. Während die Mittelwerte der Momentangeschwindigkeiten sonst unter dem Schwellenwert liegen, d. h. weniger als 0,12 mm/s betragen, erreichen sie hier 0,25 mm/s, sind damit «eben spürbar, gut erträglich», wogegen der Maximalwert bereits auf 0,76 mm/s ansteigt und als «gut spürbar, noch erträglich» bewertet wird.

In den Verhandlungen mit den Grundeigentümern über die Inkonvenienzenbeschädigungen hat sich die ausführliche Dokumentation über Setzungen, Lärm und Erschütterungen als unentbehrliches Hilfs- und Beweismittel erwiesen. Darüber hinaus haben die Untersuchungen zu einer wertvollen Erweiterung grundlegender Kenntnisse geführt, die auch andernorts wieder nutzbar gemacht werden können.

5. Schanzentunnel der SZB

Nachdem schon beim Donnerbühlunnel der ungünstigen geologischen Verhältnisse wegen ein sehr aufwendiges Bauverfahren hat gewählt werden müssen, machten schwierige Baugrundverhältnisse auch beim Bau des Schanzentunnels schwer zu schaffen. Dieser doppelspurige Tunnel dient der unterirdischen Einführung der SZB und wurde unter der Bauleitung der von der SZB beauftragten Ingenieurgesellschaft J. Schneider und E. Stettler und deren Nachfolger H. P. Bernet, Bern, in engem Kontakt mit der Bauleitung des Bahnhofes Bern ausgeführt.

Die Ausführung erfolgte in zwei Losen, einem Hauptlos, das von einem Fensterstollen beim ehemaligen Hirschenpark aus in beiden Richtungen in Angriff genommen wurde, und der sog. Moränenstrecke, die unmittelbar an die unterirdische Station und damit den Bahnhof anschloss und eine Länge von 380 m aufwies. Hier interessiert vor allem dieses zweite Los. Schon seine Bezeichnung als «Moränenstrecke» weist darauf hin, dass der Tunnel, der sonst zum grössten Teil in der Molasse liegt, eine Moränenpartie zu durchqueren hatte. Es war zwar nach jahrelangen Studien und Bodenuntersuchungen gelungen, für den Tunnel eine Linienführung zu finden, die einen nach Norden verlaufenden schmalen Molasserücken ausnützen konnte, doch war wegen der vorgeschriebenen Neigungen von max. 25‰ nicht zu vermeiden, dass der Tunnel auf eine Länge von rund 180 m aus der Molasse heraustrat und durch Moränenmaterial geführt werden musste. Die durchgeführten Bodenuntersuchungen liessen allerdings keine unüberwindlichen Schwierigkeiten erkennen. Die in den Bohrlöchern festgestellten Wasserniveaus ergaben keinen zusammenhängenden Grundwasserspiegel.

Ziemlich genau am vorgesehenen Ort gelangte die Unternehmung im Oktober 1961 aus der steil abfallenden Molasse in das Lockermaterial. Während man bisher den Tunnel als volles Profil ausgebrochen hatte, wurden nun aus Sicherheitsgründen zwei Sohlstollen vorangetrieben. Nach Einbrüchen von wasserübersättigtem Silt musste man dieses Vorhaben dann aber nach 60 m abbrechen und die Stollen schliessen. Die Gefahr für die über dem Tunnel liegende Bebauung und die Belegschaft im Tunnel wurde zu gross. Ende November 1961 wurde der Tunnelvortrieb eingestellt.

Während die Arbeiten im Tunnel ruhten, folgte ein Jahr intensivster Untersuchungen. Verschiedene in- und ausländische Firmen wurden eingeladen, ihre Vorschläge für die Durchfahrung der Siltschichten einzureichen, wobei die Professoren *Haefeli*, Zürich, und *Rutsch*, Bern, als Experten wirkten. Es würde im Rahmen dieses Aufsatzes zu weit führen, alle diskutierten Möglichkeiten und durchgeführten Untersuchungen eingehend zu beschreiben. Immerhin sollen stichwortartig die wichtigsten Varianten erwähnt werden:

— *Elektro-Osmose*: Entwässerung der Siltschichten durch Anbringen eines elektro-osmotischen Feldes, das die Wassermoleküle aus ihrer Bindung an die Feinstbestandteile lösen soll. Leider verhinderten aber zwischen den Siltschichten vorhandene grobkörnige, stark wasserführende Schichten eine wirksame Entwässerung, so dass der durchgeführte Grossversuch ergebnislos abgebrochen werden musste.

— *Verfestigungsinjektionen*: Wegen der Feinheit des Materials kamen Zementinjektionen ohnehin nicht in Frage. Gutachten ausländischer Spezialfirmen ergaben, dass auch mit chemischen Injektionsmitteln kein Erfolg zu erwarten war.

— *Verdrängungsinjektionen*: Der Versuch, die scheinbar breiigen Siltschichten durch eingepressten Zement zu verdrängen, misslang. Sondierungen mit der Drucksonde haben denn auch gezeigt, dass sich die ungestörten Siltschichten nicht in einem breiartigen Zustand befinden. Der Zusammenbruch des Gefüges erfolgt erst durch Erschütterungen oder mechanische Eingriffe.

— *Vakuumsentwässerung*: Kam wegen der geringen Durchlässigkeit des Materials nicht in Frage.

— *Entwässerung durch Bohrungen*: Da die einzelnen Wasseradern unter sich nicht zusammenhängen, wäre eine wirksame Entwässerung nur durch eine sehr grosse, praktisch nicht realisierbare Zahl von Bohrungen erfolgversprechend gewesen.

— *Schildvortrieb*: Da der untere Teil des Tunnelprofils zum Teil in der Molasse gelegen wäre, wäre ein Schildvortrieb mit sehr grossen Schwierigkeiten verbunden gewesen. Trotzdem wurde durch Luftdichtigkeitsversuche abgeklärt, ob ein Vortrieb unter Druckluft in Frage kommen konnte. Die Versuche verliefen negativ.

— *Gefrierverfahren*: Vier Firmen waren in der Lage, ein Angebot für das Durchqueren der kritischen Stelle im Gefrierverfahren zu unterbreiten. Voraussetzung wäre allerdings ein kleiner Arbeitsstollen gewesen, der über dem Tunnelscheitel unter Druckluft vorgängig hätte vorangetrieben werden müssen. Die exorbitanten Kosten in der Höhe von 7 Mio Fr. (für 120 m Tunnel) und eine gewisse Unsicherheit, ob allfällig stark fließendes Wasser den erwarteten Erfolg hätte illusorisch machen können, legten den Verzicht auch auf dieses Verfahren nahe.

Man wäre also am Nullpunkt angelangt gewesen, hätten nicht die weiter vorangetriebenen Bodensondierungen gezeigt, dass eine Absenkung des Tunnels um 8 m an der tiefsten Stelle ein Verbleiben fast des gesamten Tunnels in der Molasse ermöglichen würde. Einzig eine Lockergesteinsrinne von 20 m Länge war auch so nicht zu umgehen (Bild 28).

Dabei mussten zwar Gefälle von 45‰ und ein Absenken der bereits erstellten Tunnelpartie vom Bahnhof her in Kauf genommen werden (Bild 29). Nach eingehender Abklärung der traktionstechnischen Seite konnten die sich ergebenden Nachteile der grösseren Steigung durch entsprechende Anordnung der Signale und Blockstrecken auf ein tragbares Mass vermindert werden. Nun war der Weg frei für die Wiederaufnahme der Bauarbeiten im Januar 1963. Ein vorerst auf dem abgesenkten Trasse vorangetriebener Sohlstollen lieferte letzte Gewissheit über die Bodenverhältnisse, doch ergaben sich glücklicherweise keine neuen Schwierigkeiten. Am 5. Juni 1963 erfolgte der Durchschlag des Sohlstollens. Die übrigen Arbeiten schritten rasch voran und sogar die Lockergesteinsrinne bot keine sehr grossen Schwierigkeiten mehr, da der Sohlstollen offenbar als wirksame Drainage wirkte. Ende August 1964 war der Rohbau des gesamten Tunnels beendet.

6. Die Tunnelsysteme für Post, Kabel und Gepäck

Der Bau der verschiedenen Tunnelsysteme erfolgte zum grössten Teil in der ersten Bauphase, während in der zweiten und dritten Bauphase lediglich Ergänzungsarbeiten auszuführen waren. Der Bauvorgang war weitgehend gegeben durch die geologischen Verhältnisse (Bild 30) und die Rücksichtnahme auf die Bahnanlagen.

Posttunnelsystem

Wegen der Unterquerung der Personenunterführung und den niveaugleichen Verbindungen zur SZB-Station liegt das Posttunnelsystem relativ tief. Dadurch war es möglich, die Tunnel fast vollstän-

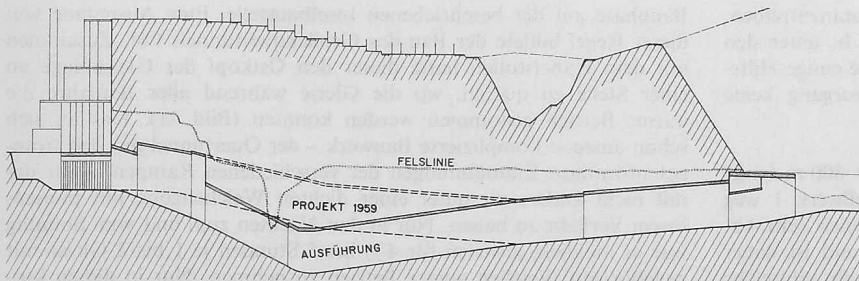


Bild 28. Schanzentunnel der SZB: Längenprofil (schematisch)

Bild 29 (rechts), Schanzentunnel der SZB kurz vor dem Verlegen der Gleise. Im Vordergrund die Stelle, wo der ursprüngliche Tunnelvortrieb infolge von Einbrüchen siltigen Materials eingestellt werden musste. Die nachträgliche Absenkung des vorderen Tunnelstückes ist deutlich erkennbar.

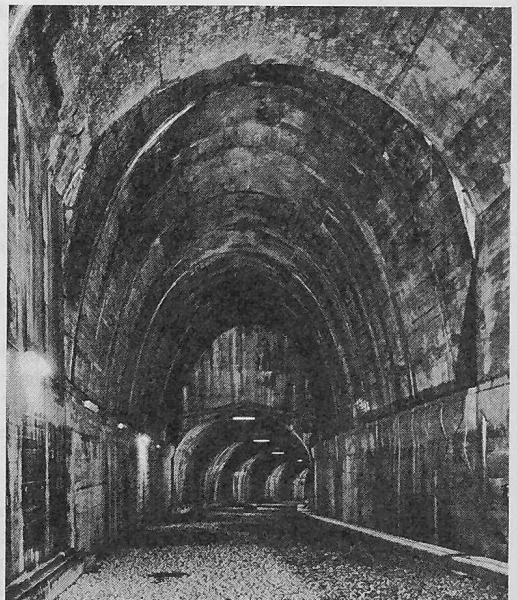




Bild 30. Geologische Verhältnisse im Bahnhof Bern. Verlauf der Molasseoberfläche. Die Perronanlage liegt im Bereich eines grossen Molasserückens, der nach drei Richtungen stark abfällt. Masstab 1:3000

dig in meist gesunder Sandsteinmolasse bergmännisch voranzutreiben. Lediglich an Orten absinkender Molasseoberfläche, d. h. unter den Perrongleisen 1 bis 4, mussten als Sicherheitsmassnahme einige Hilfsbrücken eingebaut werden. Im übrigen bot der Bauvorgang keine besonderen Probleme.

Kabelstollen

Ganz verschiedenartige Abschnitte durchläuft der 800 m lange begehbare Kabelstollen. Zuerst unterquert er von Stellwerk 1 weg die ganze Gleisanlage in der Villette. Er dient dort zugleich dem Abtransport des Kehrichts des Wagenreinigungsdienstes und ist daher ausser durch die Schächte für die Kabelaufstiege durch zahlreiche weitere Schächte mit dem Gleisniveau verbunden. Nach Querung des Gleisfeldes folgt der Kabeltunnel dem Nordrand der Gleisanlage, wobei er so weit irgendwie möglich mit dem Gepäcktunnel eine bauliche Einheit bildet. Gemeinsam werden die beiden Tunnel schliesslich unter dem Ostkopf des Bahnhofes wieder auf die andere Seite der Gleisanlage geführt. Über diesen baulich schwierigsten Abschnitt soll anschliessend berichtet werden.

Gepäcktunnel

Das mit Ausnahme des Längstunnels direkt unter den Gleisen liegende Gepäcktunnelsystem wurde soweit möglich ausserhalb der Betriebsgleise in offener Bauweise erstellt, sei es in der ersten Bauphase unter den neu gewonnenen Flächen, sei es während der zweiten

Bauphase auf der beschriebenen Inselbaustelle. Eine Ausnahme von dieser Regel bildete der Bau des Gepäckquertunnels Ost. Zusammen mit dem Kabelstollen hatte dieser den Ostkopf der Gleisanlage an einer Stelle zu queren, wo die Gleise während aller Baujahre nie ausser Betrieb genommen werden konnten (Bild 31). Das an sich schon äusserst komplizierte Bauwerk – der Quertunnel mit den trompetenförmigen Einmündungen der verschiedenen Rampen – war damit nicht anders als unter einer dichten Weichenzone mit pausenlosem Verkehr zu bauen. Nur in den Nächten zum und vom Sonntag war es möglich, jeweilen für 4½ bis 5 Stunden je 1 bis 2 Gleise mit zugehörigen Weichen ausser Betrieb zu nehmen. Nur in diesen kurzen Pausen konnten somit die erforderlichen Hilfsbrücken eingebaut werden. Die Erstellung dieses Bauwerkes wurde damit zu einer der schwierigsten Aufgaben des ganzen Bahnhofumbaues.

Allein schon die Bereitstellung des Hilfsbrückenmaterials wurde zu einem Problem, da die zahlreichen Weichen den Einsatz des vorhandenen genormten Materials verunmöglichten. Es galt somit, ein Trägersystem für den Einbau unter den Weichen zu entwickeln, das sich sehr rasch und wegen der vielen notwendigen Einsätze routinemässig und rationell einbauen liess. Am zweckmässigsten erwies sich schliesslich die Verwendung von Stahlträgern DIN 30 von 14,50 m Länge, die derart zu Zwillings- und Drillingsträgern zusammengebaut wurden, dass je ein Schienenstrang in beliebiger Lage (Gerade,

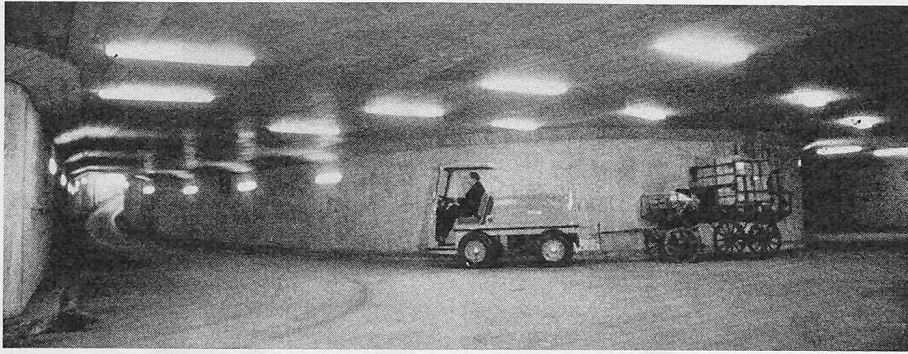
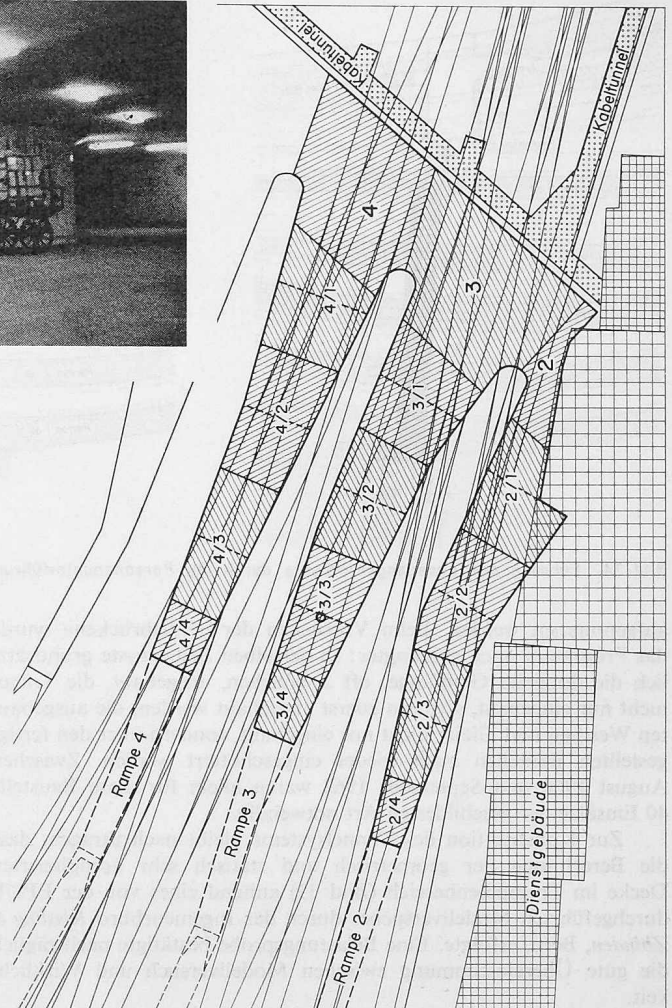


Bild 33. Gepäckttunnel Ost

Radius bis 160 m, Gabelungen bei Weichen) auf max. 7 m freitragend abgefangen werden konnte. Grössere Träger konnten der geringen zur Verfügung stehenden Bauhöhe wegen nicht vorgesehen werden, doch hatten die relativ leichten Träger den Vorteil, leicht manipulierbar und anpassungsfähig zu sein. Deren Abstützung erfolgte entweder auf relativ kleinen Betonfundamenten auf der anstehenden Molasse oder direkt auf den fertig erstellten Teilen des Tunnel- und Rampensystems. Um auf ganzer Breite des Ostkopfes gleichzeitig arbeiten zu können, war der Einsatz von 40 Trägern notwendig. In Richtung der steigenden Rampen wurden die Träger nach vollendeter Etappe jeweils vorgezogen, wobei ein Trägerumbau entsprechend der zulässigen Stützweite von etwa der Hälfte der Trägerlänge für 2 Etappen zu rund 6 m diente (Bild 32).

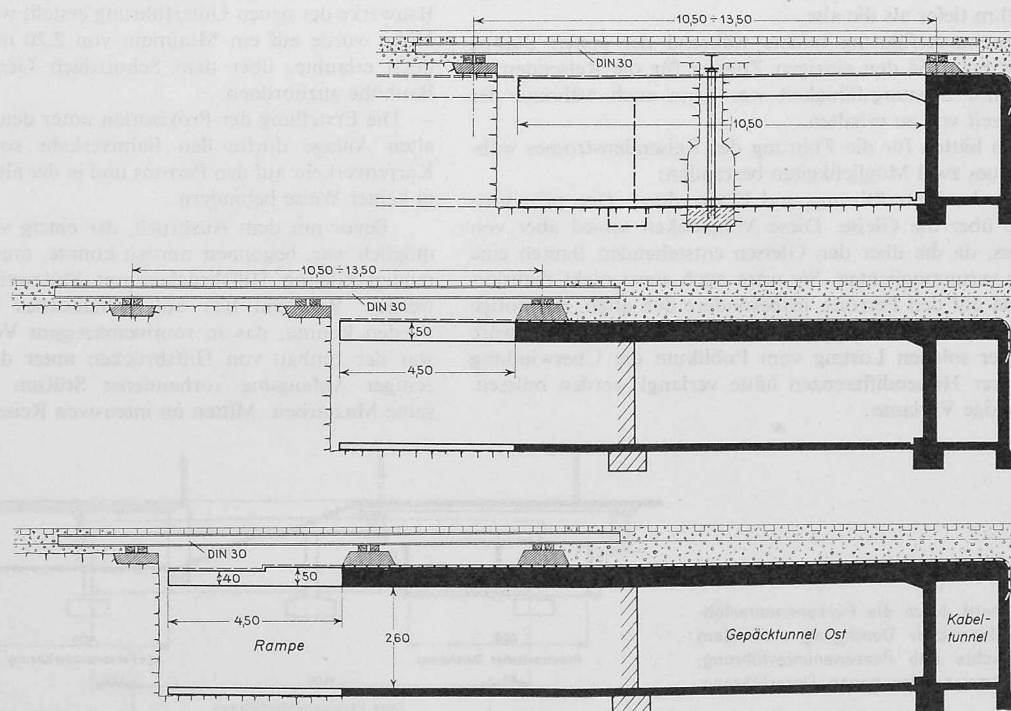
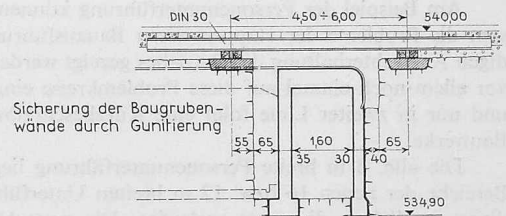
Der Einbau der Träger erfolgte wie beschrieben in zahllosen Sonntagsnächten, nachdem der Schotter jeweils in der vorangegangenen Woche entfernt worden war. Ausnahmslos wurde mit dem 25-t-Kran des Brückendienstes gearbeitet. Mit Hilfe dieses leistungsfähigen Gerätes konnten die Weichen oder Gleisstösse als Ganzes mit allen Schwellen ausgebaut und auf einem Perron gelagert werden. Anschliessend verlegte der Kran die Träger auf die vorgängig vorbereiteten Fundamente und schon wurden die selben Weichen oder Gleisstösse wieder auf die eingebauten Träger neu verlegt und fixiert. Nach nur $4\frac{1}{2}$ bis 5 Stunden Unterbruch konnte der Verkehr wieder



Rechts oben:

Bild 31. Lageplan Gepäckttunnel Ost mit alter Gleisanlage. Dieses Tunnel- und Rampenteilstück musste unter voller Einhaltung des Betriebes etappenweise mit Einsatz vieler Hilfsbrücken erstellt werden

Bild 32. Bauvorgang Gepäckttunnel und -rampen Ost unter einer ausgedehnten Weichenzone. Masstab 1:200



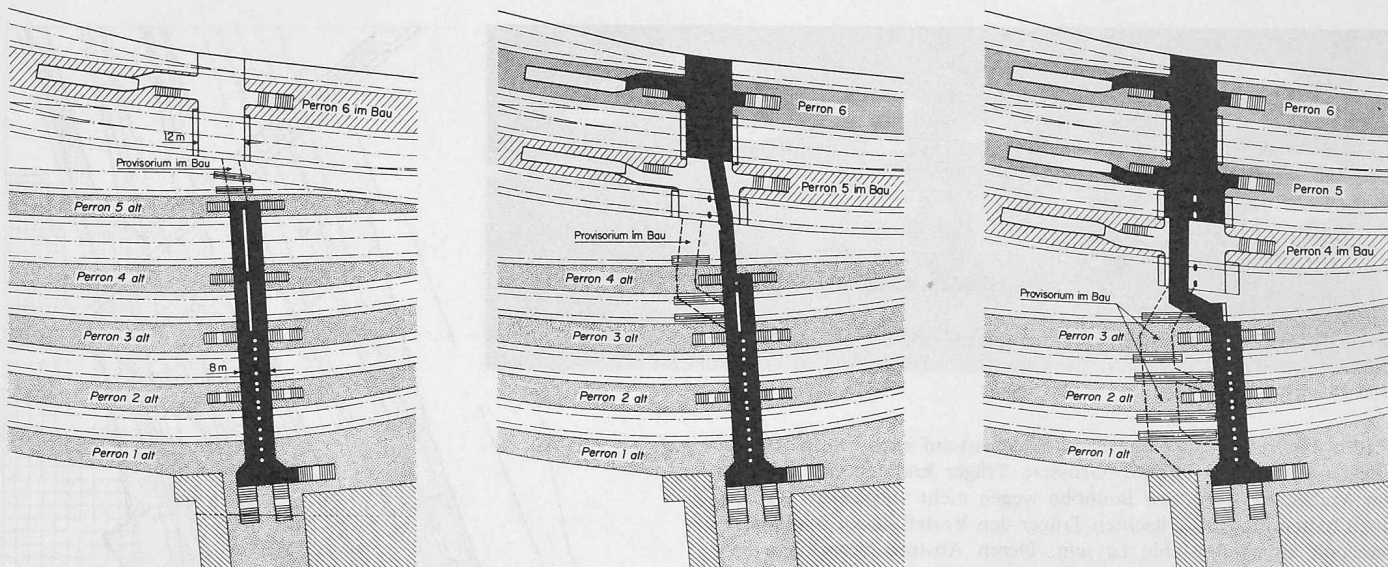


Bild 34. Führung des Fussgängerverkehrs durch die Personenunterführung während der sieben Bauphasen

aufgenommen werden. Beim Vorrücken der «Hilfsbrücken» wurde das Programm noch gedrängter: In derselben Zeit musste grundsätzlich die doppelte Gleislänge, oft 2 Weichen, ausgebaut, die Träger nicht nur eingebaut, sondern zuerst ausgebaut werden, die ausgebauten Weichen und Gleise nicht nur eingebaut, sondern über den fertiggestellten Bauteilen auch wieder eingeschottet werden. Zwischen August 1960 und September 1962 waren allein für diese Baustelle 40 Einsätze der geschilderten Art notwendig.

Zur Konstruktion des Tunnelsystems bleibt nachzutragen, dass die Berechnung der geometrisch und statisch sehr komplizierten Decke im Trompetenbereich (Bild 33) anhand eines von der EPUL durchgeführten Modellversuches durch das Ingenieurbüro *Kissling & Zbinden*, Bern, erfolgte. Eine Belastungsprobe bestätigte nachträglich die gute Übereinstimmung zwischen Modellversuch und Wirklichkeit.

7. Der Umbau der Personenunterführung

Am Beispiel der Personenunterführung können am anschaulichsten die Probleme der etappenweisen Bauausführung und der ständigen Aufrechterhaltung des Betriebes gezeigt werden. Es soll deshalb vor allem noch einmal auf diese Problemkreise eingegangen werden, und nur in zweiter Linie folgt eine Kurzbeschreibung der erstellten Bauwerke.

Die alte, 8 m breite Personenunterführung liegt weitgehend im Bereiche der neuen 16 bzw. 12 m breiten Unterführung, ohne allerdings parallel zu dieser zu verlaufen. Die neue Unterführung liegt ausserdem 1,10 m tiefer als die alte.

Die Personenunterführung bildete während der ersten Etappe ihres Umbaus bis 1964 den einzigen Zugang für die Reisenden zu den Perrons. Ihre Leistungsfähigkeit war denn auch während der ganzen Umbauzeit voll zu erhalten.

Theoretisch hätten für die Führung des Reisendenstromes während des Umbaus zwei Möglichkeiten bestanden:

1. Aufgabe der Unterführung und Ersatz durch eine provisorische Passerelle über die Gleise. Diese Möglichkeit schied aber von vorneherein aus, da die über den Gleisen entstehenden Bauten eine solche Lösung verunmöglichten. Sie wäre auch sonst nicht realisierbar gewesen, da auf den Perrons, insbesondere den alten, der nötige Platz für die erforderlichen Treppen nicht vorhanden gewesen wäre und da bei einer solchen Lösung vom Publikum die Überwindung kaum zumutbarer Höhendifferenzen hätte verlangt werden müssen. So blieb als einzige Variante:

2. Die Verbindung der in Betrieb befindlichen Teile der alten und der neuen Unterführung durch provisorische unterirdische Durchgänge. Diese Lösung hatte folgende Vorteile:

- Dem Publikum mussten praktisch keine Umwege zugemutet werden. Die zu überwindenden Höhendifferenzen waren die selben wie bei der neuen Unterführung.

- Die provisorischen Durchgänge konnten fast ganz in den Bereich der neuen Unterführung gelegt werden. Der hierfür notwendige Aushub, zum grössten Teil in Molasse, war nicht unproduktiver Aufwand, sondern hätte ohnehin getätigt werden müssen.

Bei der Anlage der provisorischen Verbindungsgänge war folgenden Bedingungen zu genügen (Bilder 34 und 35):

- Die Gänge hatten eine genügende Breite für die Aufnahme des Reisendenstromes aufzuweisen. Während der ersten Phase, als nur der Verkehr zum neuen Perron 6 durch das Provisorium geschleust werden musste, genügte eine Breite von 3,50 m; später, als auch Perron 5 dazu kam, war eine solche von 5,00 m nötig. Doch vom Zeitpunkt der Inbetriebnahme des neuen Perrons 4 an musste auch das Provisorium mindestens die Breite der alten Unterführung von 8,00 m aufweisen.

- Jedes neue Provisorium musste unmittelbar bei Inbetriebnahme eines neuen Perrons dem Verkehr der Reisenden freigegeben werden können, während der bisherige Durchgang bis zum letzten Augenblick vor dieser Inbetriebnahme unangetastet bleiben musste.

- Der Durchgang war so auszubilden, dass neben und über ihm die Bauwerke der neuen Unterführung erstellt werden konnten. Die lichte Höhe wurde auf ein Minimum von 2,20 m beschränkt, was gerade noch erlaubte, über dem Schutzdach Gerüstträger mit minimaler Bauhöhe anzuordnen.

- Die Erstellung der Provisorien unter den Gleisen und Perrons der alten Anlage durfte den Bahnverkehr sowie den Personen- und Karrenverkehr auf den Perrons und in der alten Personenunterführung in keiner Weise behindern.

Bevor mit dem Ausbruch, der einzig von der Inselbaustelle her möglich war, begonnen werden konnte, mussten in den zu unterfahrenden Gleisen Hilfsbrücken mit Stützweiten bis 18 m eingebaut werden. Während hier auf vorhandenes Material zurückgegriffen werden konnte, das in routinemässigem Vorgang eingebaut wurde, war der Einbau von Hilfsbrücken unter den Perrons unter gleichzeitiger Abfangung vorhandener Stützen der Perrondächer mühsame Massarbeit. Mitten im intensiven Reiseverkehr musste unmittel-

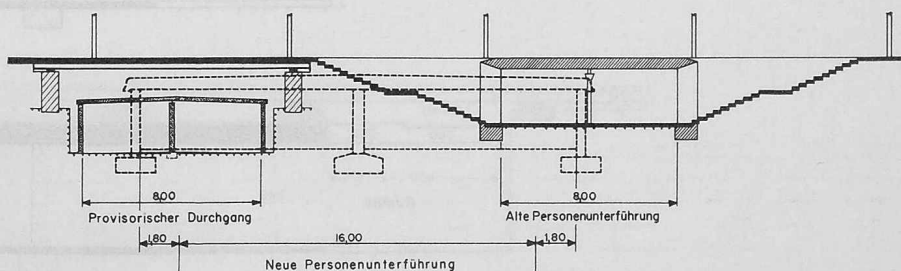
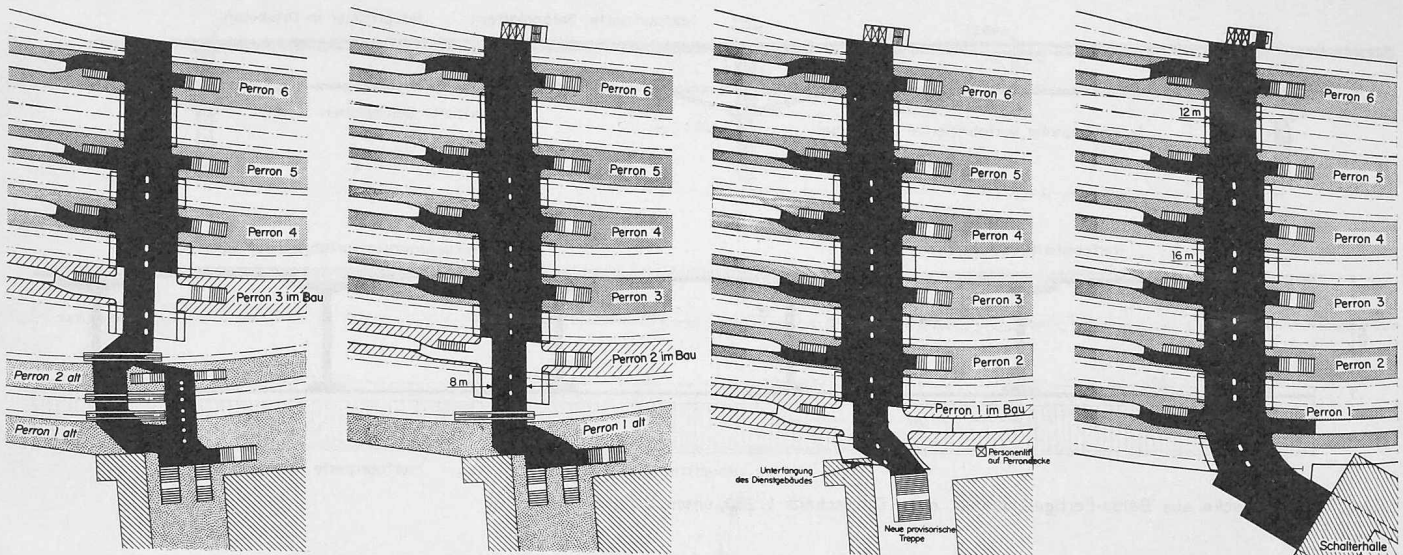


Bild 35. Querschnitt durch die Personenunterführung: Links provisorischer Durchgang unter dem alten Perron, rechts alte Personenunterführung, gestrichelt die Umriss der neuen Unterführung. Massstab 1:350



Fortsetzung von Bild 34. Schwarz = in Betrieb befindliche Abschnitte der alten bzw. neuen Unterführung

bar bei den Treppenaufgängen Träger um Träger eingebaut und hiefür die nötigen Gräben aufgeschlitzt werden. Sobald sämtliche Träger eines Perrons eingebaut waren, wurde in einer Nachtpause von wenigen Stunden über allen Trägern ein doppelter Bohlenbelag eingebaut.

Die Foundation der Hilfsbrücken bot bis zum Gleis 4 keine Schwierigkeiten. Auf der hochliegenden Sandsteinmolasse genühten kleine Betonbankette. Erst unter den alten Perrons 1 und 2 sank die Molasse rasch ab. Hier, in sandig-lehmigem Moränenmaterial, war der Bau provisorischer Betonwände im Schlitzverfahren quer unter Perrons und Gleisen hindurch nicht zu umgehen. Die Wände wurden jedoch derart ausgebildet und fundiert, dass sie nicht nur als Hilfsbrückenfundament dienten, sondern dass ausserdem der spätere Aushub des Durchganges ohne jede Sprössung, d. h. voll maschinell ausgeführt werden konnte. Der anschliessende Ausbruch der Molasse erfolgte zum grössten Teil durch pyrotechnisches Sprengen. Da wegen des zahlreichen Publikums besondere Vorsichtsmassnahmen notwendig

waren, musste sich die damit beauftragte Bauunternehmung peinlich genau an die vorgeschriebenen Sprengzeiten halten. Die nicht ganz risikofreie Arbeit konnte ohne jeden Unfall abgeschlossen werden.

Die neue Personenunterführung besteht aus 7 Gleis- und 6 Perronbrücken (Bilder 36 bis 38). Bei den letztgenannten handelt es sich um Kastenträger in Stahlbeton, während die Gleisbrücken als vorgespannte Plattenbrücken von gedrückter Bauhöhe (max. 65 cm) ausgebildet wurden. Die Brücken für die Gleise 1 bis 9 sind Zweifeldplatten mit zwei pilzlosen Mittelstützen und Stützweiten von $2 \times 10,00$ m. Die gegenüber der lichten Unterführungsbreite von 16 m erhöhte Stützweite hat ihren Grund in den zurückgesetzten Widerlagern, die den Einbau von Schaukasten, Kiosks usw. gestatten. Die Brücken für die Gleise 10-12 und 13 sind als Rahmenkonstruktionen ausgebildet, die erstgenannten mit aufgelösten Rahmenstielen und einer Stützweite von 15 m, die letzten als Zweigelenrahmen von 12 m Stützweite. Die Vorspannung erfolgte mit dem Vorspannsystem BBRV.

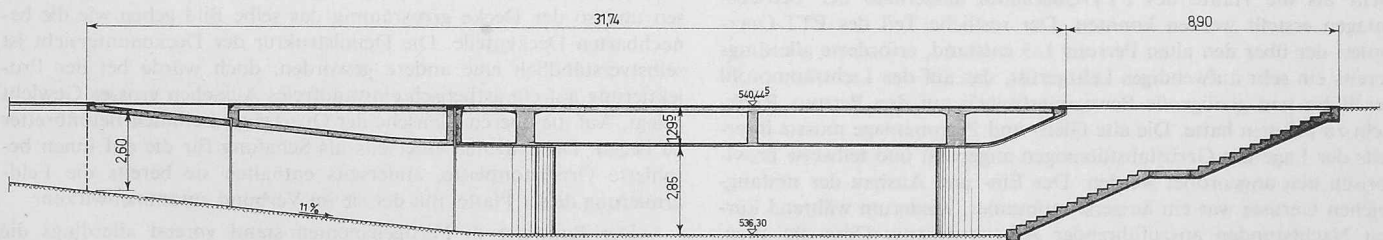


Bild 36. Querschnitt 1:250 durch Personenunterführung mit Rampe (links) und Treppe (rechts)

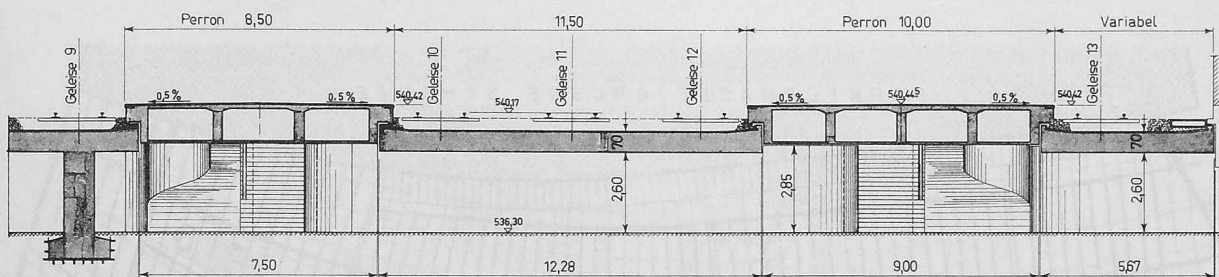


Bild 37. Längsschnitt 1:250 durch Personenunterführung im Bereich der Perrons 5 und 6

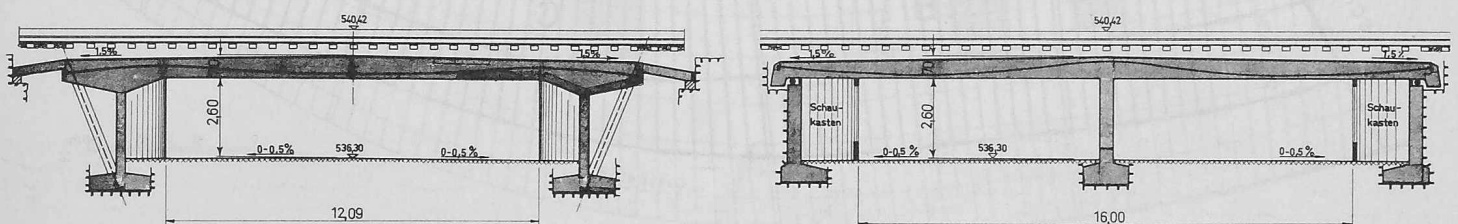


Bild 38. Längsschnitte 1:250 der vorgespannten Gleisbrücken über die Unterführung: links Rahmen mit aufgelösten Stielen für die Gleise 10 bis 12 im Bereiche der 12 m breiten Unterführung; rechts Normalausführung mit Mittelstützen im Bereich der 16 m breiten Unterführung

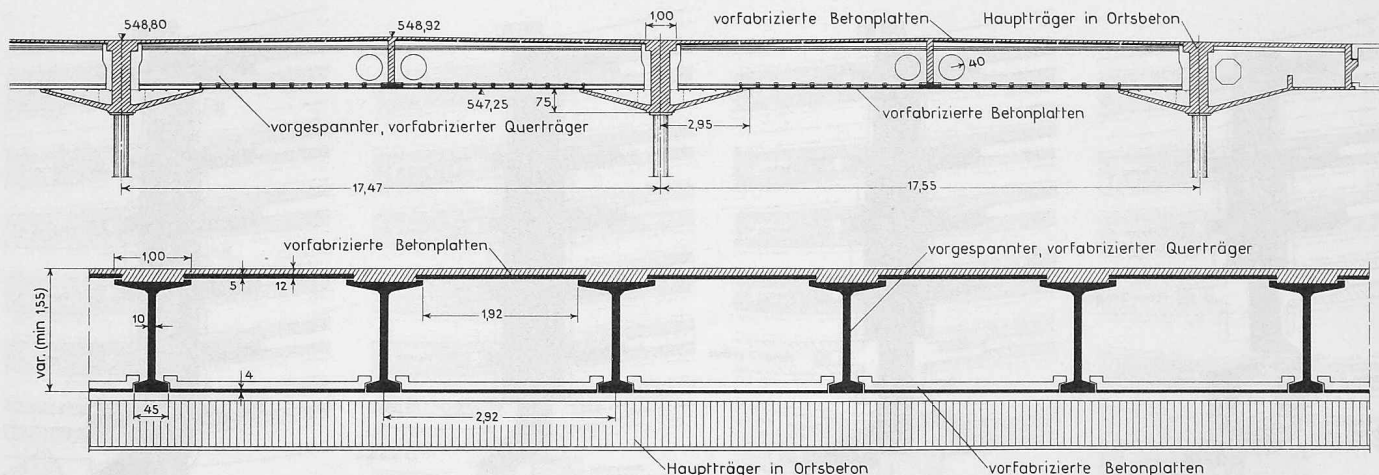


Bild 39. Perrondecke aus Beton-Fertigelementen, oben Querschnitt 1:250, unten Längsschnitt 1:100

Für die statische Berechnung der Brücken stellten sich keine besonderen Probleme. Einzig die letzte, äusserst schiefe Gleisbrücke mit im Grundriss gekrümmten Widerlagern am Übergang zur Schalterhalle war mit vertretbarem Rechenaufwand nicht zu berechnen. Es wurde deshalb ein Rechenprogramm der IBM für schiefe Platten mit beliebigen Randbedingungen als Rechenhilfe beigezogen. Die auftretenden Momente, Querkkräfte und Auflagerkräfte dieser vorgespannten, schiefen Zweifeldplatte konnten so mit Hilfe der Resultate der elektronischen Berechnung zuverlässig ermittelt werden. Trotzdem war der Rechenaufwand im Büro beträchtlich. Die Anwendung eines Rechenprogrammes an einem an sich schon schwierigen statischen Gebilde zeigte in interessanter Weise nicht nur die grossen Möglichkeiten, sondern auch die vorläufigen Grenzen dieser Rechenmethode.

8. Die Perronüberdachung in Elementbauweise

Die Decke über der Perronanlage im Bereich der Parkterrasse und des PTT-Querbaues wurde in konventioneller und bewährter Hohlkastenbauweise in Stahlbeton erstellt. Die hierfür notwendige und umfangreiche Gerüstung störte wenig, da die Parkterrasse und mehr als die Hälfte des PTT-Querbaues ausserhalb der Betriebsanlagen erstellt werden konnten. Der restliche Teil des PTT-Querbaues, der über den alten Perrons 1-3 entstand, erforderte allerdings bereits ein sehr aufwendiges Lehrgerüst, das auf das Lichtraumprofil der Bahn und genügende Bewegungsfreiheit auf den Perrons Rücksicht zu nehmen hatte. Die alte Gleis- und Perronanlage musste ihrerseits der Lage der Gerüstabstützungen angepasst und teilweise provisorisch neu angeordnet werden. Der Ein- und Ausbau der umfangreichen Gerüste war ein äusserst mühsamer, wiederum während kurzen Nachtstunden auszuführender Arbeitsvorgang. Dass die alten, dem Abbruch geweihten Perrons stark gelitten haben, konnte hingenommen werden.

Für den restlichen Teil der Überdachung, die sog. SBB-Platte unter Einkaufszentrum und Postreissektion, lagen wesentlich andere Bedingungen vor. Die Erstellung war nur noch im Rahmen der entsprechenden Gleisbaustappen möglich. Damit stand für diese Arbeit sehr wenig Zeit zur Verfügung, die nicht ausgereicht hätte, um die Decke in herkömmlicher Bauweise zu erstellen. Bei Weiterführung der bisherigen Bauweise hätten die Gerüste ausserdem auf die neuen Perrons abgestützt werden müssen, was als untragbar abgelehnt werden musste.

Beide Gründe führten fast zwangsläufig zur Aufgabe der bisherigen Bauweise und zur grösstmöglichen Verwendung von Fertigelementen (Bild 39). Einzig die den Perrons in Längsrichtung folgenden Hauptträger müssen nach wie vor in Ortsbeton erstellt werden. Zwischen diese werden vorgespannte Querträger mit Stützweiten von normalerweise 16,50 m eingelegt (min. 8,00 m, max. 21,50 m). Deren Vorspannung besteht aus einer Spannbettvorspannung, kombiniert mit Spannkabeln System BBRV. Die totale Spannkraft der Normalträger von 16,50 m Stützweite und einer Höhe von 1,40 m beträgt 221 t. In die unteren Flansche der Querträger werden daraufhin Plattenelemente von 60 cm Breite eingelegt, die die Untersicht schliessen und so der Decke grossräumig das selbe Bild geben wie die benachbarten Deckenteile. Die Detailstruktur der Deckenuntersicht ist selbstverständlich eine andere geworden, doch wurde bei der Projektierung auf ein ästhetisch einwandfreies Aussehen grosses Gewicht gelegt. Auf die oberen Flansche der Querträger kommen Betonbretter zu liegen. Diese dienen einerseits als Schalung für die auf ihnen betonierten Ortsbetonplatte, andererseits enthalten sie bereits die Feldarmierung dieser Platte, mit der sie im Verbund zusammenwirken.

Der Bauweise in Fertigelementen stand vorerst allerdings die extrem ungünstige Geometrie der Überdachung im Wege. Die Lage der Stützen und damit der Hauptträger war durch derart viele Ge-

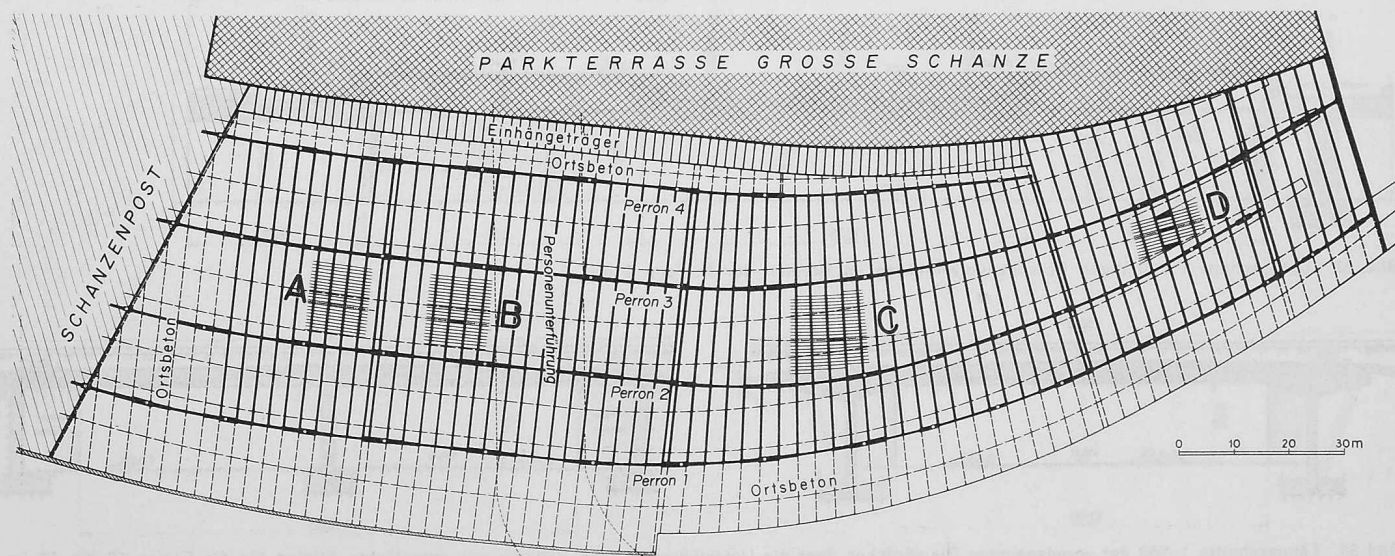


Bild 40. Perrondecke aus Fertigelementen, Grundriss 1:1400, mit Darstellung der geometrischen Probleme für die Plattenelemente (siehe Text)

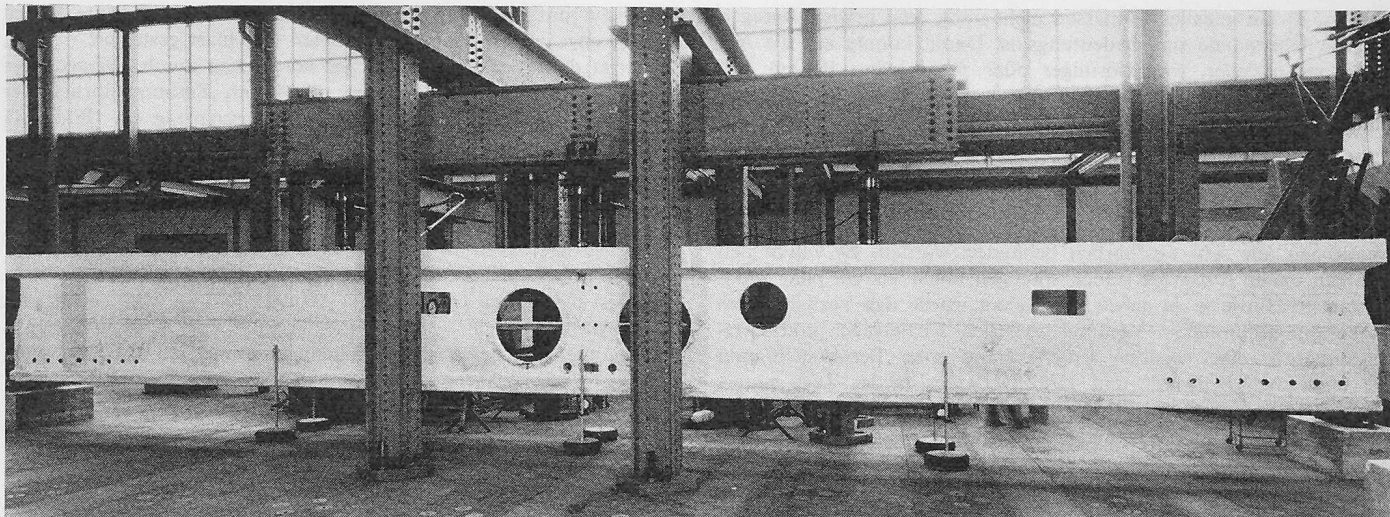


Bild 41. Bruchversuch an einem Spannbeton-Fertigträger von 14,34 m Stützweite und mit grossen Aussparungen (max. ϕ 80 cm) an der EMPA. Versuchsanordnung (Photo EMPA)

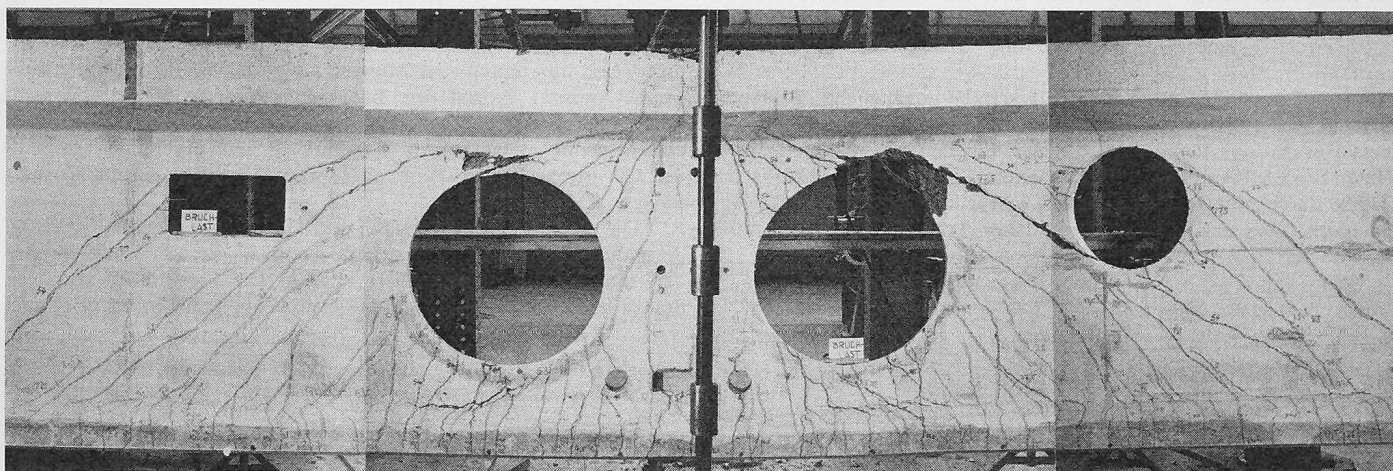


Bild 42. Rissbild des Spannbetontägers nach erfolgtem Bruch. Das Versagen der Betondruckzone am oberen Rand der rechten grossen Aussparung ist deutlich sichtbar (Photo EMPA)

gebenheiten (Unterführung, Tunnel, Rampen, Lichtraumprofil) fixiert, dass nur sehr wenig Spielraum für geometrisch regelmässige Formen blieb. Umgekehrt musste aus wirtschaftlichen Gründen – vor allem für die eingelegten Platten – darnach getrachtet werden, möglichst grosse Serien gleicher Elemente zu erhalten. Schliesslich gelang es aber, eine tragbare Lösung zu finden. Geometrisch besteht die Decke aus folgenden vier Hauptabschnitten (Bild 40):

Feld A: Querträger parallel, Hauptträger ebenfalls parallel, jedoch mit konstantem Radius. Schnittwinkel Querträger/Hauptträger variabel. Die Querträger weisen konstante Länge auf, die unteren Platten sind derart als Rhomboide ausgebildet, dass die Plattenfugen parallel zu den Hauptträgern verlaufen. Pro Feld ergeben sich in Querträgerrichtung grössere Serien gleicher Platten.

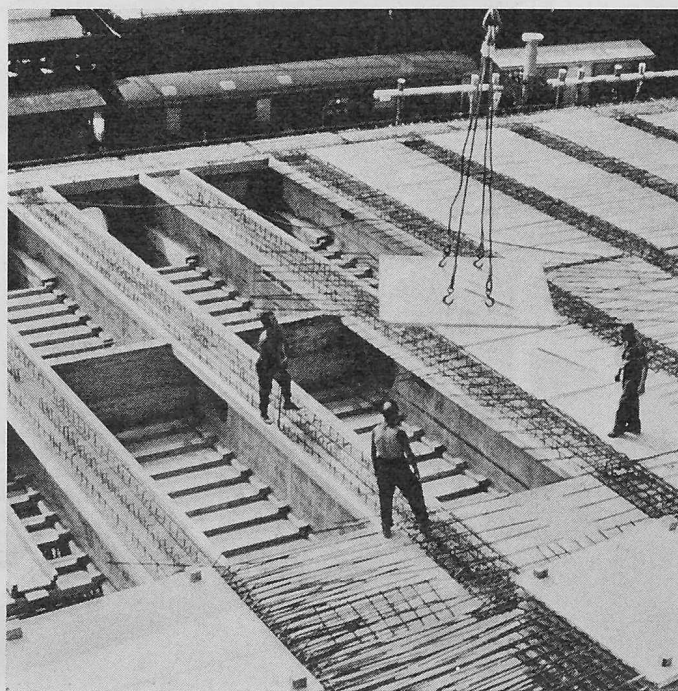
Feld B: Querträger parallel, senkrecht auf den ebenfalls parallelen, gerade verlaufenden Hauptträgern. Einfachster Fall. Länge der Querträger konstant. Untere Platten alle gleich, rechteckig. Sehr grosse Serie.

Feld C: Querträger drehen ab. Jeder Querträger liegt auf einem Radius mit gemeinsamem Kreiszentrum. Winkeldifferenz von Querträger zu Querträger konstant. Die Hauptträger verlaufen unregelmässig gekrümmt. Die Länge der Querträger ist variabel, die unteren Platten sind trapezförmig. Jede der in bezug auf das Kreiszentrum tangential verlaufenden Plattenfugen folgt einem bestimmten Kreisradius. Auf jedem solchen Kreis ergeben sich grössere Serien gleicher Trapezplatten.

Feld D: Querträger parallel, schiefwinklig auf die unregelmässig verlaufenden Hauptträger treffend. Länge der Querträger variabel. Untere Plattenelemente rechteckig, senkrecht zu den Querträgern angeordnet. Grosse Serie des gleichen Typs.

Die oberen Platten sind bisher nicht erwähnt worden. Sie werden im Regelfall als 90 cm breite Rechteckplatten ausgebildet. Da sie auf die Trägerflansche zu liegen kommen und völlig einbetoniert

Bild 43. Perronüberdachung in Elementbauweise. Der Aufbau der ganzen Decke ist gut erkennbar: Hauptträger in Ortsbeton, quer dazu die Querträger in Spannbeton, parallel zum Hauptträger in Feldmitte ein an Ort betonierter Versteifungsträger. Die unteren Platten sind bereits fertig verlegt, während die oberen Platten gerade mit Hilfe eines Strassenkrans verlegt werden



werden, ist ein genaues Einpassen nicht nötig, und gewisse unregelmässige Überstände sind bedeutungslos. Damit konnte auf die Anfertigung spezieller, trapezförmiger oder rhombischer Platten verzichtet werden. Die Fabrikation einer sehr grossen Zahl gleicher Platten war damit gesichert.

Auf einer Fläche von 9320 m² sind im ganzen 215 Spannbetonträger von total 3085 m Länge eingebaut, dazu 3770 Stück untere Platten und 2650 Stück obere Platten eingelegt worden.

Sehr interessant wäre es, auf die statischen Probleme der Decke einzugehen, die sehr ausführlich behandelt wurden. Es würde den Rahmen dieses Aufsatzes jedoch sprengen, mehr als ein paar stichwortartige Hinweise zu geben. Vor allem wurde das Verhalten des Verbundquerschnittes – Verbund zwischen Fertigträger und Ortsbetonplatte – einer exakten Untersuchung unter Berücksichtigung des ungleichen Schwind- und Kriechverlaufes beider Teile unterzogen. Weiter waren die Probleme des Bauvorganges zu beachten. Zur Vermeidung unwillkommener Fugen werden die als einfache Balken versetzten Spannbeton-Querträger etappenweise zu Durchlaufträgern zusammengebaut, wobei die Stützenmomente durch schlaffe Armierung aufgenommen werden. Die Dimensionierung erfolgte unter Berücksichtigung der sich durch die Kriechumlagerungen nachträglich aufbauenden Stützenmomente aus ständiger Last. Dabei leistete der in der Gedenkschrift über die Weinlandbrücke¹⁾ erschienene grundlegende Aufsatz von Prof. P. Lardy wertvolle Dienste (Gedenkschrift Seite 86ff, Kriechen und Umlagerung der Schnittkräfte).

Ein der exakten Rechnung nur schwer zugängliches Problem bildeten weiter die grossen Durchschlupflöcher von 80 cm Durchmesser in den nur 10 cm starken Stegen der Spannbeton-Querträger. Ein an der EMPA in Dübendorf an einem Versuchsträger natürlicher Grösse durchgeführter Bruchversuch erbrachte aber den endgültigen Nachweis, dass das Tragvermögen dieser Träger durch diese Aus-

sparungen praktisch keine Einbusse erlitt. Die Last konnte bis zu der am ungelochten Träger errechneten Bruchlast gesteigert werden, doch trat dann der Bruch nicht wie vorgesehen durch Versagen der Armierung, sondern durch einen plötzlichen Zusammenbruch der Betondruckzone am oberen Rand einer Aussparung ein (Bilder 41 und 42). Der Versuch zeitigte folgendes Ergebnis:

Gebrauchslast (Eigengewicht und Nutzlast)	M = 105 mt
Anrisslast theoretisch für $\sigma_{bz} = 0$	M = 121 mt
Anrisslast im Versuch	M = 177 mt
Anrisslast theoretisch für $\sigma_{bz} = 73 \text{ kg/cm}^2$ (an Betonprobe ermittelt)	M = 207 mt
Bruchlast theoretisch	M = 324,5 mt
Bruchlast im Versuch	M = 328 mt

Die theoretischen Werte beziehen sich immer auf eine Rechnung am ungelochten Träger.

Die *Montage* der auf Bahnwagen angelieferten Spannbetonträger erfolgt jeweils mit dem 25-t-Kran des Brückendienstes der SBB und erfordert rund 30 Minuten pro Träger. Damit ist es möglich, in einer Nachtpause von 5 Stunden 10 Träger zu montieren. Die Plattenelemente werden anschliessend mit einem Strassenpneukran von der Decke aus verlegt (Bild 43); Leistung rund 150 m² pro Tag.

Die Kosten der Decke in Elementbauweise liegen bei 515 Fr./m² (einschl. Stützen und Fundationen, jedoch ohne Projektierung und Bauleitung) und liegen damit um rund 40 Fr./m² tiefer als diejenigen vergleichbarer Deckenteile in Ortsbeton, die hier notwendigerweise mit teuren Gerüstungen über die Gleise hätten erstellt werden müssen. Neben dem finanziellen Vorteil, der vorerst nicht mit Sicherheit hat vorausgesagt werden können, konnten vor allem entscheidende Einsparungen an Bauzeit und durch den Wegfall der Gerüste nicht messbare, aber wesentliche betriebliche Vorteile erreicht werden.

Die Fundationsverhältnisse der Decke sind denkbar günstig. Ausnahmslos konnte auf anstehende oder in geringer Tiefe vorhandene Sandsteinmolasse fundiert werden. Die kreisrunden massiven Stahlstützen sind wie bei der Parkterrasse aus Stahl St. 37 geschmie-

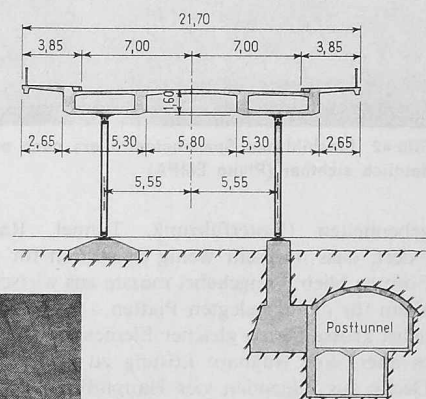
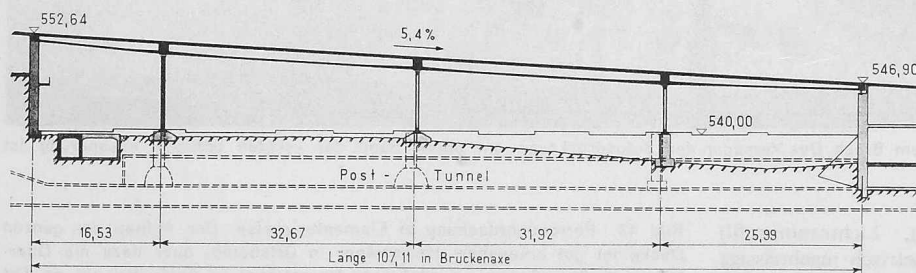


Bild 44 (oben). Schanzenbrücke: Längsschnitt 1:1000 und Querschnitt 1:500. Der Querschnitt zeigt ausserdem den Postquertunnel West, darunter den städtischen Werkleitungsstollen und daneben einen Leitungsstollen der PTT. Auf dem Längsschnitt sind links die nebeneinanderliegenden Kabel- und Gepäckstollen im Schnitt sichtbar

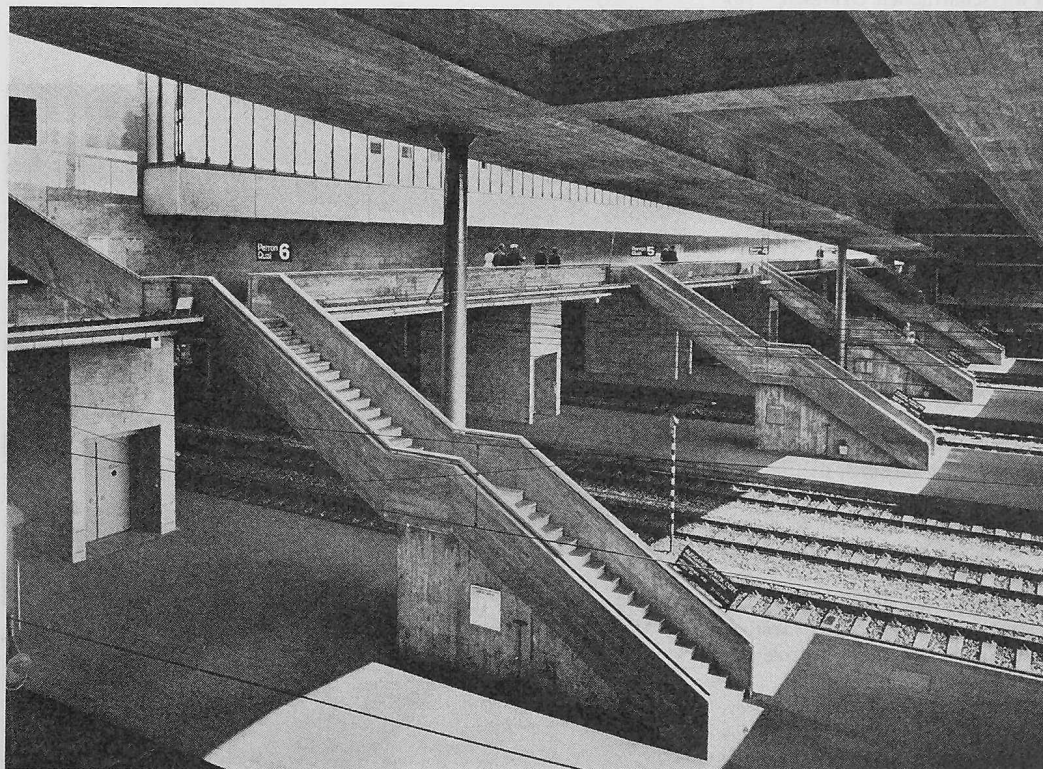


Bild 45. Untersicht der Schanzenbrücke. Unter und neben der Brücke die Passerelle West mit Treppenabgängen auf jeden Perron

det. An ihrem Fuss sind sie gelenkig gelagert, an ihrem Kopf eingespannt; sie sind neben der üblichen Bemessung dimensioniert für eine in 2 m Höhe angreifende Horizontalkraft von 100 t.

Die Projektierung dieser Decke, wie auch diejenige der oben beschriebenen Personenunterführung mit all ihren Provisorien erfolgte durch die Sektion Brückenbau der GD/SBB.

9. Schanzenbrücke

Die Fertigstellung der neuen Schanzenstrassenbrücke liegt bereits 6 Jahre zurück. Als bedeutendstes Brückenobjekt im Rahmen des Bahnhofumbaus darf sie hier trotzdem nicht unerwähnt bleiben. An ihrer Stelle stand eine alte, aus der Zeit der ersten Bahnhofserweiterung 1891 stammende Stahlbrücke, die bei der zweiten Erweiterung 1902 verlängert worden war. Ein Umbau oder eine Verbreiterung dieser alten, 54 m langen und 16 m breiten Brücke konnte nicht in Frage kommen. Nicht nur war der Zustand der alten Gitterträger und der Fahrbahn sehr schlecht, auch der Standort der alten Widerlager und Stützen hätte nicht beibehalten werden können. So blieb als einzige Möglichkeit ein völliger Neubau.

Für das neue Bauwerk ergab sich eine Länge von 107 m, und die Stadt Bern wünschte neu eine nutzbare Breite von 21 m. Um eine möglichst wirtschaftliche Lösung zu finden, haben die SBB 1958 einen Submissionswettbewerb durchgeführt, dem drei offizielle Projekte zugrunde gelegt wurden: eine Stahlbetonplatte über 7 Öffnungen mit Stützen auf jedem Perron, eine Stahlverbundlösung mit Stahlvollwandträgern über drei Öffnungen und schliesslich eine Spannbetonbrücke ebenfalls über drei Öffnungen. Daneben wurde ausdrücklich zur Einreichung von Variantenvorschlägen ermuntert. Das Ergebnis der Submission war erfreulich. Neben den Angeboten für die offiziellen Projekte wurden 12 Varianten offeriert, und zwar 8 in Stahlverbund und 4 in Spannbeton.

Zur Ausführung bestimmt wurde schliesslich das von der Bauunternehmung Losinger & Cie. AG in Bern bearbeitete Projekt in Spannbeton mit 4 Öffnungen gemäss Bild 44. Die auf den ersten Blick wenig einleuchtenden Stützweitenverhältnisse erklären sich daraus, dass sich der Standort der Stützen sowohl nach der alten wie nach der neuen Gleisanlage zu richten hatte. Damit konnte die Brücke noch vor dem Umbau der Gleisanlage über den alten Gleisen erstellt werden. Im Querschnitt besteht die Brücke aus zwei Kastenträgern mit einer Höhe von 1,60 m. Jeder Kastenträger ist mit 2300 t nach dem System VSL vorgespannt, wie auch die Querträger mit einer Spannkraft von je 1300 t vorgespannt sind. Dem gegenüber ist die Fahrbahnplatte grundsätzlich als schlaff armierte Stahlbetonplatte ausgebildet. Wenn sie trotzdem in Querrichtung teilweise vorgespannt wurde, so vor allem zur Verbesserung des Zusammenschlusses der unabhängig von einander gebauten Brückenhälften.

Als Stützen wurden gewalzte Stahlrohre St. 55 mit einem Aussendurchmesser von 50 cm und einer Wandstärke von 60 mm verwendet. Die 6 Stützen der Schanzenbrücke sind damit als einzige der total 118 Stahlstützen in der Perronhalle nicht als massive geschmiedete Stützen ausgebildet (Bild 45).

Der Bauvorgang war bestimmt durch die Forderung der lückenlosen Aufrechterhaltung des Bahnbetriebes und des Strassenverkehrs. Zur Erfüllung der letzten Forderung musste die Brücke in zwei Längsetappen erstellt werden. Während des Baues der 1. Brückenhälfte stand die reduzierte Fahrbahnbreite der alten Brücke dem Strassenverkehr zur Verfügung, während in der 2. Bauetappe der gesamte Strassenverkehr über den bereits erstellten Brückenteil der neuen Brücke rollte. Da pro Brückenhälfte nur eine Stützenreihe vorhanden war, musste die Stabilität während beider Bauetappen durch Hilfsstützen gewährleistet werden.

Die Brücke wurde vor ihrer Inbetriebnahme einer eingehenden Belastungsprobe mit 4 Centurion-Panzern unterworfen, die ausgezeichnete Übereinstimmung mit der Berechnung ergab. Darüber hinaus wurden an ihr ausführliche Temperaturmessungen und bis heute weitergeführte Langfristmessungen durchgeführt, die über das Kriech- und Schwindverhalten dieser Brücke über 4 Felder Aufschluss geben sollen. Über das Resultat dieser Messungen soll bei späterer Gelegenheit berichtet werden.

10. Die Kabelanlage

Während in den vorangegangenen Abschnitten ausschliesslich über Objekte berichtet wurde, die für den neuen Bahnhof schon rein äusserlich repräsentativ sind und jedem Reisenden oder Besucher sofort auffallen, soll im folgenden noch kurz über einen Bauteil orientiert werden, der kaum je beachtet wird, für den Betrieb des Bahnhofes aber nicht weniger bedeutend ist als die ins Auge sprin-

genden grossen Bauwerke, ja den eigentlichen Lebensnerv eines modernen Bahnhofes darstellt. Es handelt sich um das dichte Netz der rund 300 km Kabel aller Art, nämlich

- Hochspannungskabel für die Speisung der Fahrleitungen (16 kV, $16\frac{2}{3}$ Hz)
- Hochspannungskabel des Stadtnetzes als Energielieferant für die Niederspannungs- und Fernmeldeanlagen (20 kV, 50 Hz)
- Kabel für die Niederspannungsanlage (Beleuchtung usw.)
- Kabel für die Sicherungsanlagen (Weichenantriebe, Signale usw.)
- Kabel für die Fernmeldeanlagen (Gleismelder, Lautsprecher, Telefon usw.)
- Kabel für die Zugvorheizanlage.

Schon die Projektierung dieser riesigen Kabelanlage stellte an die damit beauftragten Fachdienste enorme Anforderungen. Es waren genaue Trassepläne aufzuzeichnen, die nicht nur die Aufgabe hatten, die total 2600 verschiedenen Kabel von ihrem Startpunkt nach ihrem Zielpunkt zu führen, sondern von Anfang an war bei den Trassierungen auf die baulichen Möglichkeiten wie Gleislage, Kreuzung mit Wasserleitungen, Kanalisationen, Tunnelbauten, Fundationen, Fahrleitungsmaste usw. Rücksicht zu nehmen (Bild 46).

Ausserdem war die Betriebsbereitschaft der Anlage in jedem Moment während des Umbaus sicherzustellen, ohne die Ausführung der definitiven Anlage zu behindern. Allein für provisorische Verbindungen sind zusätzlich fast 100 km Kabel verlegt worden.

Für die Führung der Kabel stehen heute 4 Kanaltypen zur Verfügung (Bild 47):

- Der begehbare Kabelkanal als Verbindung zwischen den beiden Stellwerken. Trotzdem beide Stellwerke auf der Südseite der Gleise liegen, wurde dieser Stollen an den Nordrand der Gleisanlage verlegt, wo er von den Stellwerken her durch zwei Querstellen erreicht wird. Durch die Verlegung auf die Nordseite konnte der Kanal von allem Anfang an für die Neuanlage, die von Norden her gebaut wurde, nutzbar gemacht werden. Ausserdem verbindet er in idealer Art die Schwerpunkte der elektrischen Anlagen, wie die beiden Stell-

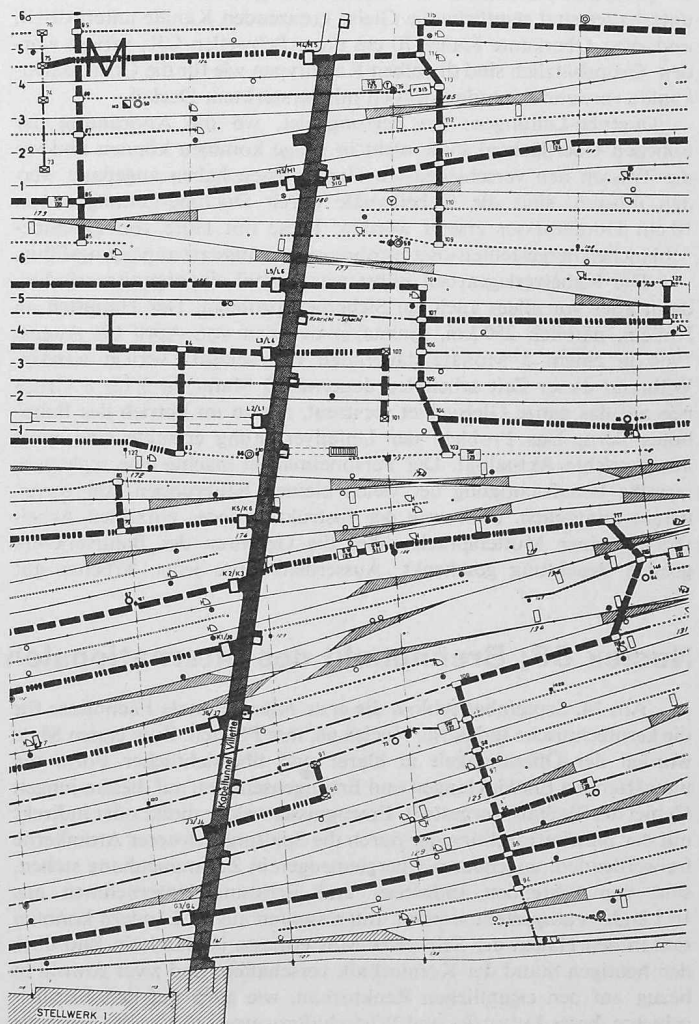


Bild 46. Ausschnitt aus dem Lageplan der Kabelanlage

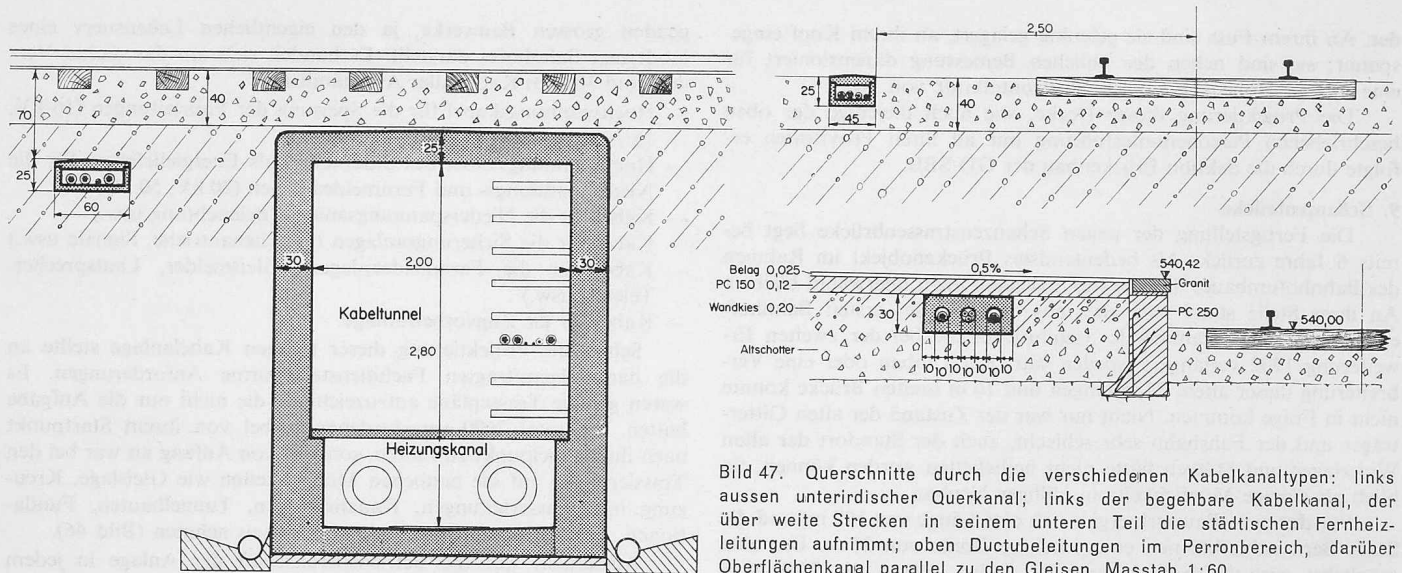


Bild 47. Querschnitte durch die verschiedenen Kabelkanaltypen: links aussen unterirdischer Querkanal; links der begehbare Kabelkanal, der über weite Strecken in seinem unteren Teil die städtischen Fernheizleitungen aufnimmt; oben Ductubeleitungen im Perronbereich, darüber Oberflächenkanal parallel zu den Gleisen, Masstab 1:60

werke, die beiden Zugvorheizanlagen, das Zentrum der Niederspannungs- und Fernmeldeanlagen unter der Parkterrasse mit Transformatorstation, Telephonzentrale, Notstromgruppe, sowie den Fahrleitungsschaltposten Eilgut. Durch Aufstiegschächte aus den Querstollen wird zudem die Verbindung mit den wichtigsten Oberflächenkanälen hergestellt.

— Oberflächenkanäle: Alle längs den Gleisen verlaufenden Kanäle sind als Oberflächenkanäle mit normierten Kabelkanaltypen üblicher Bauart ausgeführt worden. Auch für die Abzweigschächte sind erstmals in grosser Zahl neu entwickelte vorfabrizierte Elemente eingesetzt worden, die dank ihrer sehr kurzen Verlegezeit grosse betriebliche und finanzielle Vorteile zeitigten.

— Unterirdische Kanäle: Zur Erleichterung des maschinellen Gleisunterhaltes sind sämtliche die Gleise kreuzenden Kanäle unterirdisch, und zwar Oberkante Kanal 70 cm unter Schwellen-OK, verlegt worden. Grundsätzlich sind dieselben Kanaltypen wie für die Oberflächenkanäle verwendet worden, jedoch mit verstärktem Deckel.

— Ductube-Leitungen: Im Perrongebiet, wo die Anordnung der üblichen Oberflächenkanäle nicht in Frage kommen können und wo die Trassen den verschiedensten Hindernissen haben angepasst werden müssen, sind die Kabelkanäle durch Ductube-Leitungen von 10 cm Durchmesser ersetzt worden. Diese mit Hilfe von Ductube-Schläuchen hergestellten «Betonrohre» waren äusserst anpassungsfähig.

Die Kabelverlegearbeit selbst war einmal ein organisatorisches, dann aber vor allem auch ein Sicherheitsproblem. Der Hauptteil an Kabeln, nämlich 250 km, musste in der Zeit von April bis August 1964 in einem 5 Monate dauernden Grosseinsatz verlegt werden. Während dieser Zeit arbeiteten dauernd 60 Mann, in 5 bis 8 Gruppen auf das ganze Gleisgebiet verstreut, mitten im Betrieb des Bahnhofes Bern. Das Problem der Unfallverhütung erlangte eine sonst kaum erlebte Aktualität. Der Personalmangel machte eine reglementarische Beaufsichtigung der vielen kleinen Baugruppen von vorneherein unmöglich. So wurde der Instruktion jedes einzelnen Arbeiters in seiner Muttersprache über die Gefahren des Bahnverkehrs grösste Beachtung geschenkt. Ausserdem hatte jeder Arbeiter gut

sichtbare, rot reflektierende Gurten zu tragen und als drastischste Massnahme wurde sogar eine Geschwindigkeitsbeschränkung im ganzen Bahnhofgebiet auf 30 km/h angeordnet. Die sehr kritische Bauphase ist dann glücklicherweise ohne ernsthaften Unfall vorübergegangen.

Programmgemäss konnte ab Juli 1964 mit der Durchprüfung der Aussenanlage durch die Sektion für das Sicherungswesen begonnen werden, nachdem die Innenanlage der neuen Stellwerke bereits vorgängig durchgeprüft worden war.

In der Nacht 14./15. November 1964 anlässlich der Inbetriebnahme der neuen Stellwerke hatte dann die neue Kabelanlage zusammen mit den neuen Sicherungsanlagen ihre Feuerprobe zu bestehen. Sieben Stunden standen in jener Nacht zur Verfügung, um drei alte mechanische und elektromechanische Stellwerke, die beiden provisorischen Gleisbildstellwerke und einige Bodenwärterposten ausser Betrieb zu nehmen und die gesamte Sicherung und Überwachung des Bahnhofes auf die neue Stellwerkanlage zu übertragen. Während diesen 7 Stunden wurde der Verkehr im Bahnhof auf das allernotwendigste Minimum reduziert; nur ganz wenige Züge verkehrten, der Rangierbetrieb wurde fast völlig eingestellt. Die Umstellung selbst stand unter der Leitung der Sektion für das Sicherungswesen bei der Generaldirektion SBB und erfolgte nach einem genau festgelegten Plan, für dessen Durchführung 90 Spezialisten der SBB und der Lieferfirmen zusammengezogen wurden. Jeder wusste zum voraus genau, welche Arbeit ihm zugeteilt war, und die Leiter der einzelnen Arbeitsgruppen standen mit der Zentrale im Stellwerk in ständiger Funkverbindung. So konnten ohne nennenswerten Zwischenfall in der vorgesehenen Zeit 133 Weichenantriebe ausgewechselt und angeschlossen, 200 Weichen auf richtige Stellung kontrolliert, 140 neue Signale in Betrieb gesetzt, 180 bestehende Signale umgeschaltet und 480 Schienenstromkreise in Betrieb genommen werden. Von der ersten Stunde der Inbetriebnahme an hat sich die neue Stellwerkanlage bestens bewährt und den Betrieb des Bahnhofes spürbar erleichtert und flüssiger gestaltet. Von derselben Stunde an hat auch die umfangreiche Kabelanlage einwandfrei ihren Dienst getan.

Schluss folgt

Nuclex 66: Brennpunkt des internationalen kerntechnischen Schaffens

DK 381.12:621.039

Am 14. September schloss die erste internationale Fachmesse für die kerntechnische Industrie, Nuclex 66, ihre Pforten. Zum ersten Male wurden der Öffentlichkeit in klarer und übersichtlicher Form die umwälzenden Entwicklungen und Errungenschaften auf diesem jungen Gebiet der Technik vorgestellt. Erzeugnisse, welche direkt oder indirekt mit der Nutzbarmachung der durch die Spaltung schwerer Atomkerne freiwerdenden, ungeheuren Energiemengen in Zusammenhang stehen, sind von führenden Industrie- und Beratungs-Unternehmen aus 16 Ländern ausgestellt worden. Interessenten aus 51 Ländern konnten sich in den Hallen der Schweizer Mustermesse in Basel ein Bild über den heutigen Stand der Kerntechnik verschaffen, und zwar sowohl in bezug auf den eigentlichen Reaktorbau, wie auch auf den Parallelgebieten dieses Industrie- und Wirtschaftszweiges. Es wurden mehr als 12 000 Eintritte registriert; die eigentlichen Geschäftsinteressen konn-

ten durch zahlreiche Abschlüsse und Kontaktaufnahmen befriedigende Ergebnisse verzeichnen.

Aus dem Besuch dieser ersten Fachmesse der Kerntechnik musste man die Erkenntnis gewinnen, dass die friedliche Anwendung dieser unwahrscheinlichen Energiemengen bereits aus dem Weltbild nicht mehr wegzudenken ist. Das reine Forschungstreiben führte in der kurzen Zeitspanne seit dem Zustandekommen der ersten selbst-erhaltenden Kettenreaktion von Uranspaltungen im Jahre 1942 zu marktreifen und konkurrenzfähigen Anlagen, welche in der Lage sind, saubere, sichere und billige Energie zu liefern.

Während der Ausstellung wurden in den Sälen der Mustermesse Fachtagungen abgehalten, welche mit der Kerntechnik in direktem Zusammenhang standen. Das grosse Interesse, welches diesen Tagungen entgegengebracht wurde, spiegelt sich in der Tatsache wider,