Vorgespannte Flachdecken - Erfahrungen und Entwicklungen

Autor(en): **Desserich, G. / Narayanan, R.**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizer Ingenieur und Architekt**

Band (Jahr): **98 (1980)**

Heft 37

PDF erstellt am: **19.03.2024**

Persistenter Link: https://doi.org/10.5169/seals-74205

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.

Ein Dienst der *ETH-Bibliothek*
ETH Zürich, Rämistrasse 101, 8092 Zürich, Schweiz, www.library.ethz.ch

http://www.e-periodica.ch

Vorgespannte Flachdecken – Erfahrungen und Entwicklungen

von G. Desserich, Zürich, und R. Narayanan, Zürich

Einleitung

Anwendungsbereiche

Wirtschaftliche Gesichtspunkte, grosse Freiheit in der Wahl der Stützenanordnung, kleinstmögliche Deckenstärke, ungehinderte Führung der Installationen, sind die wichtigsten Gründe für die Anwendung von Flachdecken.

Schon vor rd. 25 Jahren haben Ingenieure begonnen, Flachdecken auch vorzuspannen. Heute zeigt sich eine zunehmende Nachfrage für dieses besondere Konstruktionssystem. Die hauptsächlichsten Gründe für diese Entwicklung sind:

- Bauherren und Architekten bevorzugen im Sinne einer flexibleren Nutzung des Gebäudes zunehmend grössere Stützenfreiheit.
- Eine vielseitigere Nutzung der Gebäude führt besonders in Warenhäusern und Industriebauten zu grösseren Nutzlasten, z. B. infolge grösserer Stapelhöhe, Stapelfahrzeugverkehr usw., die mit schlaff bewehrten Flachdecken kaum zu bewältigen sind.
- Ingenieure bemühen sich um eine wirtschaftliche Ausnutzung moderner Bautechnik.
- Die zunehmende Empfindlichkeit der Bauherren und Mieter gegenüber Rissen in nichttragenden Konstruktionsteilen verlangt eine Deckenkonstruktion mit geringen Durchbiegungen.
- Der Unternehmer sucht Bauverfahren mit kürzeren Bauzeiten.

Spannverfahren und Kabelanordnung

Bei den ersten in den USA gebauten Flachdecken wurden durchwegs «Spannkabel ohne Verbund» verwendet, bei denen die in Hüllrohren liegenden Spannstähle (Stahldrähte oder Einzellitze) mit einem Korrosionsschutzfett beschichtet sind. Meist wurden dabei die Spannkabel in beiden Richtungen auf Feld- und Gurtstreifen der Flachdecke gleichmässig verteilt angeordnet. Bei späteren Ausführungen hat man oft auch die Spannkabel in einer Richtung der Decke im Gurtstreifen konzentriert und in der andern Richtung gleichmässig verteilt angeordnet.

Untersuchungen, die in den frühen 70er Jahren in der Schweiz durchgeführt wurden, zeigten, dass wesentliche Vorteile erreicht werden, wenn die Spannkabel in beiden Richtungen in schmalen, über den Stützen durchlaufenden Streifen angeordnet sind (Bild 1). Heute werden in der Schweiz die Mehrzahl der Flachdecken mit dieser als «Stützstreifen-Vorspannung» bezeichneten Anordnung ausgeführt. Auch werden besonders bei grösseren Spannweiten und Plattendicken vermehrt «Spannkabel mit nachträglichem Verbund» verwendet. Die Vorteile einer Konzentration der Spannkabel in beiden Richtungen einer Flachdecke wurden in verschiedenen Veröffentlichungen dargelegt [1,2,6].

Seit den ersten Anwendungen der Stützstreifen-Vorspannung in der Schweiz im Jahre 1973 haben eingehende Untersuchungen zusätzliche Infor-



Bild 1. Stützstreifen-Vorspannung (obere Bewehrung noch nicht verlegt)

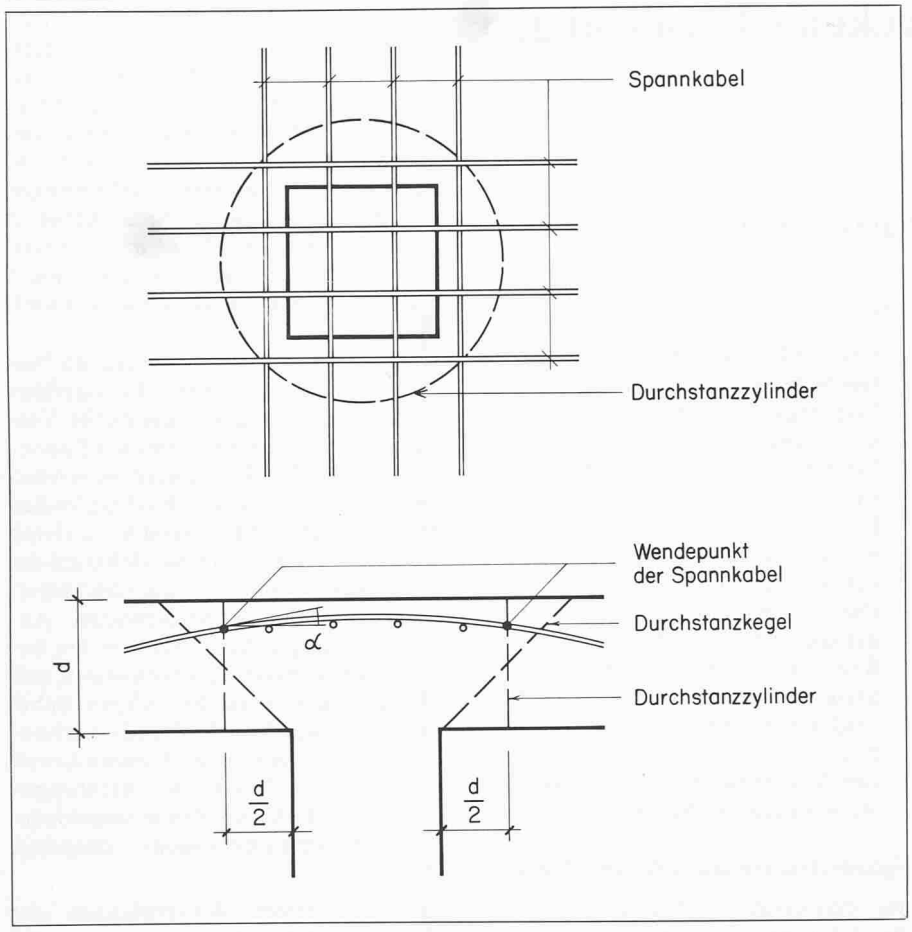


Bild 2. Kabelverlauf im Bereich des Durchstanzzylinders um eine innere Stütze (schlaffe Bewehrung nicht eingezeichnet)

mationen gebracht. In den folgenden Ausführungen werden die wichtigsten neueren Entwicklungen und Erkenntnisse aufgezeigt.

Berechnung und Bemessung

Biegebeanspruchung

Im Aufsatz «Vorgespannte Flachdekken im Lagerhaus Schöntalhof, Rupperswil» [3] wurde gezeigt, dass die Momentenfläche aus dem Lastfall Stützstreifen-Vorspannung $U = U_x + U_y$ (linienförmige Umlenkkräfte U_x bzw. U_y in x- bzw. y-Richtung) im wesentlichen affin zu derjenigen aus einer gleichmässig verteilten Last G ist. Die Überlagerung der beiden Lastfälle ergibt somit ein «ruhiges» Momentenbild mit stark reduzierten Momentenspitzen im Stützenbereich. Die resultierende Momentenfläche verläuft über der Stütze mit nur geringer Neigung; daher sind auch die resultierenden Querkräfte hier wesentlich reduziert und die Durchstanzbeanspruchung des Betons sinkt auf einen Bruchteil des ursprünglichen Wertes.

Es hat sich als zweckmässig erwiesen, die Grösse der Vorspannkräfte V und damit also der Umlenkkräfte U so zu wählen, dass möglichst günstige Durchstanzverhältnisse für die Decke entstehen. Dies ist der Fall, wenn die aus Umlenkkräften U und Eigengewicht G resultierende Durchstanzkraft D_o (nach oben wirkend) etwa gleich gross ist wie die aus Umlenkkräften U, Eigengewicht G und Nutzlast P resultierende Durchstanzkraft D_u (nach unten wirkend).

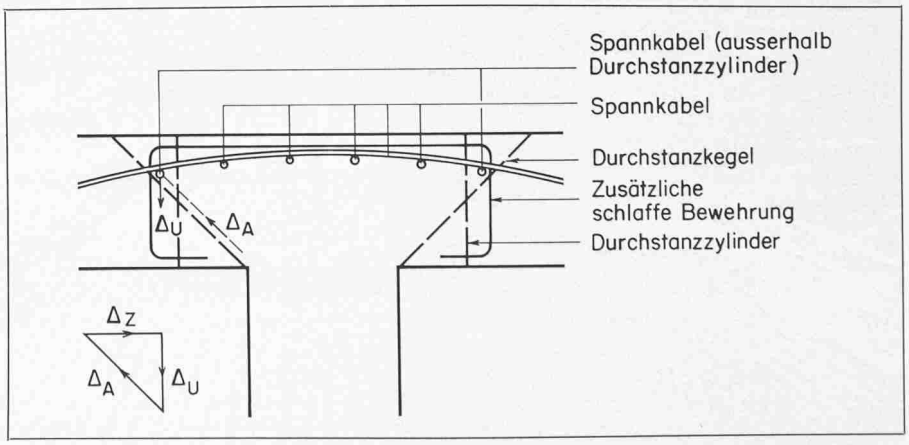


Bild 3. Kabel im Bereich zwischen Durchstanzzylinder und Durchstanzkegel (normale schlaffe Bewehrung nicht eingezeichnet)

Der Bemessung der Platte, insbesondere der erforderlichen schlaffen Bewehrung, werden die Biegemomente aus Stützstreifen-Vorspannung M_v, die Biegemomente infolge Belastung $M_{(G+P)}$ sowie die durch die Ankerkräfte der Vorspannungen bewirkten Normal-Kräfte N_v zugrunde gelegt. Für die Ermittlung dieser Schnittkräfte M_v, $M_{(G+P)}$ und N_v stehen Tabellen oder Rechnungsprogramme zur Verfügung. Um eine ausreichende Bruchsicherheit der Decke zu gewährleisten, wird die Bemessung (Biegung mit Normalkraft) mit einer erhöhten Beanspruchung (z.B. $M' = 1{,}4\ M_{(G+P)} + 0{,}9\ M_v$ und $N' = 0{,}9\ N_v$) und mit einem reduzierten Querschnitts-Widerstand (z.B. $W_r' = W_r / 1{,}3$) durchgeführt [3,4].

Selbstverständlich müssen bei solchen Berechnungen der zu erwartende Abbau der Vorspannkräfte aus Beton-Schwinden und -Kriechen sowie Stahlrelaxation berücksichtigt werden.

Durchstanzen bei Innenstützen

Bei der Stützstreifen-Vorspannung durchdringen normalerweise alle Spannglieder beider Richtungen den sog. «ideellen Durchstanzzylinder», und die Wendepunkte der Kabel liegen am Rande dieses Durchstanzzylinders (Bild 2). Dadurch wird erreicht, dass die nach unten gerichtete Umlenkkraft im Durchstanzzylinder liegt und direkt in die Stütze abgetragen wird. Die gesamte nach oben gerichtete Umlenkkraft $U = U_x + U_y$ wirkt ausserhalb des Durchstanzzylinders auf die Decke und reduziert somit die auf den Beton der Decke wirkenden Durchstanzkräfte. Anders ausgedrückt: Der Durchstanzwiderstand der Decke ist um die Vertikalkomponente der Kabelkräfte erhöht. Falls $(G+P)$ die Stützenkraft infolge Dauer- bzw. Nutzlast einer Innenstütze ist, beträgt die auf den Betonumfang des ideellen Durchstanzzylinders wirkende Durchstanzkraft D:

$D = (G+P) - \Sigma\ V \cdot \sin\alpha$, worin V die Vorspannkraft eines unter dem Winkel α in den Durchstanzzylinder eindringenden Spannkabels ist (Bild 2). Dabei wird über alle eindringenden Spannkabel summiert.

Gelegentlich ist es aus Platzgründen unvermeidbar, einzelne Spannkabel ausserhalb des ideellen Durchstanzzylinders, jedoch noch innerhalb des Durchstanzkegels anzuordnen. Falls diese Kabel in der Berechnung der Durchstanzkraft berücksichtigt werden sollen,

Tabelle 1. Beiwerte c zur Ermittlung der Durchbiegungen δ
(Mit dem Finite-Element-Programm Flash am Datastatic-Rechenzentrum berechnet)

		$\frac{l_x}{l_y} = 0{,}5$				$\frac{l_x}{l_y} = 1{,}0$				$\frac{l_x}{l_y} = 2{,}0$			
		A	B	C	D	A	B	C	D	A	B	C	D
Eigengewicht	1	0.000	0.275	0.000	0.118	0.000	0.832	0.000	0.230	0.000	2.908	0.000	0.364
	2	2.720	2.691	2.625	2.591	0.803	1.325	0.862	0.796	0.273	2.866	0.395	0.450
L = g·lx·ly = G	3	0.000	0.417	0.000	0.168	0.000	0.912	0.000	0.276	0.000	2.804	0.000	0.384
	4	0.904	0.958	0.883	0.842	0.352	0.917	0.376	0.307	0.146	2.758	0.195	0.330
	5	0.000	0.336	0.000	0.134	0.000	0.820	0.000	0.191	0.000	2.750	0.000	0.309
Nutzlast	1	0.000	0.330	0.000	0.248	0.000	1.107	0.000	0.813	0.000	4.172	0.000	2.907
	2	4.058	3.947	3.871	3.845	1.092	1.478	1.128	1.088	0.329	4.044	0.441	2.815
L = p·lx·ly = P	3	0.000	0.456	0.000	0.282	0.000	1.160	0.000	0.804	0.000	3.981	0.000	2.748
Lastanordnung für max. pos. Durchbiegungen	4	3.151	3.050	2.980	2.950	0.869	1.180	0.845	0.851	0.258	3.951	0.281	2.716
	5	0.000	0.428	0.000	0.267	0.000	1.095	0.000	0.761	0.000	3.942	0.000	2.706
Nutzlast	1	0.000	-0.055	0.000	-0.130	0.000	-0.275	0.000	-0.583	0.000	-1.264	0.000	-2.543
	2	-1.338	-1.256	-1.246	-1.254	-0.289	-0.153	-0.266	-0.292	-0.056	-1.178	-0.046	-2.365
L = P·lx·ly = P	3	0.000	-0.039	0.000	-0.114	0.000	-0.249	0.000	-0.529	0.000	-1.177	0.000	-2.364
Lastanordnung für max. neg. Durchbiegungen	4	-2.247	-2.092	-2.097	-2.108	-0.518	-0.263	-0.469	-0.545	-0.112	-1.193	-0.086	-2.386
	5	0.000	-0.092	0.000	-0.133	0.000	-0.275	0.000	-0.570	0.000	-1.192	0.000	-2.397
Umlenkkräfte	1	0.000	-0.387	0.000	-0.137	0.000	-1.033	0.000	-0.296	0.000	-3.287	0.000	-0.498
aus Vx 1)	2	-0.099	-0.207	-0.168	-0.137	-0.134	-0.752	-0.250	-0.169	-0.105	-2.925	-0.252	-0.308
	3	0.000	-0.362	0.000	-0.148	0.000	-0.896	0.000	-0.245	0.000	-2.933	0.000	-0.347
L = Ux	4	-0.149	-0.236	-0.167	-0.126	-0.175	-0.773	-0.205	-0.132	-0.105	-2.866	-0.157	-0.281
	5	0.000	-0.364	0.000	-0.147	0.000	-0.908	0.000	-0.233	0.000	-2.933	0.000	-0.344
Umlenkkräfte	1	0.000	-0.102	0.000	-0.101	0.000	-0.128	0.000	-0.176	0.000	-0.094	0.000	-0.157
aus Vy 1)	2	-3.079	-2.725	-2.725	-2.650	-0.996	-0.722	-0.862	-0.736	-0.379	-0.202	-0.357	-0.241
	3	0.000	-0.272	0.000	-0.145	0.000	-0.268	0.000	-0.215	0.000	-0.166	0.000	-0.175
L = Uy	4	-1.087	-0.858	-0.883	-0.809	-0.435	-0.270	-0.365	-0.245	-0.177	-0.127	-0.178	-0.121
	5	0.000	-0.184	0.000	-0.111	0.000	-0.163	0.000	-0.133	0.000	-0.111	0.000	-0.099

1) in den Randstreifen 1 bzw A ist die Vorspannkraft V_x bzw V_y nur halb so gross wie in den entsprechenden Innenstreifen

müssen die Umlenkkräfte ΔU aus diesen Kabeln gemäss Bild 3 durch zusätzliche, ausreichend bemessene schlaffe Querbewehrung gesichert, d.h. «eingebunden» werden. Spannkabel, welche ausserhalb des Durchstanzkegels liegen, dürfen bei der Berechnung der Durchstanzkraft nicht berücksichtigt werden.

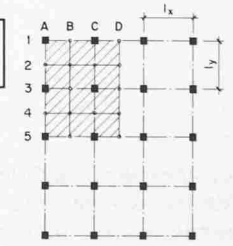
Über diesen Einfluss der Vorspannung auf die Durchstanzkraft wurden gelegentlich Zweifel geäussert [5]. Die Auswertung von Versuchen [12] über das Durchstanzen von vorgespannten Platten zeigt jedoch, dass bei der Stützstreifen-Vorspannung die entlastende Wirkung der Vorspannung voll den vorangehenden Ausführungen entspricht.

Die erforderliche Dicke der Flachdecke wird unter Berücksichtigung der Durchstanzgefahr für eine innere Stütze bestimmt. Bei der Innenstütze eines Eckfeldes, wo die Durchstanzbeanspruchung am grössten ist, können, falls nötig, Stahl-Stützkörper [7] oder eine zusätzliche Bewehrung gegen Durchstanzen [8,9,13] angeordnet werden. Zur Bemessung gegen Durchstanzen von Rand- und Eckstützen sind in der Literatur [10] wertvolle Hinweise zu finden.

Durchbiegungen

Die rechnerische Vorhersage von Durchbiegungen bei Betonkonstruktionen muss immer vorsichtig beurteilt werden; die gemessenen Durchbiegungen können sich von den rechnerischen Werten erheblich unterscheiden. Dabei spielen das Kriechen und Schwinden des Betons sowie eine allfällige Rissebildung, eine wesentliche Rolle. Die nach oben gerichteten Umlenkkräfte infolge Vorspannung wirken günstig auf die Decke und reduzieren die Durchbiegungen beträchtlich. Zudem sind praktisch alle Bereiche der Decke unter Nutzlasten im ungerissenen Stadium; die Decke hat dadurch eine grosse Biegesteifigkeit, welche sich in geringeren Durchbiegungen äussert. Zur Berechnung der Durchbiegungen vorgespannter Flachdecken unter Nutzlasten darf das Trägheitsmoment des ungerissenen Betonquerschnittes eingesetzt werden. Als Berechnungshilfe sind die Durchbiegungskoeffizienten für Flachdecken mit den Seitenverhältnissen $lx/ly = 0{,}5;\ 1{,}0;\ 2{,}0$ in Tabelle 1 angegeben. Die Durchbiegungskoeffizienten für dazwischenliegende Seitenverhältnisse können linear interpoliert werden. Als Beispiel diene ein Randfeld von 10,0×10,0 m einer mit dem Stützstreifen-Verfahren vorgespannten Flachdecke mit einer Deckenstärke von 38 cm. Die Deckenbelastung betrage $g = 9.5\ KN/m^2$ und $p = 5{,}0\ KN/m^2$. Die gewählte Vorspannung sei $V_o = 3030$ KN pro Stützstreifen. Mit den realisierbaren Kabelneigungen betragen die Umlenkkräfte aus Vorspannung, $U_\infty = 400$ KN und $U_\infty = 350$ KN. Die Steifigkeit B des ungerissenen Querschnittes beträgt mit $E = 35\times10^6\ KN/m^2$

$$\delta = c\,\frac{L}{100}\cdot\frac{l_x\cdot l_y}{B} \qquad B = \frac{E\cdot d^3}{12\,(1-\nu^2)}$$



zu Tabelle 1

Stützenabmessung 0,05 l_x × 0,05 l_y

$$B = \frac{35 \cdot 10^6 \cdot 0{,}38^2}{12\,(1 - 0{,}167^2)} = 164635\ \text{KN} \cdot m$$

Mit den Durchbiegungskoeffizienten der Tabelle 1 ergeben sich die kurzfristigen Verformungen (ohne Kriechen des Betons) in Feldmitte (*D*. 2):

infolge Dauerlast *G* zu:

$$\delta_G = 0{,}796\ \frac{950}{100} \cdot \frac{10^2}{164635} = 4{,}6\ \text{mm}$$

sowie infolge Vorspannung zu:

$$\delta_U = -\ (0{,}169 \cdot 400 + 0{,}736 \cdot 350) \cdot \frac{1}{100} \cdot \frac{10^2}{164635} = -\ 2{,}0\ \text{mm}$$

Es ist ersichtlich, dass die Durchbiegung aus Dauerlast durch die Vorspannung um ca. 50% reduziert wird. Unter der Annahme einer Kriechzahl φ_n von 2,0 ergibt sich eine langfristige Durchbiegung von:

$$\delta_\infty = (4{,}6\text{–}2{,}0)\ (1+\varphi_n) = 7{,}8\ \text{mm} \cong \frac{L}{1250}$$

Für eine nicht vorgespannte Flachdekke ergibt sich unter Berücksichtigung einer abgeminderten Biegesteifigkeit (0,5-fache der Biegesteifigkeit des ungerissenen Querschnittes) wegen Rissebildung eine langfristige Durchbiegung von:

$$\delta_G = 4{,}6 \cdot 2 \cdot (1+\varphi_n) = 27{,}6\ \text{mm} \cong \frac{L}{360}$$

Für spezielle Lastfälle oder Seitenverhältnisse können die Durchbiegungen praktisch nur mittels Computerprogrammen ermittelt werden.

Rissesicherung

In den meisten Fällen der Praxis zeigt sich, dass weite Bereiche der vorgespannten Decken unter Nutzlasten keine Zugspannungen aufweisen und damit im ungerissenen Stadium sind. Eine konstruktive schlaffe Bewehrung von ca. 0,1% des Deckenquerschnittes dürfte in solchen Zonen ausreichen. In gewissen Zonen muss die zusätzliche schlaffe Bewehrung verstärkt werden, um eine genügende Bruchsicherheit und ein günstiges Rissverhalten zu gewährleisten. Bachmann zeigt in [11], dass bei genügender Bruchsicherheit der Spannungszuwachs in der schlaffen Bewehrung klein ist und deshalb auch keine unzulässig grossen Risse zu erwarten sind. In der gleichen Veröffentlichung werden auch die Gründe erläutert, weshalb in allen vorgespannten Konstruktionen eine minimale schlaffe Bewehrung vorgesehen werden sollte.

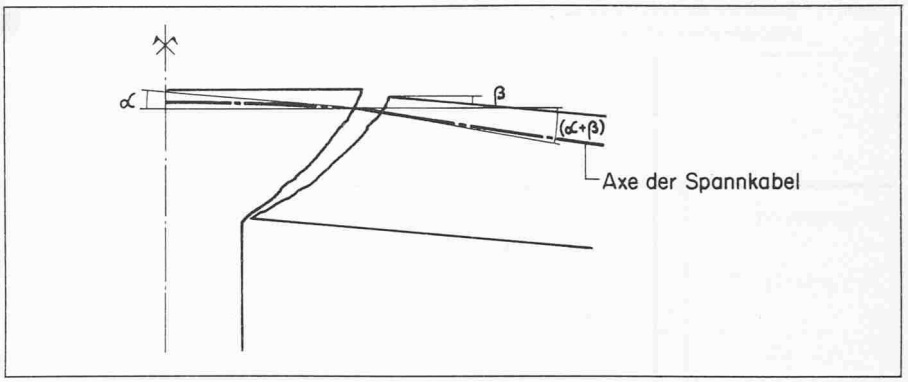


Bild 4. Situation der Decke im Stützenbereich nach Ausbildung eines Durchstanzkegels (schlaffe Bewehrung und Querkabel nicht eingezeichnet)

Verhalten bei Überbeanspruchung

Der Mechanismus des Durchstanzens in schlaff bewehrten Flachdecken ist bekannt; der Bruch tritt nach der Ausbildung des Durchstanzkegels schlagartig ein und führt unmittelbar zum Versagen der Konstruktion. Im Falle der Überbeanspruchung einer nach dem Stützstreifen-Verfahren vorgespannten Flachdecke stürzt die Konstruktion nicht ein, auch nicht nach der Ausbildung des Durchstanzkegels. Die über die Stützen laufenden Spannkabel übernehmen in diesem Fall die Funktion von Hängegliedern und verhindern den Einsturz der Decke. Versuche ergaben [12], dass dieses Hängewerk mindestens diejenige Last auf die Stütze übertragen kann, die zur Ausbildung des Durchstanzkegels nötig ist. Je grösser der Anteil der durch den Durchstanzkegel geführten Spannkabel ist, desto grösser ist dieser Hängewerk-Effekt.

Als Beispiel diene eine Innenstütze einer nach den Stützstreifen-Verfahren vorgespannten Flachdecke mit Stützweiten in beiden Richtungen von 0,8 m und einer Deckenstärke von 30 cm. Die Deckenbelastung betrage $g = 7{,}5\ \text{KN/m}^2$ und $p = 7{,}5\ \text{KN/m}^2$. Die gewählte Vorspannung sei $V = 2000\ \text{KN}$ pro Stützstreifen. Alle

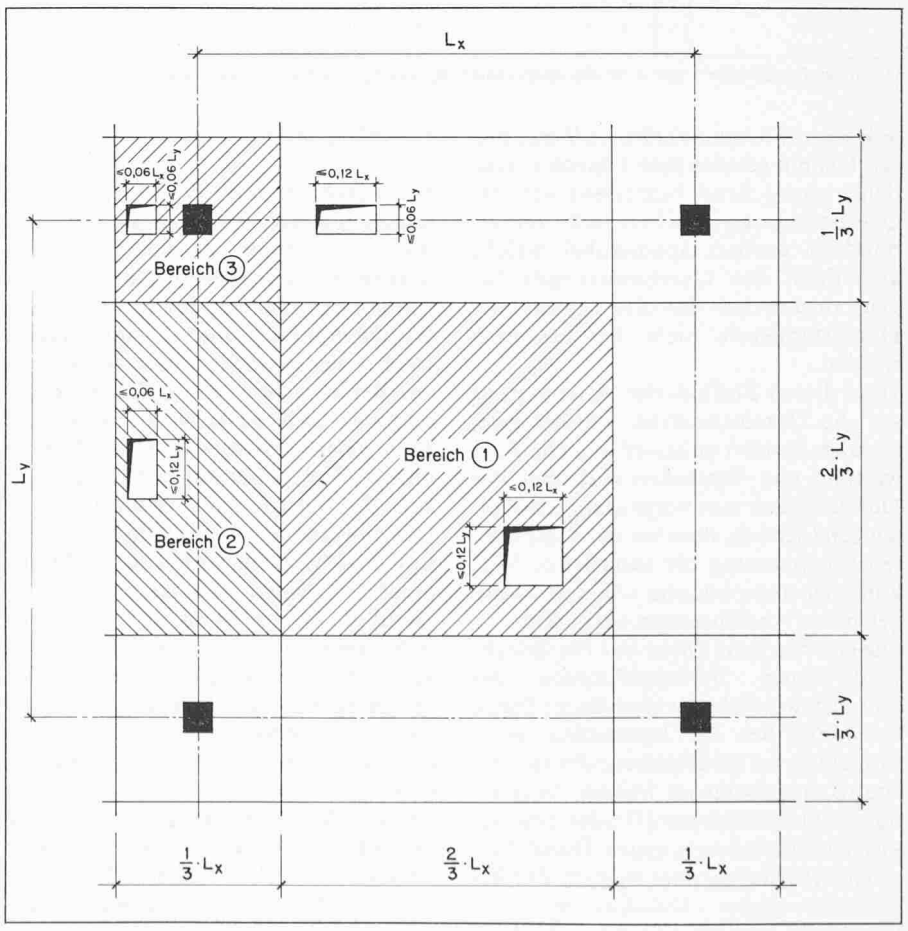


Bild 5. Aufteilung eines Deckeninnenfeldes in 3 Hauptbereiche und Grösse möglicher Aussparungen, die bei den Schnittkraftermittlungen vernachlässigt werden dürfen

Kabel seien direkt über der Stütze angeordnet.

Bild 4 zeigt die Situation nach einer allfälligen Ausbildung eines Durchstanzkegels mit einer Rotation ß der Decke im Stützenbereich. Gleichgewicht ist in diesem Zustand möglich, solange $S = \Sigma V \sin(\alpha+\beta)$ ist, wobei α der planmässige Neigungswinkel der Spannglieder beim Eindringen in den ideellen Durchstanzkegel und S die Stützenkraft bedeuten. Selbst bei einer dreifachen Nutzlast mit $S = (G+3P) = (7{,}5 + 3 \cdot 7{,}5) \cdot 8^2 = 1920$ KN, beträgt bei $\Sigma V = 4 \times 2000 = 8000$ KN und $\alpha = 5°$ der notwendige Rotationswinkel ß nur 8,9°, um dieses Gleichgewicht zu gewährleisten. Der dazugehörende Durchhang beträgt maximal

$$\frac{8}{2} \tan ß = 0{,}62 \text{ m}$$

Aussparungen

Aussparungen sind grundsätzlich bei der Bemessung von Flachdecken zu berücksichtigen. Kleinere Aussparungen, die den nachfolgenden Regeln genügen, dürfen jedoch bei der Ermittlung der Schnittgrössen vernachlässigt werden. Es wird dabei vorausgesetzt, dass die Schnittgrössen von dem durch die Aussparungen reduzierten Deckenquerschnitt noch aufgenommen werden können. Zudem wird vorausgesetzt, dass die Spannkabel mindestens in einer Richtung vollzählig den Durchstanzkegel durchdringen, damit die im vorhergehenden Abschnitt erwähnte Tragreserve erhalten bleibt. Für die Festlegung der bei der Ermittlung der Schnittkräfte vernachlässigbaren Aussparungen, wird ein Deckeninnenfeld auf Bild 5, entsprechend der Empfindlichkeit gegenüber Aussparungen, in drei Bereiche aufgeteilt. Für jeden dieser Bereiche sind auf diesem Bild Regeln für die zulässigen Aussparungen festgelegt. Die vorgeschlagenen Werte sind sorgfältig gewählte Ermessenswerte. Für die Sicherung von Aussparungen in Randbereichen sind spezielle Überlegungen nötig. Im Bereich 3 – dem Stützenbereich – ist bei der Anordnung von Aussparungen Vorsicht geboten. Dies gilt sowohl für vorgespannte als auch für nicht vorgespannte Flachdecken. Die ungünstige Wirkung der Aussparungen auf das Durchstanzverhalten der Decke wird durch eine Abminderung des Umfangs des Durchstanzzylinders nach dem Vorschlag von Kinnunen und Nylander [14] oder entsprechend dem ACI Building Code [15] berücksichtigt (Bild 6). Für die Sicherung von Aussparungen bei Eck- und Randstützen sind spezielle Überlegungen nötig. Wichtig ist, dass bei der Anordnung von Aussparungen die Flachdecke immer als Ganzes betrachtet wird, insbesondere in Bezug auf die Kabelführung. Die Stützstreifen-Vorspannung gibt dem Architekten und Ingenieur grosse Freiheit in der Anordnung von Aussparungen, da die Spannkabel, welche einen erheblichen Anteil der gesamten erforderlichen Bewehrung der Deckenkonstruktion bilden, in schmalen Zonen konzentriert angeordnet sind.

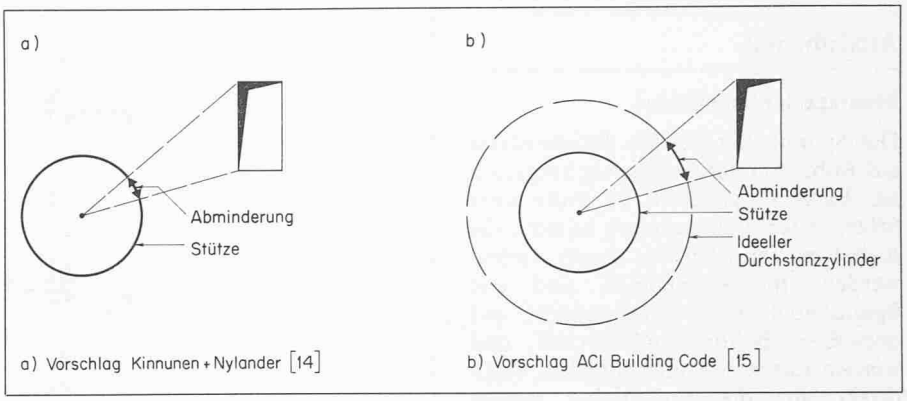


Bild 6. Abminderung des Umfanges des Durchstanzzylinders infolge Aussparungen im Stützenbereich (Bereich 3)

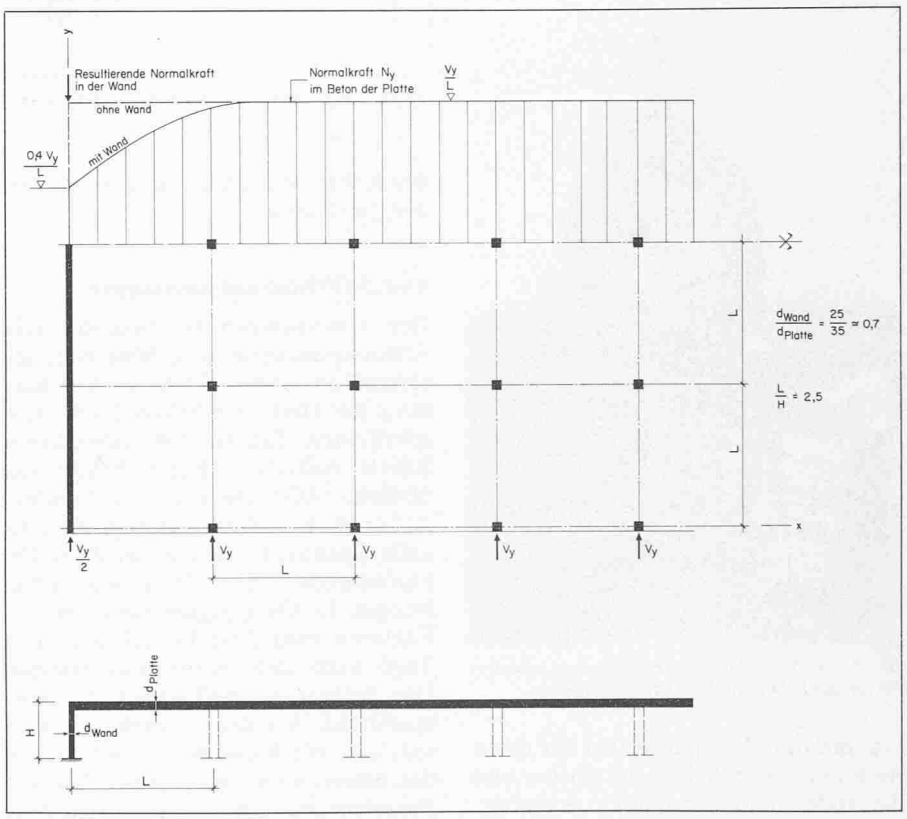


Bild 7. Einfluss von Wänden auf die Normalkraftverteilung im Beton infolge axialer Vorspannung

Einfluss von Wänden

Die vertikalen Komponenten der Vorspannkräfte, d. h. die Umlenkkräfte U, wirken auf die Betonplatte analog einer äussern Linienbelastung und werden daher durch vorhandene Wände in ihrer Wirkung nicht behindert. Der Verlauf der auf die Betonplatte wirkenden Normalkräfte infolge Vorspannung muss hingegen unter Berücksichtigung des Verformungsverhaltens der Wandkonstruktion untersucht werden. Als Beispiel diene eine im Hochbau übliche Flachdecke mit Innenstützen und tragenden, auf dem Fundament unverschieblich gelagerten, Betonaussenwände. Bild 7 zeigt den Verlauf der Normalkräfte N_y in einem Schnitt in Deckenmitte infolge einer axialen Vorspannung in der y-Richtung. Die Vorspannung sowie die Wandkonstruktion in der x-Richtung sind auf diesem Bild nicht eingezeichnet, da sie den Verlauf von N_y im betrachteten Deckenschnitt kaum beeinflussen. Es ist daraus ersichtlich, dass in den inneren Zonen der Decke der Einfluss der Wandkonstruktion kaum spürbar ist, lediglich im Bereich des ersten Feldes neben der Wand bauen sich die Normalkräfte im Beton ab. In durchgehenden Wänden wirkt der abgewanderte Teil der Vorspannkräfte als Druckvorspannung günstig, bei unterbrochenen Wandscheiben müssen unter Umständen die abgewanderten Kräfte statisch weiter verfolgt werden.

Ausführung

Montage der Spannkabel

Die Spannkabel werden üblicherweise auf Bobinen oder ringförmig aufgerollt zur Baustelle geliefert. Im Falle einer Stützstreifen-Vorspannung können die Kabel ausserordentlich rasch verlegt werden. Im allgemeinen sind alle Spannkabel eines Stützstreifens auf derselben Bobine aufgewickelt und werden durch Abrollen mit dem Kran direkt auf die Kabelhalter verlegt (Bild 8). Da sich die Spannkabel in beiden Richtungen nur über den Stützen



Bild 8. Verlegen der Kabel mit Kran und Abrollgerät von der Bobine direkt auf die Kabelhalter

kreuzen und die Spannkabel der einen Richtung einheitlich in der oberen und die anderen in der unteren Lage angeordnet sind, können beide Richtungen unabhängig voneinander verlegt werden. Das aufwendige Einfädeln der Spannkabel, welches bei einer verteilten Anordnung nötig ist, entfällt hier. Da in jedem Stützstreifen alle Anker in einer einzigen Nische zusammengefasst werden können, entstehen Einsparungen bei der Schalung und bei den Vorspannarbeiten.

Bis heute wurde im Falle einer gleichmässigen Belastung der Decke ein in vertikaler Richtung parabelförmiger Verlauf der Spannkabel gewählt. Neuere Untersuchungen und Versuche ergaben, dass ohne weiteres eine trapezförmige Führung der Kabel gewählt werden kann, welche dem parabelförmigen Profil statisch äquivalent ist. Die trapezförmige Kabelführung führt zu einfacheren Kabelführungsplänen, reduziert die Anzahl der Kabelhalter und beschleunigt und vereinfacht das Verlegen und Befestigen der Spannkabel. Die Erfahrung hat gezeigt, dass die Bauunternehmer nach kurzer gezielter Instruktion durch die Vorspannfirma die Kabel selbständig verlegen und befestigen können.

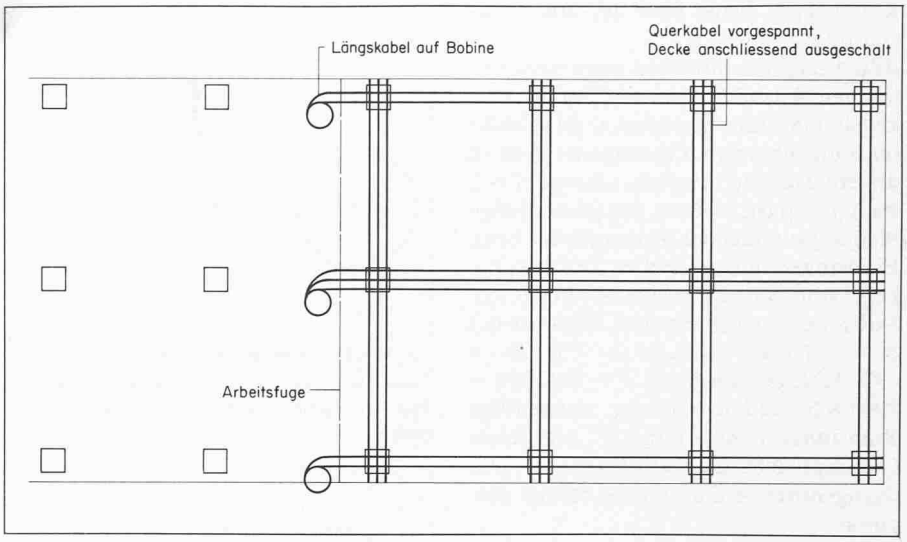


Bild 9. Möglicher Vorspannablauf langer, rechteckiger Decken

Ausschalfristen und Bauetappen

Der Unternehmer ist bestrebt, sein Schalungsmaterial möglichst rationell einzusetzen. Eine frühzeitige Vorspannung der Decke ermöglicht kurze Ausschalfristen. Ein kürzlich entwickelter BBRV Ankertyp (Rapid-Anker) der Stahlton AG, sowie der vorhandene Anker für Einzellitzen ermöglichen die volle Spannkraft bereits bei einer Betonfestigkeit von nur 20 N/mm² aufzubringen. In Abhängigkeit verschiedener Faktoren wird diese Festigkeit 2 bis 3 Tage nach dem Betonieren erreicht. Das frühzeitige Aufbringen der Vorspannkraft hat den zusätzlichen Vorteil, dass die Risse infolge Schwinden des Betons eliminiert werden. Nur die Tagesleistung und das vorhandene Schalungsmaterial beeinflussen die Betonieretappen. Grosse vorgespannte Flachdecken bis ca. 60×60 m wurden in einer einzigen Etappe ohne Dilatationsfuge oder «Schwindstreifen» ausgeführt. An den Arbeitsfugen können die Spannkabel mit Zwischenankern oder Kupplungen versehen werden, damit jede betonierte Etappe unabhängig vorgespannt werden kann. Um Zwischenanker oder Kupplungen zu sparen, kann im Bauzustand auch nur ein Teil der Kabel vorgespannt und gekuppelt werden, während die übrigen Kabel zum Teil auf der Bobine bleiben. Es ist sogar möglich, besonders bei langen rechteckigen Decken, im Bauzustand nur die kürzeren Querkabel vorzuspannen und dann bereits auszuschalen (Bild 9). Die angeführten Massnahmen führen meist zu beachtlicher Einsparung an Bauzeit.

Schlaffe Bewehrung

Im Falle üblicher Spannweiten und Nutzlasten reicht die in Kapitel «Rissesicherung» aufgeführte minimale Feldbewehrung in weiten Bereichen der vorgespannten Decke als Biegebewehrung aus. Daraus ergibt sich die Möglichkeit - durch die Ingenieure und Unternehmer oft nicht genügend ausgenützt - die ganze untere Bewehrung mit grossen vorfabrizierten Bewehrungsnetzen auszuführen und diese nur lokal, mittels zusätzlicher Netze oder Einzelstäbe, zu verstärken. Dieses Vorgehen führt zu einer ergeblichen Beschleunigung der Bauzeit.

Ausgeführte Objekte

Im folgenden werden vier, mit dem Stützstreifen-Verfahren vorgespannte Objekte beschrieben.

Rotopark, Genf (1979)

Jede Decke der vier Obergeschosse dieses Verwaltungsgebäudes ist in der Längsrichtung über 5 Felder von je 12 m und in der Querrichtung über 3

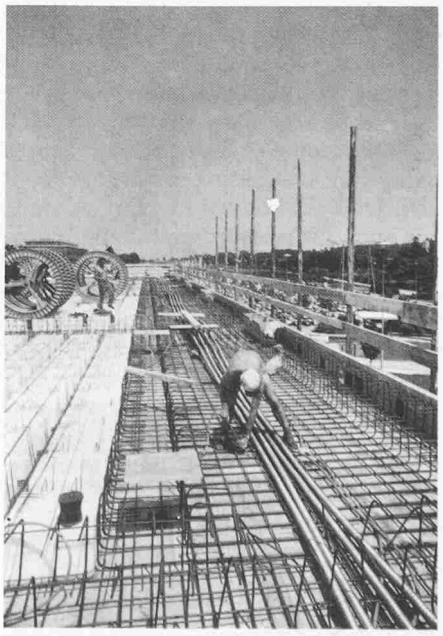


Bild 10. Rotopark, Genf, 1979 (obere Bewehrung noch nicht verlegt)

Felder von 12 m, 18 m und 12 m gespannt. Jede Decke wurde zusätzlich zum Eigengewicht für einen Belag von 1,5 KN/m² und eine Nutzlast von 5 KN/m² bemessen. Da das Gebäude unmittelbar neben dem internationalen Flughafen Genf-Cointrin liegt, erlaubte die zugelassene Gebäudehöhe nur eine maximale Konstruktionsstärke der Decke von 50 cm. Zur Verminderung des Eigengewichtes wurden in den Feldern Kassetten von 55×55×31 cm aus Polystyrol angeordnet. Die Betonstützen haben einen Querschnitt von 40×40 cm. Die Decke wurde in der Längsrichtung mit 4 BBRV-Kabeln des Typs 1400 pro Stützstreifen und in der Querrichtung mit 8 BBRV-Kabeln des Typs 1400 je Stützstreifen vorgespannt. Jede Decke von 63,8 m×45,8 m wurde fugenlos hergestellt und in einer Etappe vorgespannt und injiziert. Das Gewicht des Vorspannstahls beträgt 8,6 kg/m² (Bild 10).

Architekt: B. Erbeia, Vandœuvres
Ingenieur: Froidevaux & Cie., Genève
Unternehmer: Max Dubuis, Genève

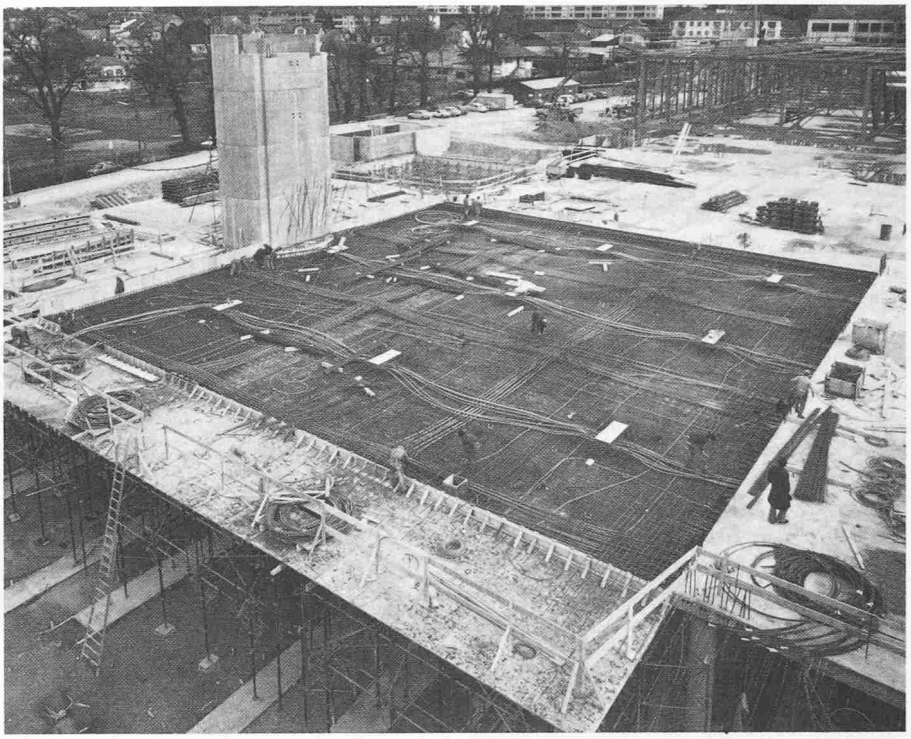


Bild 11. Palais des Expositions, Genf, 1979 (obere Bewehrung noch nicht verlegt)

Palais des Expositions, Genf (1979),

Die Hauptausstellungsfläche dieser grossen Halle (34 000 m²) ist in beiden Richtungen über 9,6 m gespannt und wird durch Stützen mit 60 cm Durchmesser getragen. Die Decken sind für eine verteilte Nutzlast von 5 KN/m² oder zwei Lastpaare zu je 2×90 KN bemessen. Die Decke hat eine Stärke von 40 cm und ist mit 9 bis 14 CONA-Litzen 0,6″ je Stützstreifen von je 180 KN Spannkraft vorgespannt. Die CONA Litzen wurden in Metallhüllrohre auf die Baustelle geliefert und nach dem Vorspannen injiziert. Dank der Vorspannung gelang es dem Ingenieur, die Anzahl der Dilatationsfugen zu reduzieren. Durchschnittlich wurde nur alle 58 m eine Dilatationsfuge angeordnet. Das Gewicht des Spannstahls beträgt ca. 3,0 kg/m² (Bild 11 und 12).

Architekt: Atelier d'architecture Brera-Ellenberger-Gerber-Leman coll. Mocellin
Ingenieur: Bureau Tremblet & Cie. SA, Genève
Unternehmer: Cons. Induni-Zschokke & Jacquet-Rampini-Scrasa

Fabrikations- und Zentrallager für Geberit AG, Jona (1978)

Die Fundamentplatte, drei Geschossdecken, sowie das Dach wurden mit dem Stützstreifen-Verfahren vorgespannt. Der Grundriss des Gebäudes beträgt 20×90 m mit einem Stützenraster von 10×10 m und Randstützen in Abständen von 5,0 m. Zwei Dilatationsfugen im Abstand von 30 m unterteilen das Gebäude in drei Abschnitte.
Die Stützenlasten von mehr als 8000 KN pro Stütze werden durch die Fundamentplatte getragen, woraus eine durchschnittliche Bodenpressung von ca. 100 KN/m² resultiert. Durch die Anwendung des Stützstreifen-Verfahrens konnte die Plattenstärke von 120 cm auf 85 cm reduziert werden und damit kam die Plattensohle über den Grundwasserspiegel zu liegen. Eine zusätzliche Durchstanzbewehrung war nicht erforderlich. Die Fundamentplatte ist in Längsrichtung mit 4 BBRV-Kabeln des Typs 2380, in Querrichtung mit 3 BBRV-Kabeln des Typs 2350 je Stützstreifen vorgespannt.
Die Geschossdecken sind 40 cm stark und zusätzlich zum Eigengewicht für einen Belag von 1 KN/m² und eine Nutzlast von 10 KN/m² bemessen. In jedem Stützstreifen befinden sich 4 BBRV-Kabel des Typs 1400. Das Dach ist 35 cm stark und in beiden Richtungen mit 4 BBRV-Kabeln des Typs 1000 je Stützstreifen versehen. Alle Decken wurden 3 bis 4 Tage nach dem Betonieren auf 70% vorgespannt und ausgeschalt; die volle Vorspannung wurde nach 14 Tagen aufgebracht. Mit nur einer Schalungseinheit von 20×30 m konnten die insgesamt zwölf Deckenfelder erstellt werden.
Die gesamte Fläche der Fundamentplatte und der Geschossdecken beträgt ca. 9000 m². Das Gewicht des Spannstahls beträgt ca. 9,5 kg/m² für die Fundamentplatte und ca. 5,1 kg/m² für die Geschossdecken (Bild 13).



Bild 12. Palais des Expositions, Genf, 1979

Generalunternehmung: IGB Industrie-Generalbau AG, Zürich

Ingenieur: Andrin Urech, Zürich

Unternehmer: Feldmann AG, Bilten

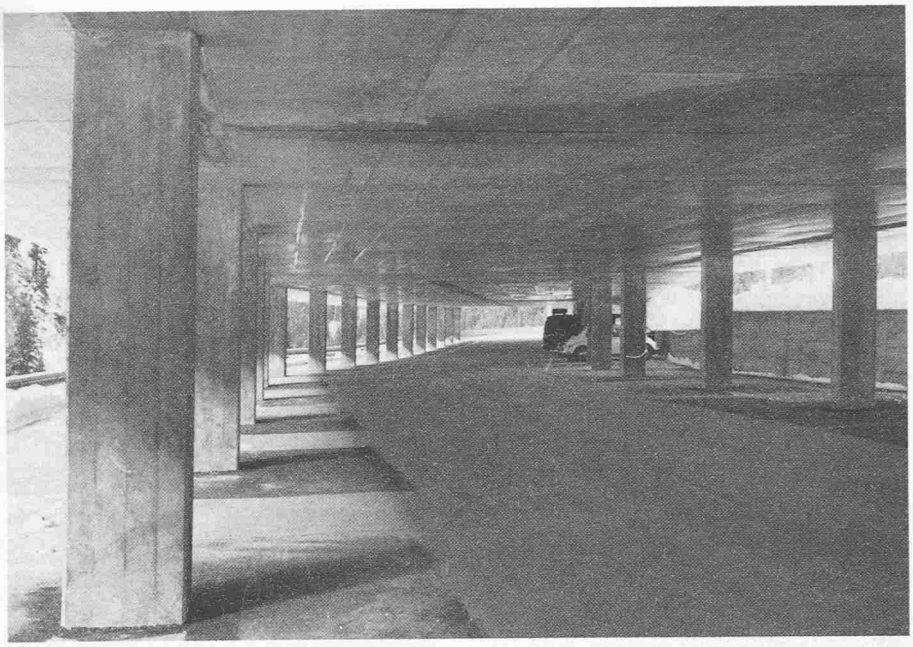


Bild 14. Parkplatz für Pischa AG, Davos, 1979

Parkplatz für Pischa AG, Davos (1978)

Diese Überdachung einer bestehenden Parkfläche ist 131,8 m lang und 16,7 m breit. In der Längsrichtung unterteilen Stützen das Parkdeck in 17 Felder von je 7,5 m Spannweite. In der Querrichtung hat die Decke ein Mittelfeld von 9,8 m und beidseitige Kragarme von 3,45 m. Zusätzlich zum Eigengewicht ist die Decke für eine Nutzlast von 6 KN/m² bemessen. Um die beträchtlichen Transportkosten zu reduzieren, wurde für die Dachkonstruktion eine möglichst kleine Deckenstärke angestrebt. Die Stützstreifen-Vorspannung erlaubte eine Deckenstärke von 28 cm. In jeder Richtung wurden 10 CONA 0,6″ Litzen pro Stützstreifen verwendet. Über den Stützen mit maximaler Durchstanzlast ist die Decke durch zwei zusätzliche Kabel verstärkt. Pumpbeton mit einer Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen von 45 N/mm² wurde verwendet. Die Decke ist in 3 Bauetappen erstellt und nachträglich durch Einhängeplatten verbunden worden. Das Gewicht des Spannstahls beträgt ca. 2,9 kg/m² (Bild 14).

Bauherr: Sportbahnen Pischa AG, Davos-Dorf

Ingenieur: Cuno Künzli, Davos-Platz

Unternehmer: Künzli & Co. AG, Davos-Platz

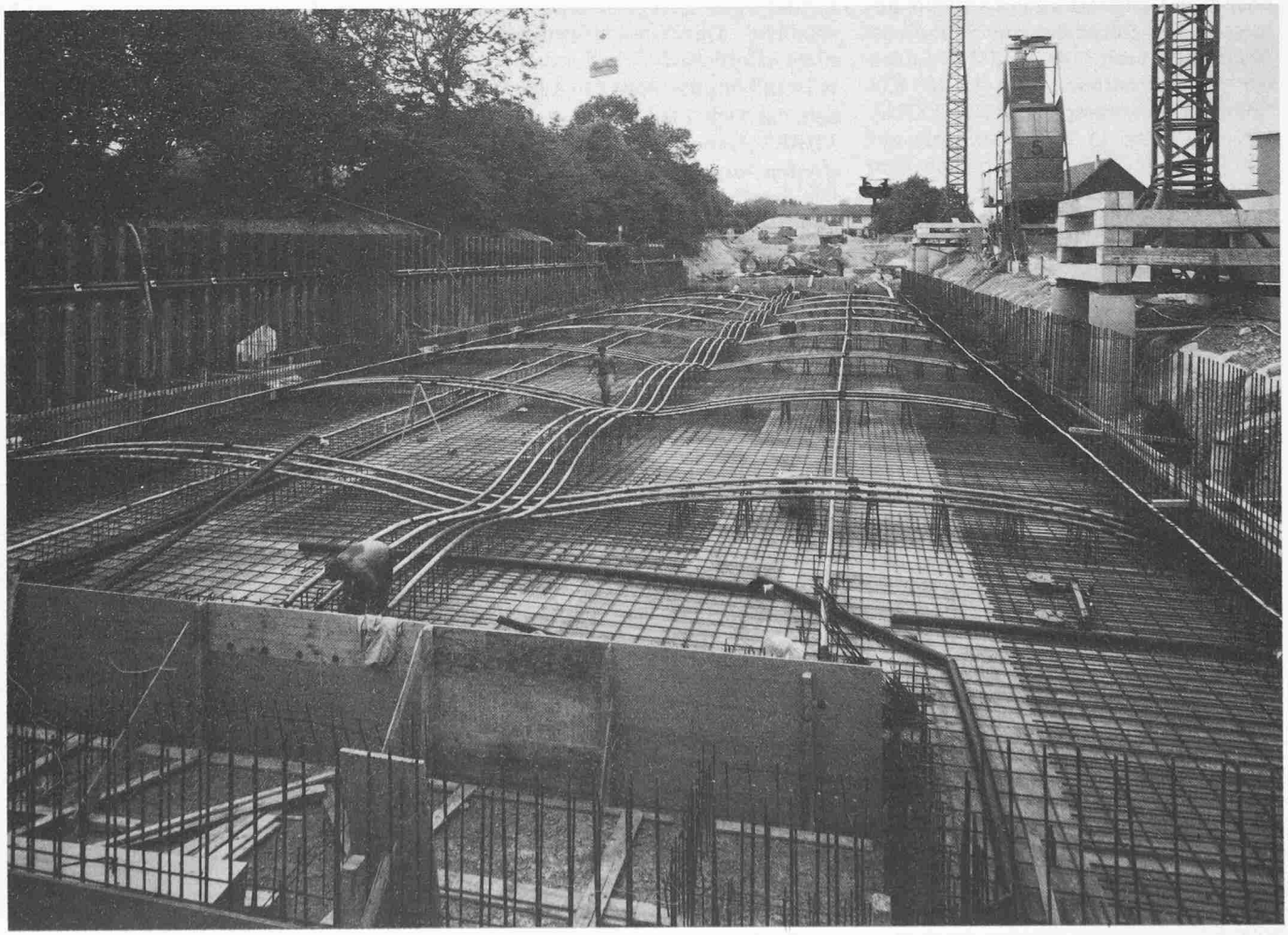


Bild 13. Fabrikations- und Zentrallager für Geberit AG, Jona, 1978 (obere Bewehrung noch nicht verlegt)

Zusammenfassung

Vorgespannte Flachdecken bieten gegenüber konventionell ausgeführten - schlaff bewehrten - Flachdecken wesentliche Vorteile. In der Schweiz wurde in den frühen 70er Jahren das Stützstreifen-Verfahren zur Vorspannung von Flachdecken entwickelt und seitdem sind zahlreiche Objekte mit diesem patentrechtlich geschützten System ausgeführt worden. Die kennzeichnenden Merkmale und Vorteile des Stützstreifen-Verfahrens sowie die mittlerweilen gesammelten Erfahrungen und Entwicklungen werden aufgezeigt und an einigen ausgeführten Beispielen dargestellt.

Adresse der Verfasser: *G. Desserich*, dipl. Ing., *R. Narayanan*, dipl. Ing., Stahlton AG, Riesbachstr. 57, 8034 Zürich.

Literatur

[1] *Bachmann H.*: «Spannbeton im Hochbau». Schweizerische Bauzeitung (1978), H. 14, S. 244–255.

[2] *Kaegi R., Stamm K.*: «Vorgespannte Flachdecken im Lagerhaus Schöntalhof, Rupperswil». Schweizerische Bauzeitung (1973), H. 49

[3] SIA 162: Norm für die Berechnung Konstruktion und Ausführung von Bauwerken aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Ausgabe 1968. Richtlinie 34.

[4] SIA 260: Sicherheit und Gebrauchsfähigkeit von Tragwerken, 5. Fassung, Mai (1980), (in Vernehmlassung).

[5] *Herzog M.*: «Einfluss der Spanngliederanordnung auf den Durchstanzwiderstand vorgespannter Flachdecken nach Versuchen». Beton- und Stahlbetonbau (1979), H. 12, S. 294–296.

[6] Stahlton AG: «Stützstreifenvorspannung (Berechnungsgrundlagen).» Eigenverlag.

[7] *Corley W.G., and, Hawkins N.M.*: «Shearhead reinforcement for slabs». ACI Journal Proceedings (1968), V. 65 no. 10, pp 811–824.

[8] *Andrä H.P., Dilger W.H., Ghali A.*: «Durchstanzbewehrung für Flachdecken.» Beton- und Stahlbetonbau (1979), H. 5, S. 129–132.

[9] *Seible F., Ghali A., Dilger W.*: «Preassembled shear reinforcing units for flat plates.» ACI Journal (1980), Jan./Feb., S. 28–35.

[10] *Van den Beukel A.*: «Punching shear at inner, edge and corner columns.» Heron (1976), vol. 21, no. 3.

[11] *Bachmann H.*: «Teilweise Vorspannung: Erfahrungen in der Schweiz und Fragen der Bemessung.» Beton- und Stahlbetonbau (1980), H. 2, S. 40–44.

[12] *Pralong J., Brändli W., Thürlimann B.*: «Durchstanzversuche an Stahlbeton- und Spannbetonplatten.» Bericht Nr. 7305-3. Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, Birkhäuser Verlag Basel, Dezember 1979.

[13] *Schaidt W., Ladner M., Rösli A.*: «Berechnung von Flachdecken auf Durchstanzen.» Verlag der TFB, Wildegg (1975), S. 33.

[14] *Kinnunen S., Nylander H.*: «Punching of concrete slabs without shear reinforcement. Transactions of the Royal Institute of Technology, Stockholm, Civil Engineering 3 (1960), Nr. 158.

[15] American Concrete Institute: Building code requirements for reinforced concrete ACI 318-77, clause 11.11.5.

Umschau

Europarat-Symposion «Handwerk in der Denkmalpflege»

Vom 2. bis 5. Juni 1980 fand in der Orangerie zu Fulda das Europarat-Symposion «Handwerk in der Denkmalpflege» statt. Veranstalter war der Europarat in Verbindung mit dem Deutschen Nationalkomitee für Denkmalschutz, dem Land Hessen und der Stadt Fulda.

An dem Symposion nahmen rund 200 Handwerker, Denkmalpfleger und Architekten aus allen Mitgliedstaaten des Europarates teil. Sie berieten gemeinsam drei Tage lang, auf welche Weise die traditionellen handwerklichen Fähigkeiten, ohne die eine Erhaltung des baulichen Erbes Europas undenkbar ist, künftig auf breiterer Ebene als bisher gefördert und die Zusammenarbeit zwischen allen an denkmalpflegerischen Massnahmen Beteiligten intensiviert werden könnte.

Die von den Kongressteilnehmern verabschiedete Schlussresolution analysiert die gegenwärtige Situation traditioneller, in der Denkmalpflege notwendiger handwerklicher Fähigkeiten. Davon ausgehend fordert sie eine Wiederaufwertung der handwerklichen Berufe und eine Verbesserung der Organisation von Arbeitsabläufen und der beruflichen Ausbildung. Hier ist vor allem auch die Schaffung eines europäischen Austauschprogramms für junge Handwerker zu nennen, eine Anregung, die der Parlamentarische Staatssekretär beim Bundesminister des Innern, Andreas von Schoeler, anlässlich der Eröffnungsveranstaltung zu Beginn des Symposions gab.

Mit dem Europarat-Symposion wurde zugleich das «Fortbildungszentrum für Handwerk und Denkmalpflege Propstei Johannesberg, Fulda» eröffnet. Die Einrichtung dieses Fortbildungszentrums, das bereits im Winterhalbjahr seine Tätigkeit aufnehmen soll, wurde schon 1977 bei einer Sitzung der Arbeitsgruppe «Öffentlichkeitsarbeit» des Deutschen Nationalkomitees für Denkmalschutz angeregt. Das Zentrum wird folgende Aufgaben haben:

- Handwerkern, Denkmalpflegern, Bauherren, Architekten und Politikern soll der für ihre gemeinsame Arbeit unerlässliche Erfahrungsaustausch ermöglicht werden;
- Junge Menschen sollen zusätzliche Qualifikationen für ihren Handwerksberuf erhalten;
- Im Aussterben begriffene Techniken sollen weitervermittelt werden;
- Vertiefte Materialkenntnisse sollen durch die Sammlung historischer und moderner Baustoffe ermöglicht werden;
- Informationen über moderne Forschungsergebnisse zu technischen Problemen in der Denkmalpflege und bei der Altbausanierung sollen gesammelt und für Interessenten bereitgehalten werden.

Jährliche ICCROM-Kurse

Das «International Centre for the Study for the Preservation and the Restoration of Cultural Property» (ICCROM) wurde 1959 von der UNESCO gegründet. Seit Januar 1978 gehören ihm Kulturinstitutionen aus 61 Ländern an. ICCROM hat seinen Sitz in Rom. Dort veranstaltet es seit rund 4 Jahren regelmässig Kurse zu folgenden Themen:

- Baudenkmalpflege (Beginn jeweils im Januar, Dauer: 6 Monate)
- Erhaltung von Wandmalerei (Beginn jeweils Mitte Februar, Dauer: 4 Monate)
- Restaurierungs-Wissenschaft (Beginn jeweils Mitte Februar, Dauer: 4 Monate)
- Sicherheit, Klimakontrolle, Licht im Museum (jeweils Ende September, Dauer 2 Wochen)

Die Kurse werden in Englisch oder Französisch gehalten, Anmeldeschluss für die ersten drei Kurse ist jeweils Januar oder Februar des Vorjahres, für den letzten Kurs April desselben Jahres.

Auskünfte durch ICCROM, Ospizio di San Michele, Via di San Michele 13, I - 00153 Rome

Königsbau der Münchner Residenz wiederhergestellt

Mit den 16 originalgetreu restaurierten und möblierten Räumen der Zeit Ludwig I. wurde die letzte grössere Raumfolge des Königsbaus in der Münchner Residenz fertiggestellt. Die königlichen Zimmer gelten als einzigartiges Ensemble aus Malerei, Skulptur, Möbelkunst und textiler Ausstattung. Durch die Zerstörungen des 2. Weltkrieges sind im Münchner Raum - mit Ausnahme von Schloss Ismaning - sämtliche Interieurs aus dieser Epoche verschwunden. Die originale Möblierung der Zimmer gelang nur deshalb, weil durch einen glücklichen Zufall das Inventarverzeichnis aus dem Jahre 1835 gefunden worden war.

Mit der Restaurierung der Wand- und Dekkenmalereien in den königlichen Zimmern wurde 1966 nach Resten, Plänen und alten Fotos begonnen. Damals waren der Herkulessaal (1953) und das Cuvilléstheater (1958) bereits wiedererstanden. 1973 folgten die Grüne Galerie, die Stein- und Trierzimmer, 1974 die Schlachtensäle sowie die Porzellan- und Silberkammer. Vor etwa drei Jahren nahmen dann die Meisterwerkstätten in der Residenz schliesslich die Möblierung der königlichen Gemächer im Königsbau in Angriff, und brachten sie im Mai zu einem gelungenen Abschluss. Der Wiederaufbau der Münchner Residenz umfasst im übrigen ein Bauvolumen von rd. 54 Mio DM, von denen bis heute etwa 47 Mio DM ausgegeben wurden.

Einblicke in mittelalterliche Bautechniken

Im Zusammenhang mit den umfangreichen Bauarbeiten im Areal der Anstalt St. Johannsen am Westende des Bielersees konnten seit den frühen sechziger Jahren in verschiedenen Grabungskampagnen die Über-