

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 84 (1966)
Heft: 18

Artikel: Stahlkonstruktion für den Zwischenbau der Papierfabrik Deisswil
Autor: Fattorini, S.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-68896>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 16.05.2025

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

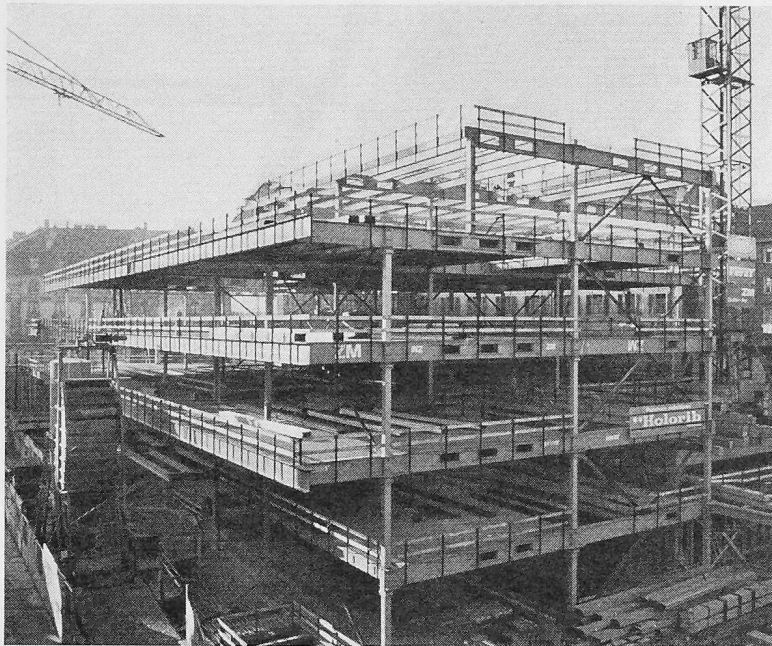


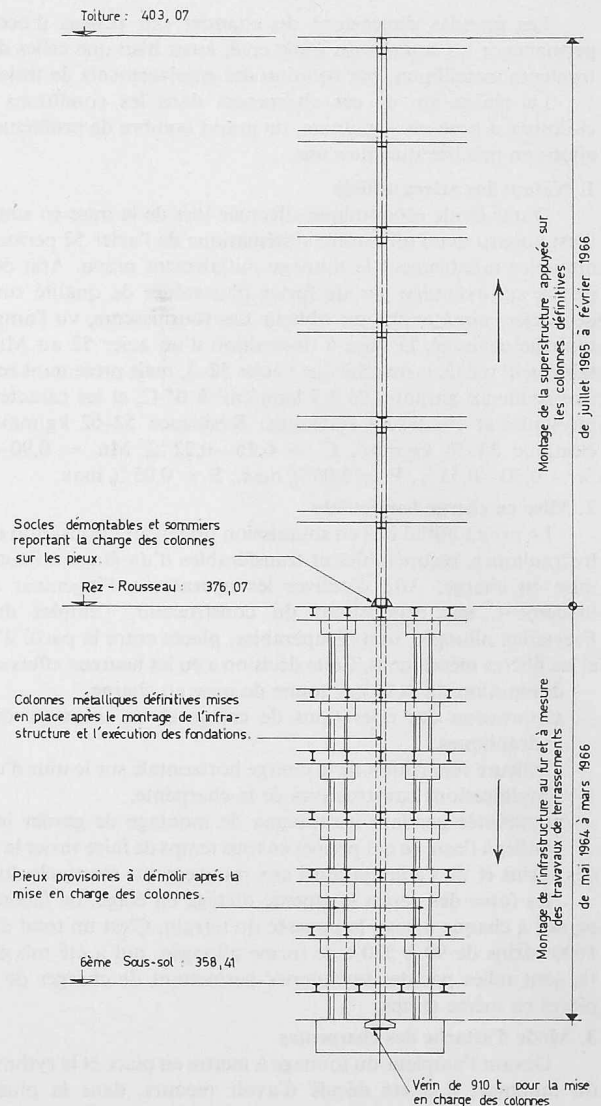
Fig. 6. Vue d'ensemble du chantier. Il y a encore un étage à monter. Les contreventements visibles sur la photographie sont provisoires et seront remplacés ultérieurement par des voiles en béton. Les fondations définitives du bâtiment ne sont pas encore exécutées (décembre 1965)

Fig. 5 (à droite). Schéma de montage et mise en charge des colonnes

Cependant, et l'on aura ici la preuve des énormes avantages que peut procurer la construction métallique, il a été possible de monter en même temps, cette fois du bas vers le haut, tous les étages des superstructures s'appuyant, eux, sur les colonnes carrées définitives, les charges de la superstructure étant reportées sur les pieux provisoires au niveau du rez Rousseau par des sommiers horizontaux (voir Fig. 5). Le programme a été établi de façon que l'achèvement des terrassements et fondations coïncide avec l'achèvement de la toiture du bâtiment. Le gain de temps ainsi réalisé est de plus d'une année, puisque pour une construction en béton beaucoup plus lourde, la charge portante des pieux provisoires n'aurait pas permis de construire à la fois l'infrastructure et la superstructure. Il aurait fallu attendre l'achèvement des terrassements et fondations avant de commencer le montage de la superstructure et c'est cet avantage qui a été décisif pour le choix de la charpente métallique. L'aménagement définitif des étages de superstructure pourra débuter ainsi avant même la fin des terrassements en sous-sol (Fig. 6)!

Les pieux trop encombrants seront démolis après la mise en place et en charge des colonnes définitives. Celles-ci sont donc introduites depuis le haut, descendues à travers les structures existantes des sous-sols, puis soudées bout à bout. On place ensuite des vérins plats de 910 t sous les socles des fondations et on les met en charge, ce qui soulève le bâtiment de quelques millimètres et permet de dégager les pieux provisoires. La course du vérin doit dépasser la somme du raccourcissement des colonnes mises en charge et du tassement éventuel sous la fondation.

Cette façon de faire, tout à la fois originale et audacieuse, méritait



d'être signalée et pourrait être utilisée dans tous les chantiers, nécessitant de grandes excavations en terrain médiocre et où les programmes de travaux sont très serrés. Le chantier était desservi par deux grues tours de 90 et 200 mt. Le rythme de montage de la charpente a varié de 70 à 150 t par mois pour les sous-sols et a atteint des pointes de 500 t par mois pendant le montage des superstructures.

Architecte: *Pierre Braillard*, Genève

Ingénieur-conseil: *R. Henauer*, Ing. EPF/S.I.A., Zürich

Ingénieurs: *E. Aberson & R. Epars*, Ingénieurs EPUL/S.I.A., Genève

Constructeurs: Communauté d'entreprises *Giovanola Frères SA*,

Monthey; *Ateliers de constructions mécaniques de Vevey SA*, Vevey;

Zwahlen & Mayr SA, Lausanne & Aigle.

Fourniture et mise en charge des vérins: *Précontrainte SA*, Lausanne.

Adresse de l'auteur: *P. Bergier*, ingénieur, *Giovanola Frères S.A.*, 1870 Monthey VS.

Stahlkonstruktion für den Zwischenbau der Papierfabrik Deisswil

DK 624.94.016.4:725.4

Zur Verwendung von St 52 im Stahlhochbau

Von **S. Fattorini**, dipl. Bauing., Direktor der Maschinenfabrik Habegger AG, Thun

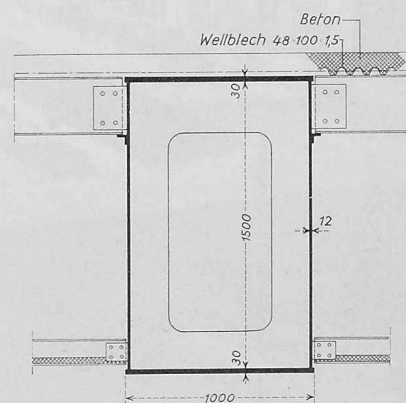
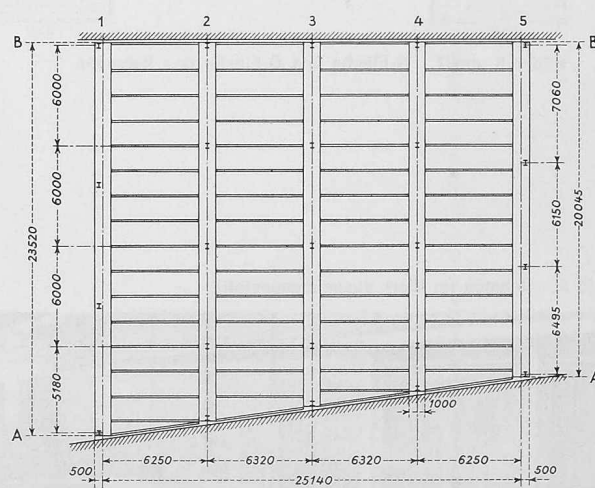
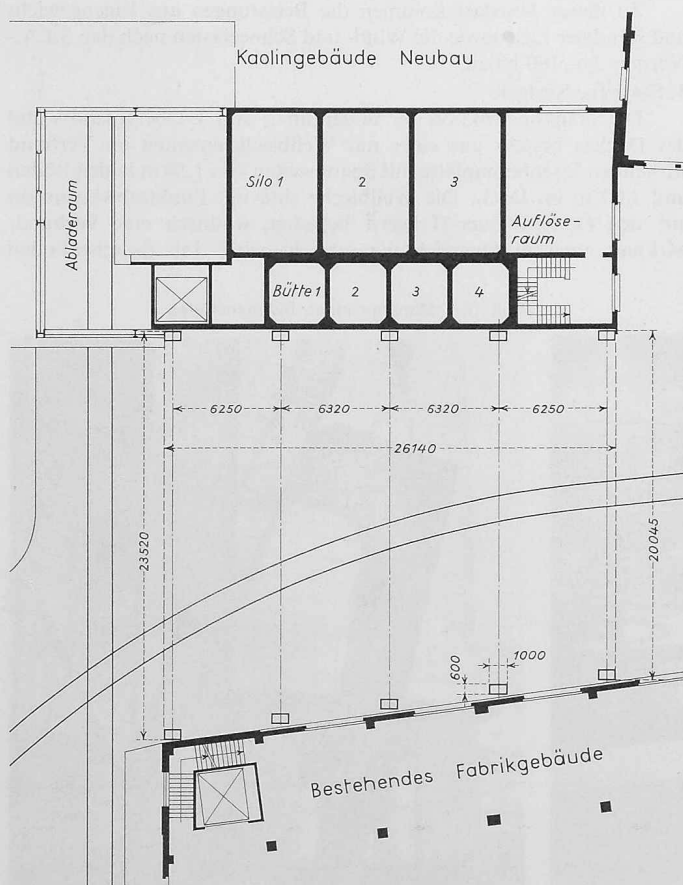
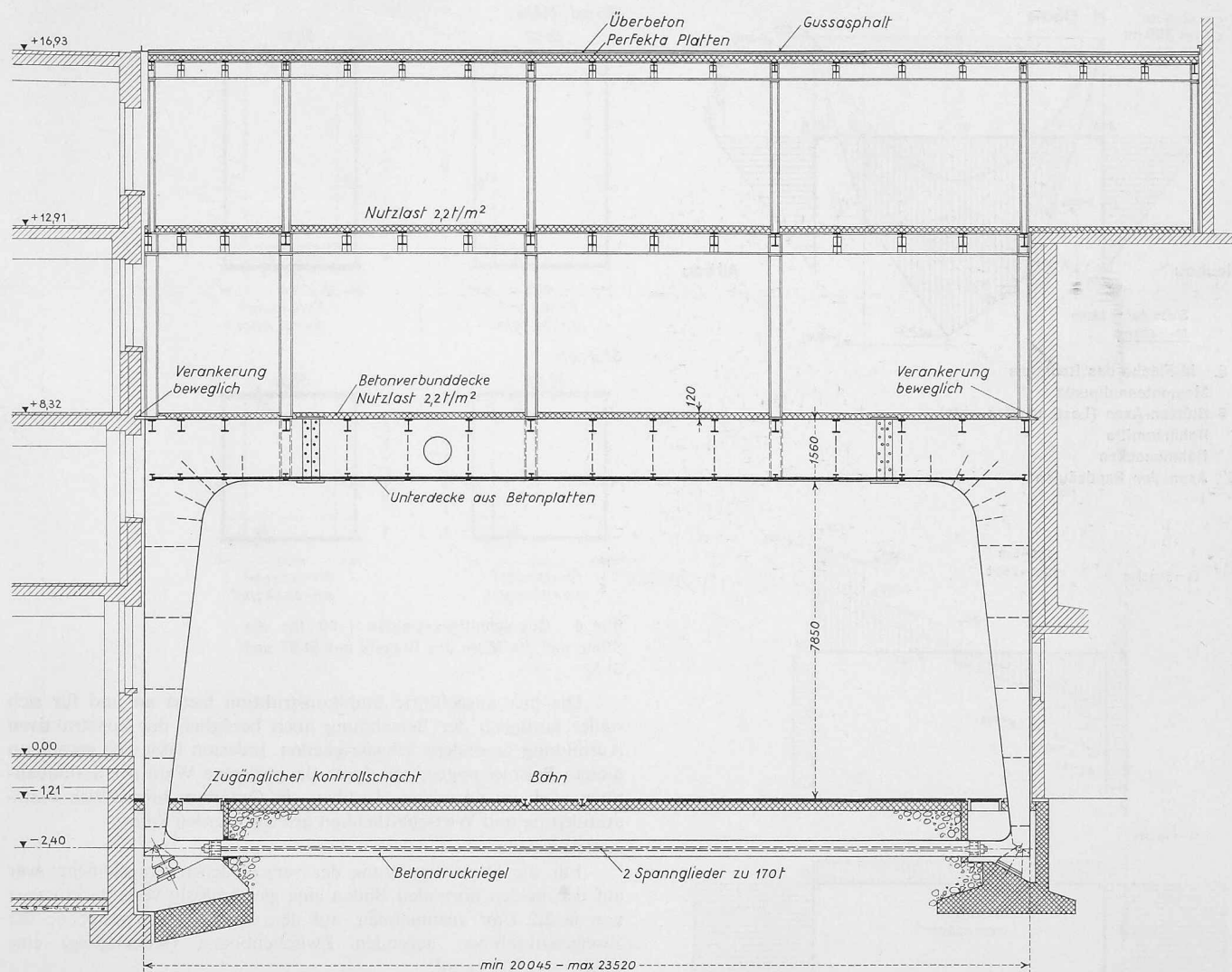
1. Allgemeines

Im Rahmen der Ausbauplanung der Karton- und Papierfabrik in Deisswil war 1965 ein Lagergebäude zu erstellen, das hier näher beschrieben werden soll. Die Bezeichnung «Zwischenbau» erklärt sich aus dem Situationsplan (Bild 1), indem dieses Gebäude auf der einen Seite an eine bestehende Fabrikationshalle, auf der andern Seite an das ebenfalls neu zu erstellende Kaolingebäude angrenzt.

Bei der Projektierung und Ausführung war auf verschiedene Wünsche des Bauherrn Rücksicht zu nehmen. So musste insbesondere die Fabrikzufahrt für Bahn und Camion, deren Lichtraumprofil vorgeschrieben war, vom neuen Gebäude stützenfrei überspannt werden (siehe Querschnitt, Bild 2), wobei der Verkehr auf Strasse und Geleise

während der Bauzeit nicht unterbrochen und möglichst wenig behindert werden sollte. Ferner war der Neubau den bestehenden Gebäuden anzupassen, und zwar hinsichtlich der Koten der einzelnen Stockwerke, der Dachausbildung (Flachdach) sowie der Binderaxen. Auf die bestehenden Fundamente war besondere Rücksicht zu nehmen: Die Stützenfundamente des Neubaus waren so auszubilden, dass an den bestehenden Bauten keinerlei Änderungen oder Unterfangungen notwendig wurden; ebenso durften die alten Fundamente durch die neuen Lasten möglichst nicht zusätzlich beansprucht werden.

Die ursprünglich vorgesehene Variante einer Stahlbetonkonstruktion erwies sich aus allen diesen Gründen als wenig zweckmässig, so dass schliesslich dem Stahlbau der Vorzug gegeben wurde.



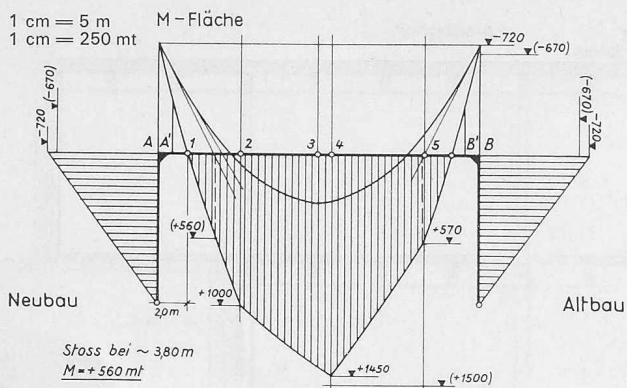
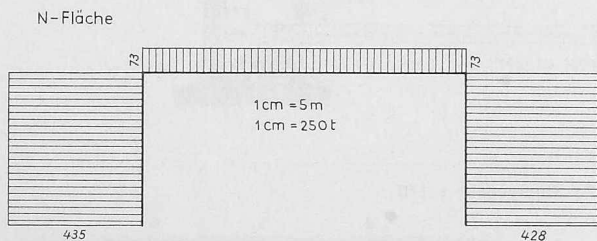
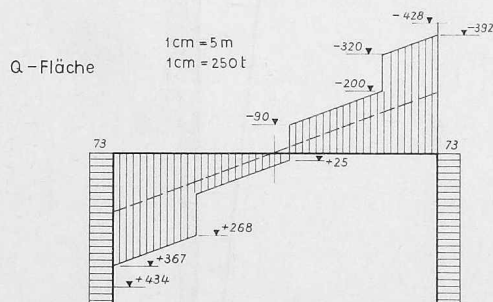
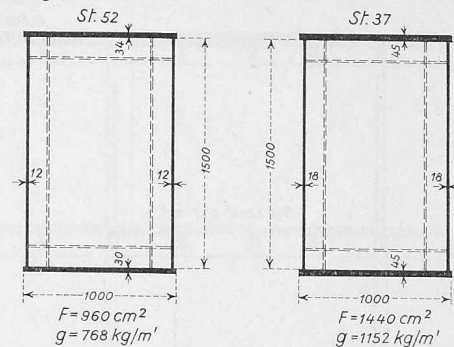


Bild 5. M-Fläche des Rahmens
1 Momentennullpunkt
2, 4, 5 Stützen-Axen (Lastangriffspunkte)
3 Rahmenmitte
A, B Rahmenecken
A', B' Axen der Randsäulen



Bilder 6 und 7. N-Fläche und Q-Fläche des Rahmens

Riegel-Mitte:



Stützen:

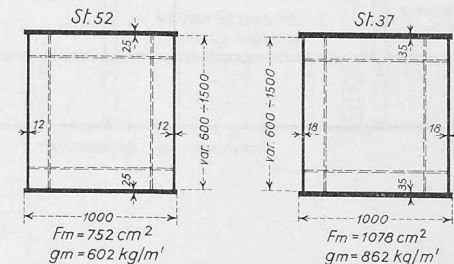


Bild 8. Querschnittsvergleiche 1:50 für die Stiele und die Mitte des Riegels mit St 37 und St 52

Die hier ausgeführte Stahlkonstruktion bietet an und für sich weder bezüglich der Berechnung noch bezüglich der konstruktiven Ausbildung besondere Schwierigkeiten. Indessen lässt sich gerade an diesem Beispiel zeigen, wie durch die geeignete Wahl der Stahlqualitäten auch im normalen Hochbau ein Optimum hinsichtlich Platzausnutzung und Wirtschaftlichkeit erreicht werden kann.

2. Belastungen

Für die Dimensionierung der verschiedenen Tragelemente war auf den beiden normalen Böden eine gleichmässig verteilte Nutzlast von je 2,2 t/m² anzunehmen, auf dem in der Untergurtebene der Zweigelenkrahmen liegenden Zwischenboden (Kriechgang) eine solche von 200 kg/m².

Zu dieser Nutzlast kommen die Belastungen aus Eigengewicht und ständiger Last sowie die Wind- und Schneelasten nach den S.I.A.-Normen Nr. 160 hinzu.

3. Statische Systeme

Die Tragkonstruktion der Böden im 2. und 3. Obergeschoss und des Daches besteht aus einer mit Wellblechelementen im Verbund wirkenden Eisenbetonplatte mit Spannweiten von 1,50 m in den Böden und 2,00 m im Dach. Die Wellbleche sind mit Punktschweissungen auf den Decken-(Quer-)Trägern befestigt, wodurch eine Verbundwirkung auch in Querrichtung erreicht wird. Im Zwischenboden

Bild 9. Rahmen im Werk zusammengestellt

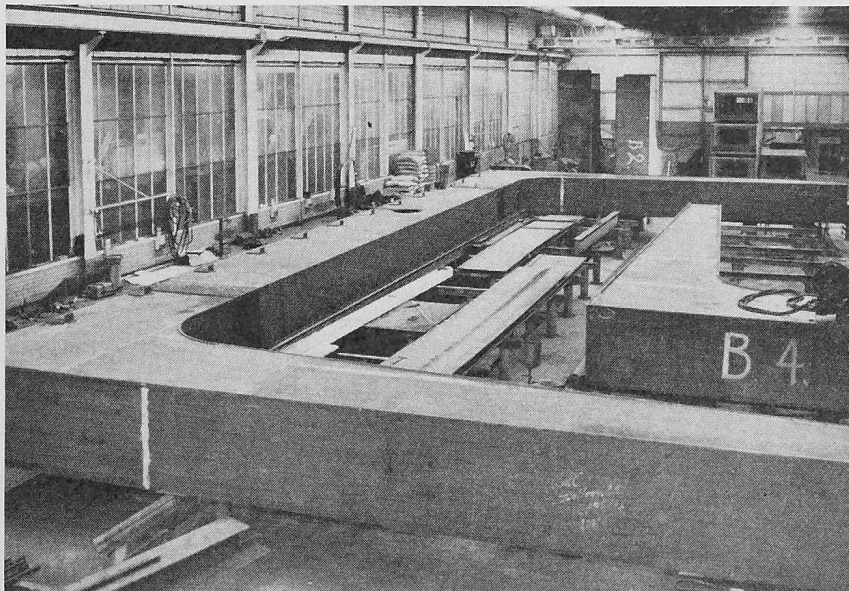
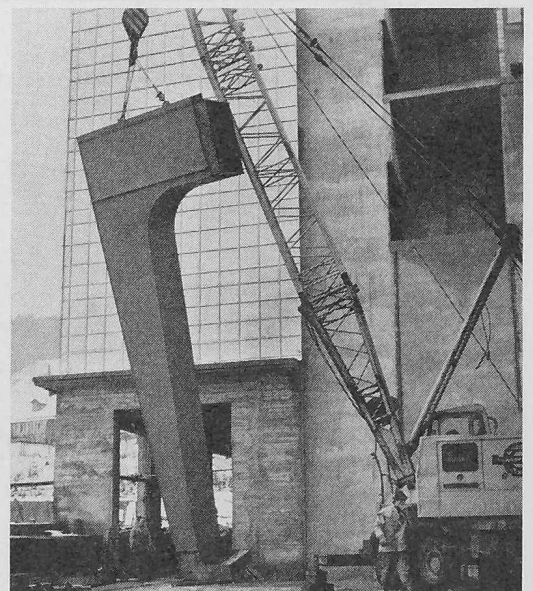


Bild 10. Montage eines Rahmenstieles



(Kriechgang) wurde im Hinblick auf die wesentlich geringeren Belastungen auf eine Verbundkonstruktion verzichtet; hier kamen vorfabrizierte Betonplatten zur Anwendung, die direkt auf den Querträgern aufliegen.

Die Querträger sind vollwandige, einfache Balken mit Spannweiten von 6,32 m bzw. 6,47 m, die im Dach und im oberen Boden in den Binderaxen auf Längs-Unterzügen aufliegen, während sich die Träger des 2. Obergeschosses (Bild 3) und des Zwischenbodens auf die Zweigelenkrahmen stützen. Die Längsträger der oberen Stockwerke geben ihre Auflagerdrücke über Pendelstützen ebenfalls auf die Zweigelenkrahmen ab.

Die Zweigelenkrahmen mit Spannweiten von 20,045 m bis 23,520 m und einer Höhe von 9,53 m von O.K. Belag der Zufahrtsstrasse bis O.K. Boden im 2. Obergeschoss (ein 1. Obergeschoss fehlt wegen des verlangten Lichtraumprofils der Strassen- und Bahndurchfahrt) bilden die Haupttragelemente (Bilder 2 und 4). Sie übernehmen die gesamten Auflasten aus Dach, 2. und 3. Obergeschoss und Zwischenboden, die im Falle des Rahmens in Axe 2 ohne Rahmeneigengewicht bei rechnerischer Vollast eine vertikale Gesamtlast von rund 800 t ergeben.

Bei der Auflagerung der Zweigelenkrahmen war auf die Forderung der Bauherrschaft Rücksicht zu nehmen, dass die Fundamente der bestehenden Gebäude durch die neuen Auflasten nicht zusätzlich beansprucht werden durften. Aus diesem Grunde wurden für die Aufnahme der horizontalen Auflagerkräfte Zugbänder unter Geleise und Fahrbahn angeordnet, die als vorgespannte Betonriegel ausgebildet sind. Ferner wurden die Auflagerplatten mit einer Neigung von 1:2 schräggestellt (nach aussen fallend), damit die neuen Fundamente erstellt werden konnten, ohne dass Anpassungen an den bestehenden Gebäuden erforderlich wurden. Andererseits musste infolge der Schrägstellung der Lager eine Vergrößerung der Horizontalkräfte auf nahezu den dreieinhalbfachen Wert, wie er sich bei horizontalen Lagern ergeben hätte, in Kauf genommen werden. Die grössten auftretenden Horizontalkräfte betragen nahezu 340 t beim Rahmen in Axe 2; für ihre Aufnahme wurden zwei Vorspannkabel mit je 170 t Vorspannkraft im Betonriegel verlegt und an den Stützenfüssen angeschlossen.

Für die Aufnahme der Windkräfte, die im Vergleich zu den Hauptlasten von völlig untergeordneter Bedeutung sind, wurde während der Bauzeit ein provisorischer Montageverband angeordnet; im fertigen Zustand werden die Horizontallasten in jeder Decke über die Betonscheiben und besondere Verankerungen auf das bestehende Fabrikationsgebäude abgegeben.

4. Dimensionierung und Querschnittswahl bei den Zweigelenkrahmen

In den Bildern 5 bis 7 sind die Schnittkräfte (Momente, Querkraft und Normalkräfte) am stärkstbeanspruchten Rahmen in Axe 2 dargestellt.

Bei der Dimensionierung war zu berücksichtigen, dass die Stegblechhöhe für den Rahmenriegel auf 1,50 m festgelegt war, was ungefähr 1/15 der Spannweite entspricht. Zu Vergleichszwecken wurde

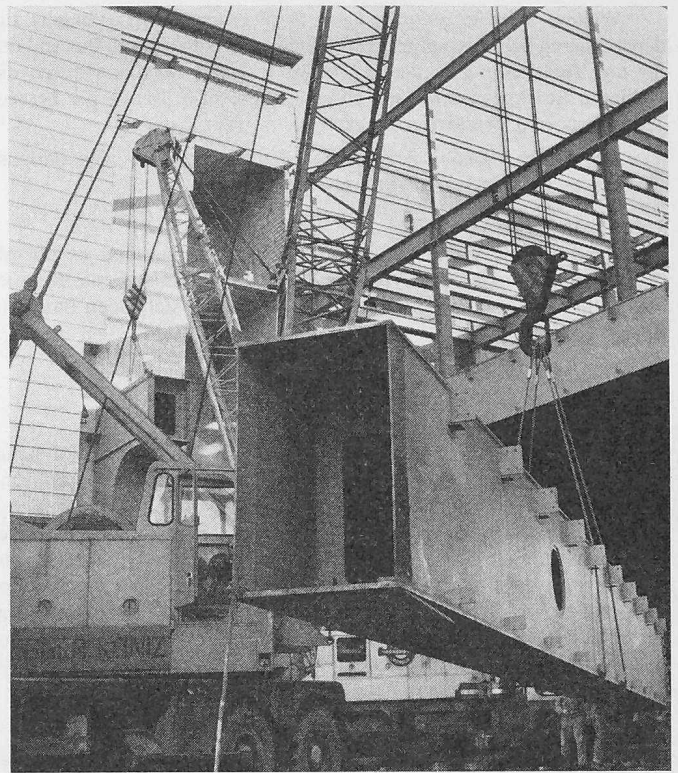


Bild 11. Montage eines Rahmenriegels

sodann der stärkstbeanspruchte Rahmen sowohl für St 37 als auch für St 52 dimensioniert, wobei die zulässigen Spannungen für St 52 auf Grund der Empfehlungen von Prof. P. Dubas (Stahlbaubericht Nr. 21/1965) festgelegt wurden. In Bild 8 sind die Querschnitte für die Stiele und die Mitte des Riegels je für St 37 und St 52 dargestellt.

Aus der Gegenüberstellung dieser Querschnitte ergibt sich, dass bei vorausgesetzt gleicher Stegblechhöhe mit St 52 eine Gewichtseinsparung gegenüber St 37 von rund 33 % im Riegel und rund 30 % in den Stützen möglich ist. Würde man im Fall von St 37 die Bauhöhe des Trägers vergrössern, so dass sich die gleichen Blechstärken wie bei St 52 ergeben, so könnte man zwar nur eine kleine Gewichtseinsparung im Querschnitt selber erzielen; in diesem Fall wären aber auch noch die erforderlichen Querschotten und Beulaussteifungen sowie die Schweissnahtlängen in den Vergleich miteinzubeziehen. Unter Berücksichtigung all dieser zusätzlichen Elemente würde sich immer noch eine Einsparung von knapp 25 % zugunsten des St 52 ergeben. Mit zu berücksichtigen wäre hier auch noch der geringere Platzbedarf und damit der grössere zur Verfügung stehende Nutzraum bei Verwendung von St 52.

Bild 12. Drei Fünftel der Konstruktion sind montiert

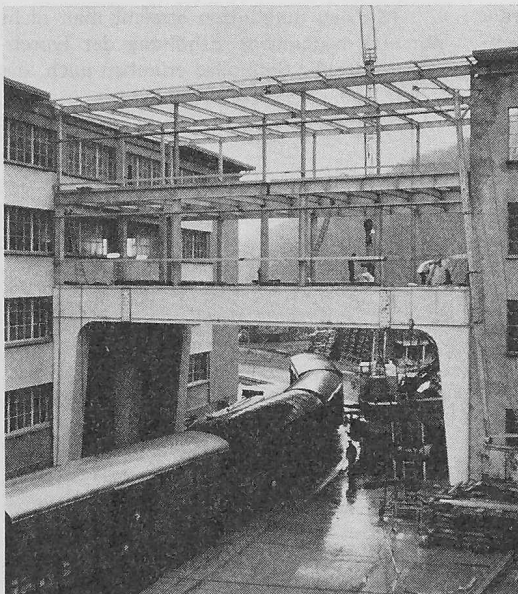
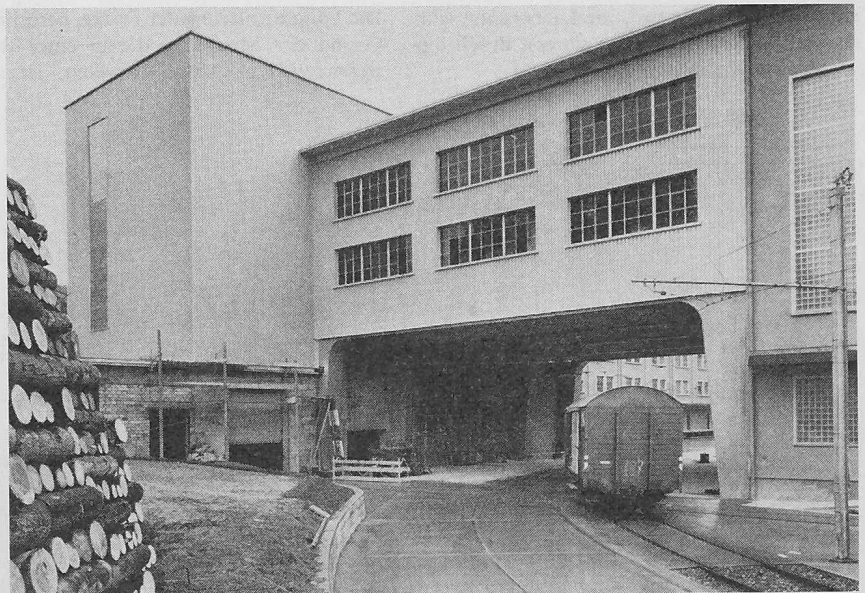


Bild 13. Ansicht der verkleideten Konstruktion von Norden



Weitere Vorteile zugunsten von St 52 ergeben sich einerseits aus den kleineren Schweissnahtquerschnitten bei gleicher Bauhöhe, sodann für die Verarbeitung in der Werkstatt und auf Montage durch die kleineren Stückgewichte und -abmessungen, d. h. durch die bessere Transport- und Manövrierfähigkeit.

Die Bilder 9 bis 13 zeigen verschiedene Zustände der Bauausführung in der Werkstatt und auf Montage.

5. Schlussbemerkungen

Die hier beschriebene Stahlkonstruktion zeigt, dass es überall dort, wo aus irgendeinem Grund besondere Verhältnisse, zum Beispiel hinsichtlich der Belastung oder der zur Verfügung stehenden Bauhöhe

vorliegen, auch im normalen Hochbau interessant und wirtschaftlich sein kann, Stähle höherer Festigkeit zu verwenden. Mit diesen Stählen lassen sich leichte, schlanke und zweckmässige Konstruktionen errichten. Es zeigt sich, dass auch ein gegenüber normalem St 37 erhöhter Materialeinkaufspreis durch die Einsparung an Konstruktionsgewicht und durch die einfachere und raschere Verarbeitung in der Werkstatt und auf Montage mehr als wettgemacht werden kann.

Projektverfasserin: *Maschinenfabrik Habegger AG*, Thun
Ausführungsberechnung und Pläne: *Ingenieurbüro Stüssi AG*, Zürich
Fundationen: *Ingenieurbüro Hubacher & Lehmann*, Bern. *Hans Keller*, dipl. Ing. ETH, in Firma *Frutiger*, Thun
Ausführung: *Maschinenfabrik Habegger AG*, Thun.

Flachdecken mit Stahlpilzen

Von **Stanislaw Bryl**, dipl. Ing., Winterthur

DK 624.073.75

Die Vorteile der Flachdecken – kleine Konstruktionshöhe, gute Ausnutzung des umbauten Raumes und niedrige Herstellungskosten – haben zu einer vermehrten Nachfrage nach dieser Deckenart geführt. Die Spannweiten und Belastungen vergrössern sich ständig, und Flachdecken mit Spannweiten von 8×8 m und einer Belastung von 2 t/m^2 sind heute keine Seltenheit mehr. Es kann darum nicht überraschen, wenn heute auf dem Gebiete der Flachdecken eine rege Forschungstätigkeit herrscht. So wurden z. B. im Rahmen des Comité Européen du Béton rd. 220 Versuche über das Durchstanzen der Flachdecken durchgeführt.

Die Forschungsarbeiten der letzten Jahre führten zur Entstehung der neuen Theorien über das Durchstanzen von Flachdecken (Kinnunen-Nylander, Sawczuk-Jäger, Reimann) und zur Ausarbeitung verschiedener Bemessungsverfahren. Gleichzeitig haben die umfangreichen Untersuchungen auch die Möglichkeiten der reinen Betonbauweise deutlich abgegrenzt. So hatte kürzlich der amerikanische Forscher Hognestad festgestellt: «Die Flachdecken bilden weiterhin die meist verwendete Bauweise in den USA, und es herrscht eine immer stärkere Tendenz zur Vergrösserung der Spannweiten. Darum ist es dringend notwendig, vernünftige Mittel zur Erhöhung der Durchstanzkraft zu finden. Ich bin zur Überzeugung gekommen, dass das einzige Mittel, um diese erwünschte Verbesserung in Flachdecken bis 25 cm Stärke zu erhalten, die Anwendung von kurzen Elementen aus Stahlprofilen, der sog. «shear heads» ist.» Die Gründe, die zu dieser Feststellung geführt haben, sind einerseits sehr einfach, andererseits wurden sie erst durch die Forschungsergebnisse gegeben.

In einer Flachdecke wachsen die Querkraften hyperbolisch (Bild 1), und dementsprechend ist der Einfluss der Stützenabmessungen auf die Schubspannungen viel grösser als bei einem durchlaufenden Träger.

Der Bemessungsvorschlag des C.E.B. [4] sieht folgendes Vorgehen bei der Berechnung der Flachdecken-Abstützung vor: Die sogenannten «nominellen» Schubspannungen

$$\tau_{nom} = \frac{P}{\pi h (2r + h)} \quad \text{für } \frac{2r}{h} \leq 3,5$$

bzw.

$$\tau_{nom} = \frac{P}{\pi h (r + 2,75 h)} \quad \text{für } 3,5 < \frac{2r}{h} \leq 6$$

sollen mit dem Wert

$$\tau_1 = \frac{15 \tau_0}{10 + \frac{0,5 c}{h}}$$

verglichen werden.

Es bedeuten:

- τ_0 Schubspannung, von der Beton-Druckfestigkeit abhängig
- $0,5c$ Abstand des Momenten-Nullpunktes von der Stützenachse
- $2r$ Stützendurchmesser
- h effektive Deckenstärke
- P Stützenkraft

Fall 1. $\tau_{nom} \leq 0,65 \tau_1$

Die Längsarmierung der Decke, berechnet auf Grund der Momente, die in einer stellvertretenden Kreisplatte auftreten, ist ausrei-

chend, um das Durchstanzen der Decke zu verhindern.

Fall 2. $0,65 \tau_1 < \tau_{nom} \leq 1,0 \tau_1$

Die Längsarmierung der Decke muss überprüft und eventuell verstärkt werden.

Fall 3. $1,0 \tau_1 < \tau_{nom} \leq 1,5 \tau_1$

Die Längsarmierung allein kann das Durchstanzen der Decke nicht verhindern. Es muss eine Querarmierung, bemessen auf mindestens $0,75P$ der Stützenkraft angeordnet werden.

Die Untersuchungen von Franz ergeben [4], dass der Einfluss der Querarmierung auf die Erhöhung der Durchstanzkraft sehr gering ist. Die Querarmierung, berechnet auf $1/3$ der Stützenkraft, bringt (im Vergleich zu einer Flachdecke ohne Querbewehrung) eine Erhöhung der Durchstanzkraft um rd. 11% bei Bügelbewehrung und um rd. 4% bei aufgebogenen Stäben; Querbewehrung, berechnet auf $2/3$ der Stützenkraft, eine Erhöhung von rd. 22% resp. von rd. 8%. Die Querbewehrung, berechnet auf die ganze Stützenkraft, bringt bei Verwendung der Bügel keine Erhöhung der Durchstanzkraft mehr (22%), bzw. bei Verwendung der abgebogenen Stäbe eine Erhöhung um rd. 11%.

Diese Überlegungen und Versuchsergebnisse zeigen deutlich, dass nur eine starke Vergrösserung der Stützenabmessungen bzw. Deckendicken bei steigenden Belastungen und Spannweiten die Ausführung der Flachdecken möglich machen. Da eine solche Vergrösserung praktisch unerwünscht ist, bleibt als beste alternative Lösung die Anwendung von Stahlpilzen.

Mit den Stahlpilzen erreicht man nicht nur eine bedeutende Erhöhung der Durchstanzkraft; die Stahlpilze erlauben auch, die

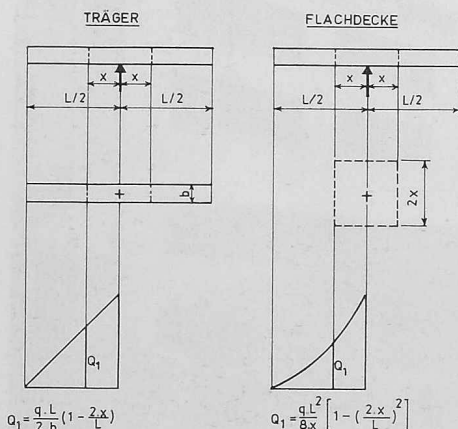


Bild 1. Querkraft je 1 m Breite bei Träger und Flachdecke

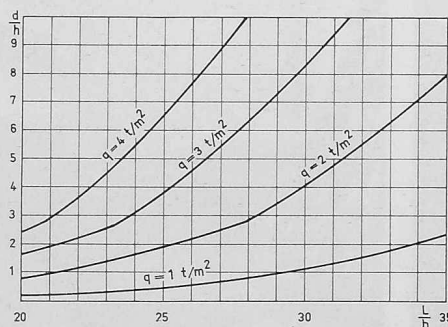


Bild 2. Konstruktionsbedingungen der Flachdecken bei $\tau_{nom} \leq 1,0 \tau_1$ und $\beta_d = 300 \text{ kg/cm}^2$

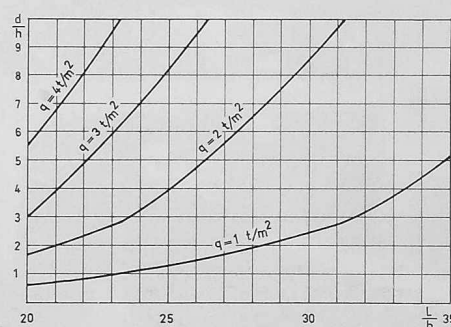


Bild 3. Konstruktionsbedingungen der Flachdecken bei $\tau_{nom} \leq 0,65 \tau_1$ und $\beta_d = 300 \text{ kg/cm}^2$