

# 4 Bemessung und Konstruktion

## 4.1 Konstruktionsregeln und bauliche Hinweise

### 4.11 Minimale Stahlbetonstärken

Die Tragwerksteile des Schutzraumes (Decke, Wände und Bodenplatte) sind aus Stahlbeton (Ortsbeton) zu erstellen. Vorgespannte Konstruktionen, Stahlverbundkonstruktionen sowie Einbauten aus Mauerwerk oder andern Baustoffen mit geringer Plastifizierungsfähigkeit sind im Schutzraumbau nicht zugelassen. In Tabelle 4.1-1 sind die minimalen Stahlbetonstärken der massgebenden Tragwerksteile enthalten. Dabei sind sowohl konstruktive Gesichtspunkte (Dichtigkeit, Steifigkeitsverhältnis aneinanderstossender Bauteile usw.) als auch Überlegungen zum Schutz gegen schwer erfassbare und gegen sekundäre Beanspruchungen berücksichtigt.

Tabelle 4.1-1 Minimale Stahlbetonstärken

Tragwerksteil	Minimale Stahlbetonstärke
Decke	0,30 m <sup>1)</sup>
Aussenwände	
– erdberührt	0,25 m <sup>1)</sup>
– gegen ungeschützte Vorräume	0,30 m <sup>1)</sup>
Wand zwischen zwei Schutzräumen	0,25 m
Schleusenwände	0,25 m
Bodenplatte	0,20 m
Zwischenwände, Zwischendecke	0,20 m
Einzelstützen aus Stahlbeton (in beiden Richtungen)	0,30 m bzw. <u>lichte Höhe</u> <sup>2)</sup>
	10

<sup>1)</sup> Erforderliche Konstruktionsstärken infolge Kernstrahlung und Brandbelastung vgl. Abschnitte 4.2 und 4.3.

<sup>2)</sup> Der grössere Wert ist als minimale Stahlbetonstärke einzusetzen.

## 4.12 Armierung

### **Minimalarmierung**

In Tabelle 4.1-2 sind die minimal erforderlichen Armierungsgehalte angegeben.

Tabelle 4.1-2 Minimal erforderliche Armierungsgehalte

Tragwerksteil	Richtung	$\mu_{\min}$ in den Zugzonen	$\mu_{\min}$ in den Druckzonen <sup>2)</sup>
Decke, Bodenplatte <sup>1)</sup> und Aussenwände – kreuzweise tragend  – in einer Richtung tragend <sup>3)</sup>	Hauptrichtung	0,15%	0,05%
	Nebenrichtung	0,15%	0,05%
	Hauptrichtung	0,15%	0,05%
	Nebenrichtung	0,10%	0,05%
Zwischendecke	Hauptrichtung	0,15%	0,15%
	Nebenrichtung	0,15%	0,15%
Zwischenwände	Hauptrichtung	0,15%	0,15%
	Nebenrichtung	0,10%	0,10%
Balken	Tragrichtung	0,15%	0,05%
	Bügel		
Einzelstützen	Längsrichtung	gemäss SIA-Norm 162	
	Bügel		

<sup>1)</sup> Bei Bodenplatten ist erdseits in der Druckzone keine Armierung erforderlich.

<sup>2)</sup> Die Armierung in der Druckzone muss zudem mindestens  $\frac{1}{5}$  der Armierung in der Zugzone betragen.

<sup>3)</sup> Die Armierung in der Nebenrichtung muss zudem mindestens  $\frac{1}{5}$  der Armierung in der Hauptrichtung betragen.

### **Stabdurchmesser**

Der minimale Stabdurchmesser darf 8 mm nicht unterschreiten.

### **Stababstände**

Bei Decken und Aussenwänden darf der Abstand der Stäbe auf der Seite gegen das Schutzrauminnere höchstens 0,20 m betragen. In allen übrigen Fällen dürfen die Stababstände die 1,2fache Plattenstärke oder 0,3 m nicht überschreiten. Bei kreuzweise tragenden Platten gilt dies für die Haupt- und die Nebenrichtung. Bei in einer Richtung tragenden Platten gilt dies nur für die Tragrichtung.

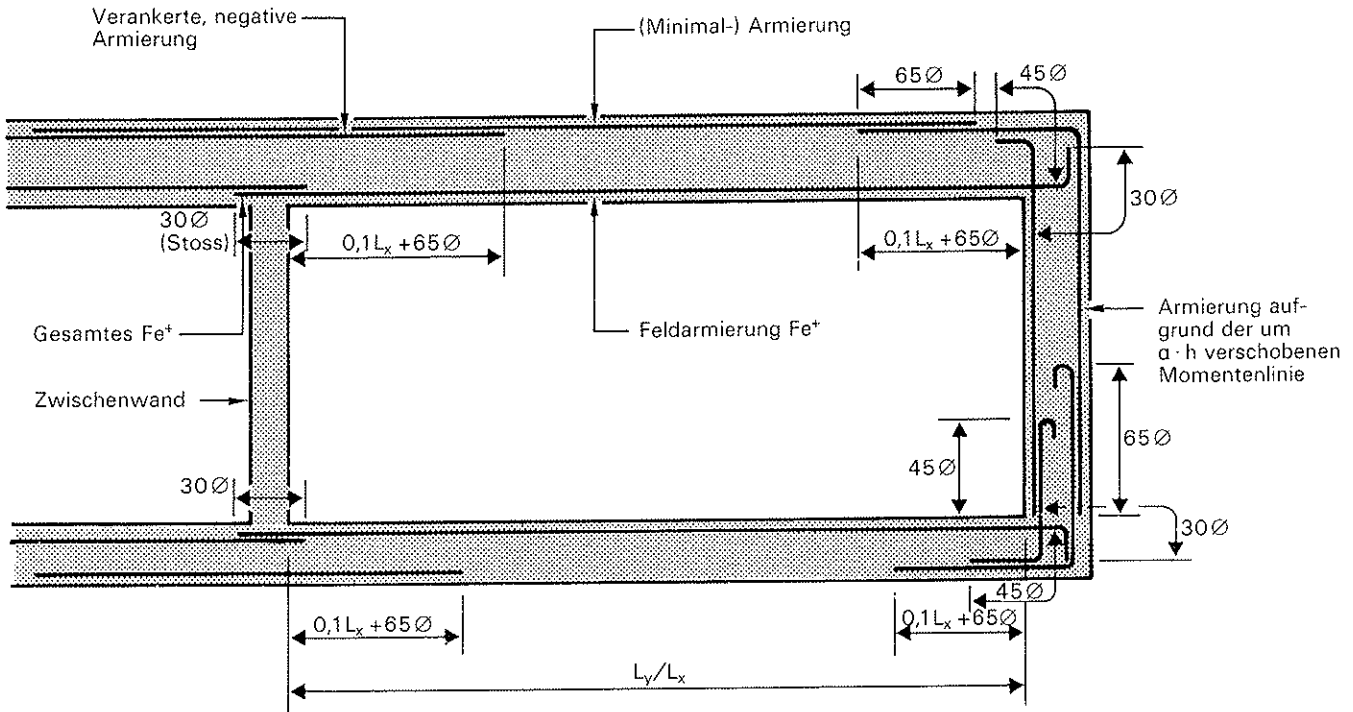
### **Verankerung der Stäbe**

#### *Feldarmierung*

Die gesamte Feldarmierung muss bis zu den Auflagern durchgeführt und verankert werden (Figur 4.1-3).

#### *Armierung über den Auflagern*

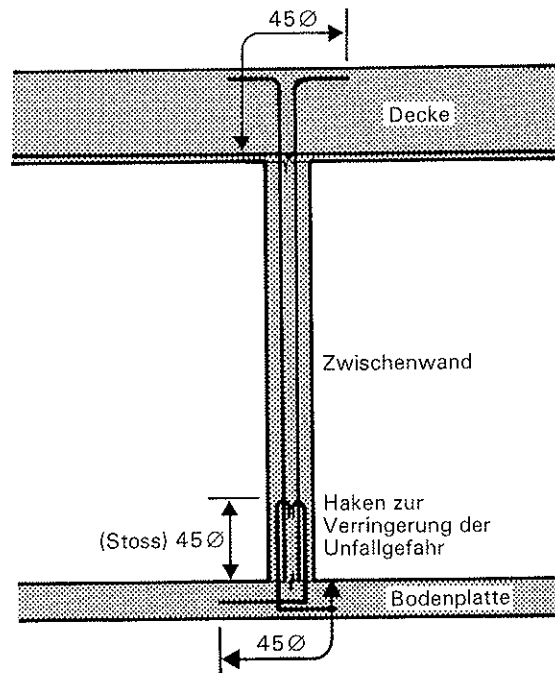
Die Armierung über den Auflagern kann in den meisten Fällen gemäss Figur 4.1-3 verankert werden. Bei Tragwerksteilen, bei welchen ein grosses negatives Biegemoment eingeleitet wird (beispielsweise bei einer Aussenwand), muss die Verankerungslänge mit der um  $a \cdot h$  verschobenen Momentenlinie ermittelt werden (vgl. SIA-Norm 162).



Figur 4.1-3 Verankerung der Stäbe von Decke, Aussenwänden und Bodenplatte

#### Armierung der Zwischenwände

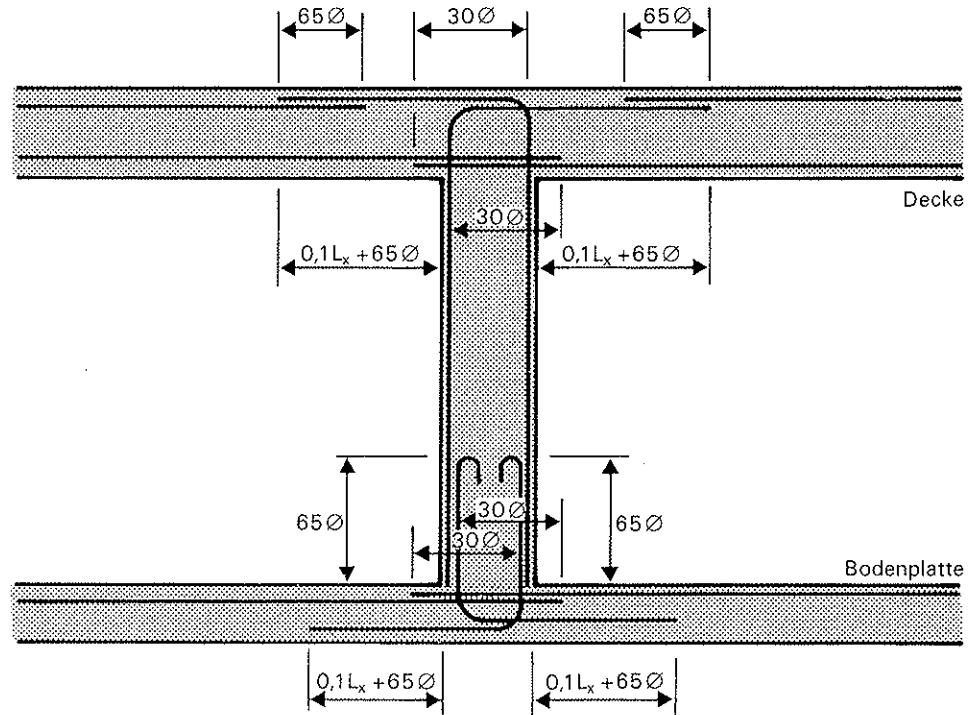
Die Armierung der Zwischenwände ist gemäss Figur 4.1-4 mit der Bodenplatte und der Decke zu verbinden.



Figur 4.1-4 Verankerung der Armierung von Zwischenwänden

#### Armierung der Wände zwischen zwei Schutzräumen

Bei Wänden zwischen zwei aneinander gebauten Schutzräumen ist die Armierung gemäss Figur 4.1-5 anzuordnen und zu verankern.



Figur 4.1-5 Anordnung und Verankerung der Armierung der Wand zwischen zwei Schutzräumen

#### **Betonüberdeckung**

Die Betonüberdeckung muss für Tragwerksteile, welche der Witterung entzogen sind, mindestens 15 mm betragen. Für Tragwerksteile, die der Witterung bzw. der Durchnässung ausgesetzt sind, ist eine Überdeckung von mindestens 25 mm vorzusehen (vgl. SIA-Norm 162). Um die Grösse möglicher Betonabplatzer infolge mechanischer Waffenwirkungen gering zu halten, darf die Betonüberdeckung gegen das Schutzrauminnere jedoch höchstens 20 mm betragen.

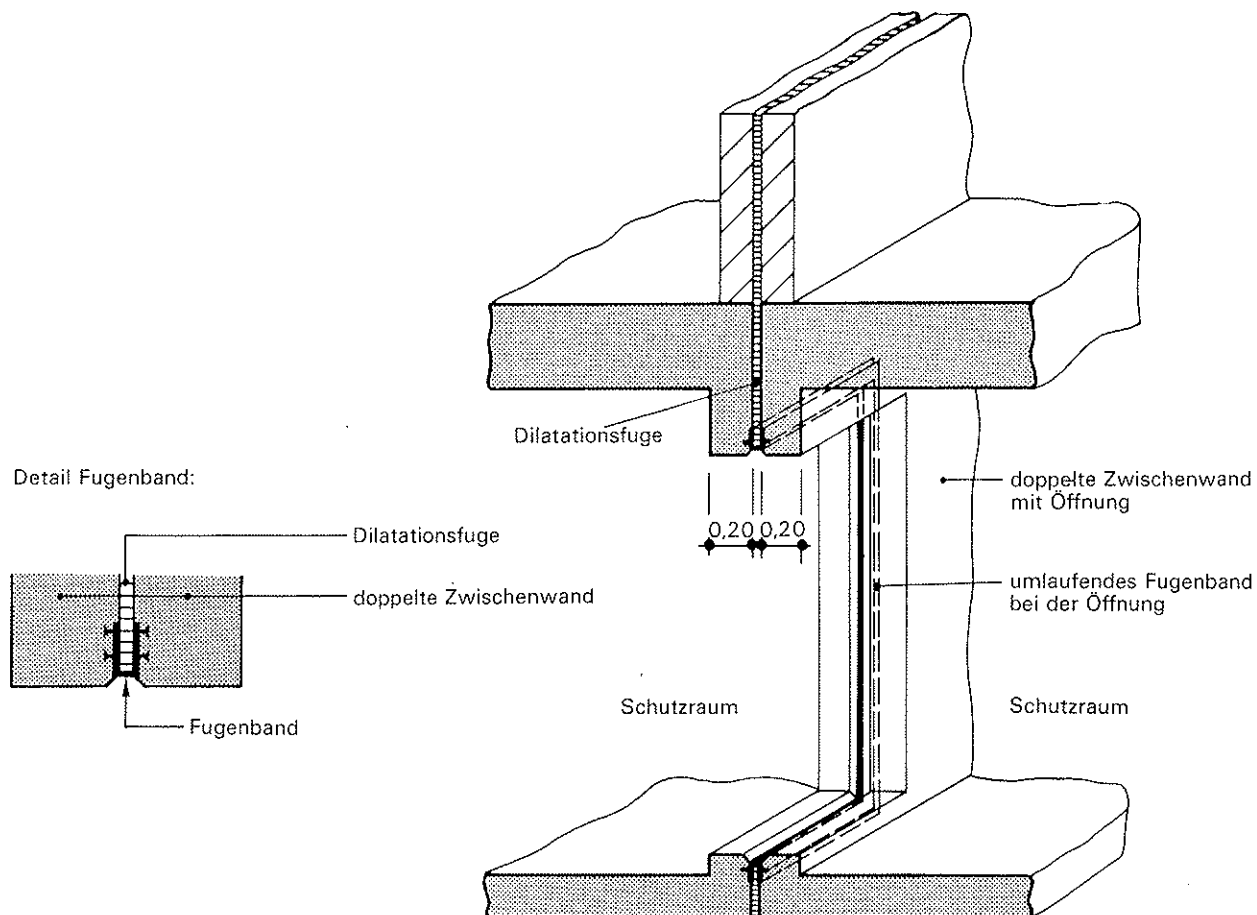
#### **Schwindarmierung**

In Schutzräumen gemäss diesen Weisungen sind in der Regel keine Schwindarmierungen erforderlich. Werden aus Gründen der friedensmässigen Nutzung (Dichtigkeit) dennoch solche zusätzlichen Armierungen angeordnet, so sind sie beim Nachweis der Biege- und Schubtragfähigkeit zu berücksichtigen (vgl. Abschnitt 4.5).

### **4.13 Dilatations-, Schwind- und Arbeitsfugen**

Es dürfen die im Bauwesen üblichen Fugenkonstruktionen angewendet werden. Bei deren Ausführung sind aber folgende Grundsätze zu beachten:

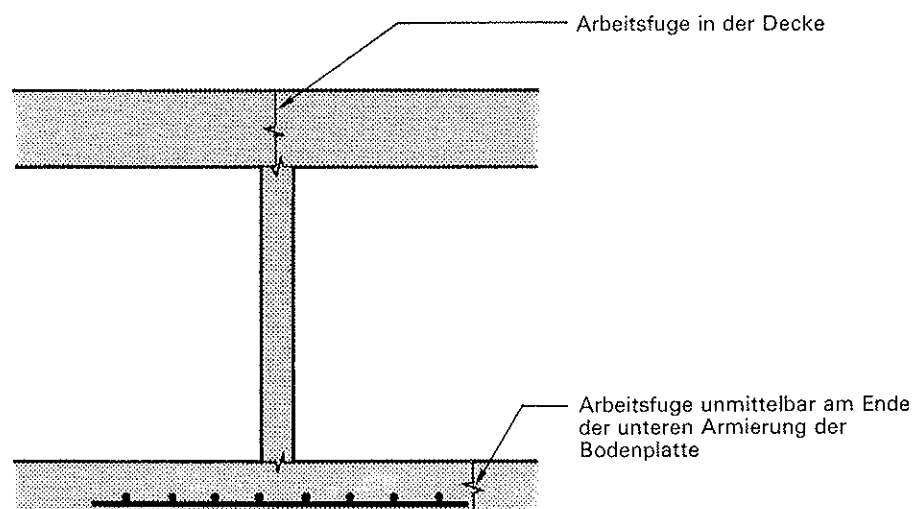
Dilatationsfugen durch Schutzräume sind zu vermeiden. Sie dürfen nur dann angeordnet werden, wenn sie durch das oberirdische Bauwerk bedingt sind. In diesem Falle ist die Dilatation zwischen zwei Schutzraumabteile zu legen, wobei die Zwischenwand doppelt auszuführen ist. Zur Gewährleistung der Dichtigkeit des Schutzraumes ist bei der Verbindungsöffnung ein umlaufendes Fugenband anzuordnen (mögliche Anordnung siehe Figur 4.1-6).



Figur 4.1-6 Ausbildung einer Dilatationsfuge mit doppelter Zwischenwand;  
Anordnung des umlaufenden Fugenbandes bei der Öffnung

Schwindfugen dürfen wie bei friedensmässigen Bauten angeordnet werden (z. B. bei grossen Schutzräumen oder bei Schutzräumen mit extremen Grundrissformen).

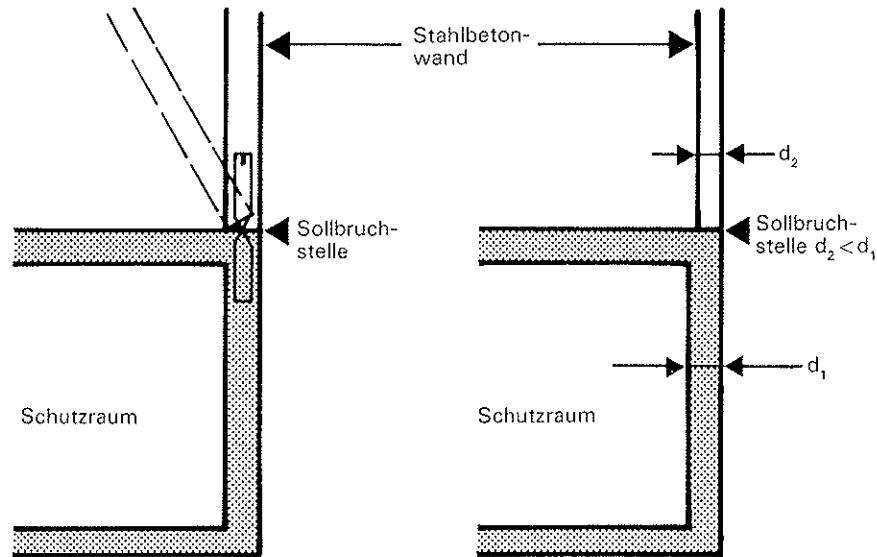
Arbeitsfugen sind im Schutzbereich gleich wie beim übrigen Bauwerk auszuführen. In Figur 4.1-7 ist eine mögliche Anordnung der Arbeitsfugen dargestellt.



Figur 4.1-7 Zweckmässige Anordnung der Arbeitsfugen in der Decke und in der Bodenplatte

#### 4.14 Verbindungen mit schutzraumfremden Gebäudeteilen

Schutzraumfremde Gebäudeteile dürfen mit der Schutzraumhülle verbunden werden. Diese Verbindungen oder die anstossenden Tragwerksteile selbst müssen aber so beschaffen sein, dass bei ihrem Einsturz die Schutzraumhülle nicht mitzerstört wird. Dies kann beispielsweise durch Anordnung einer Sollbruchstelle erreicht werden (vgl. Figur 4.1-8).



Figur 4.1-8 Mögliche Anordnungen der Sollbruchstelle bei monolithischer Verbindung zwischen Schutzraum und übrigen Gebäude

Es ist im weiteren zu beachten, dass sich infolge solcher Verbindungen sowie auch infolge allfälliger Absätze (Verdickungen) bei Tragwerksteilen des Schutzraumes das Tragverhalten der Schutzraumkonstruktion verändern kann.

#### 4.15 Aussparungen

##### **Aussparungen in der Schutzraumhülle**

Aussparungen in der Schutzraumhülle sind in der Regel für Rohrdurchführungen erforderlich. Sie müssen eine raue Oberfläche aufweisen und sind mit Beton oder Mörtel auszugießen.

Die durch Schalungshalter entstehenden Öffnungen in den Aussen- und Schleusenwänden müssen geschlossen werden (z. B. mittels Kunststoffpfropfen, Mörtel oder Kunstharzmasse).

##### **Aussparungen in den Zwischenwänden**

Aussparungen in den Zwischenwänden sind ebenfalls hauptsächlich für Rohrdurchführungen erforderlich. Sie sind so anzuordnen, dass die betreffende Zwischenwand nicht entscheidend geschwächt wird.

Sauber ausgeführte Aussparungen in den Zwischenwänden müssen nicht ausgegossen werden, sofern dadurch die statische Funktion der Wand als Auflager nicht beeinträchtigt wird. Die maximale Breite der Aussparung darf nicht mehr als 0,60 m betragen. Die entsprechenden Nachweise sind jeweils zu erbringen.

#### 4.16 Pfählung von Schutzräumen

Wenn die Fundation des Gebäudes, in welchem sich der Schutzraum befindet, mit Pfählen erfolgt, so ist bei der Bemessung wie folgt vorzugehen:

Bei schwimmenden Pfählen und bei solchen, die nicht auf Fels oder sehr hartes verkittetes Lockergestein (Baufgrundtyp III, vgl. Abschnitt 4.43) abgestützt sind, ist die Bemessung für die folgenden beiden Lastfälle durchzuführen:

– Lastfall a

Annahme: Die Pfähle geben unter der Luftstossbelastung nach und nehmen keine Last auf, d.h. die Lastübertragung erfolgt ausschliesslich via die Bodenplatte.

– Lastfall b

Annahme: Die Pfähle verhalten sich starr, d.h. die Lastübertragung erfolgt ausschliesslich via die Pfähle.

Bei Pfählen, welche auf Fels oder sehr hartes verkittetes Lockergestein (Baufgrundtyp III) abgestützt sind, erfolgt die Bemessung ausschliesslich unter der Annahme, dass sich die Pfähle starr verhalten, d.h. dass die Lastübertragung nur via die Pfähle erfolgt.

Bei starrem Verhalten der Pfähle ist jeweils deren Tragfähigkeit infolge der Luftstossbelastung nachzuweisen.

Die Pfähle sind grundsätzlich immer unter Aussen- und Zwischenwänden bzw. unter Stützen anzuordnen. Dabei ist nachzuweisen, dass die auftretenden Spaltzugkräfte von den Wänden aufgenommen werden können.

#### 4.17 Isolationen, Wandbeläge

##### *Feuchtigkeitsisolation*

Die Art der Feuchtigkeitsisolation wird in der Regel durch die normale Nutzung des Untergeschosses bestimmt. Für den Schutzraum bestehen hinsichtlich einer solchen Isolation keine besonderen Bestimmungen.

##### *Wärme- und Schallisolationen*

Fest eingebaute Wärmeisolationen an der Deckenunterseite, den Innenseiten von Wänden und auf der Bodenplatte sind nicht zulässig. Wärme- und Schallisolationen, die im Falle der Benützung des Schutzraumes leicht entfernt werden können, dürfen für die normale Nutzung angebracht werden (z. B. Isolationen auf Rost oder punktweise geklebte Isolationen).

##### *Keramik, Verputze, Kunststoff- und Stoffbeläge*

Beläge aus Keramik oder anderem sprödebrüchigem Material sind nur auf dem Boden und als Wandsockel gestattet. Wände und Decken dürfen nicht verputzt werden. Hingegen sind Beläge aus Stoff, Kunststoff oder anderem nicht sprödebrüchigem Material bis maximal 5 mm Stärke zugelassen.

#### 4.18 Verhältnis zu den SIA-Normen

Neben der Einhaltung aller schutztechnischen Anforderungen hat das Bauwerk den anerkannten Regeln der Baukunde für die friedensmässigen Anforderungen, insbesondere den einschlägigen SIA-Normen, zu genügen.

## 4.2 Konstruktionsstärken infolge der primären Kernstrahlung

---

### 4.21 Bemessungsgrundlagen

Der Schutzraum muss gegen die Wirkungen der primären Kernstrahlung atomarer Waffen einen solchen Schutz bieten, dass die kurzfristig aufgenommene Dosis den Wert von 100 rem im allgemeinen nicht überschreitet.<sup>1)</sup> Dieser Schutz wird im wesentlichen durch die entsprechende Bemessung der abschirmenden Masse der Schutzraumhülle (Decke, Wände), durch das den Schutzraum umgebende Gebäude und das Erdreich sowie durch die Gestaltung des Einganges und der Fluchtröhren bzw. der Notausstiege erreicht.

In den folgenden Abschnitten 4.22 und 4.23 sind die zur Strahlungsabschirmung minimal erforderlichen Konstruktionsstärken der Schutzraumdecke und der Aussenwände unter Berücksichtigung der Anordnung des Schutzraumes angegeben. Diese Konstruktionsstärken genügen für praktisch alle Fälle von Atomwaffeneinsätzen beim entsprechenden 1 bar-Abstand (vgl. auch Abschnitt 1.23).

### 4.22 Schutzraumdecke

Die zur Reduktion der Kernstrahlung erforderliche minimale Konstruktionsstärke ist gemäss Tabelle 4.2-1 bzw. 4.2.-2 pro Schutzraum bzw. pro Schutzraumabteil zu bestimmen (ein Schutzraumabteil ist begrenzt durch Aussenwände und tragende Zwischenwände). Die Decke ist demzufolge innerhalb des Schutzraumes bzw. des Schutzraumabteils überall gleich stark festzulegen. Bodenbeläge, Überbeton usw., welche direkt auf der Schutzraumdecke angeordnet sind, dürfen entsprechend ihrer äquivalenten (massengleichen) Betonstärke für die Strahlungsabschirmung mitberücksichtigt werden. Die Schleusen sind nicht auf Strahlung zu bemessen.

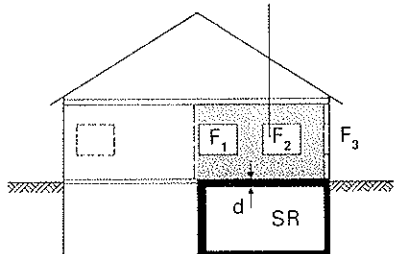
---

<sup>1)</sup> Die Wirkungen der sekundären Kernstrahlung müssen für die Bemessung der Schutzraumhülle nicht berücksichtigt werden (vgl. auch Abschnitt 1.23).

Tabelle 4.2-1 Minimal erforderliche Konstruktionsstärke  $d$  von Schutzraumdecken unter Gebäuden

Gebäude über dem Schutzraum		Konstruktionsstärke $d$ der Schutzraumdecke	
Geschosszahl des Gebäudes	Anzahl der Betondecken in den Geschossen über dem SR	Die Aussenwände des über dem SR liegenden Raumes sind:	
		massiv ( $X_w \geq 300 \text{ kg/m}^2$ ) <sup>1)</sup> mit <b>kleinem</b> Öffnungsanteil ( $F \leq 30\%$ )	massiv mit <b>grossem</b> Öffnungsanteil ( $F > 30\%$ ) bzw. <b>leicht</b> ( $X_w < 300 \text{ kg/m}^2$ ) <sup>1)</sup>
Ein- bzw. ein- bis zweigeschossig	Eingeschossig, ohne Betondecke (Betonäquivalent des Geschosses über dem SR $\leq 0,10 \text{ m}$ )	$d = 0,40 \text{ m}$	$d = 0,50 \text{ m}$
	Ein- bis zweigeschossig, mit einer Betondecke (Betonäquivalent des Geschosses über dem SR $> 0,10 \text{ m}$ )	$d = 0,35 \text{ m}$	$d = 0,45 \text{ m}$
Mehrgeschossig	Mehrgeschossig mit mehr als einer Betondecke	$d = 0,30 \text{ m}$	$d = 0,40 \text{ m}$

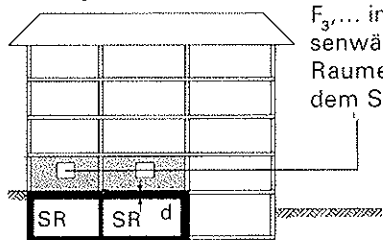
Öffnungen  $F_1, F_2, F_3, \dots$  in den Aussenwänden des Raumes über dem SR



Öffnungen  $F$  in % der Aussenwände des Raumes über dem Schutzraum

Mehrgeschossig

Öffnungen  $F_1, F_2, F_3, \dots$  in den Aussenwänden des Raumes über dem SR



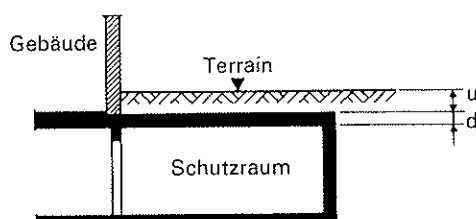
Öffnungen  $F$  in % der Aussenwände des Raumes über dem Schutzraum

<sup>1)</sup>  $X_w = 300 \text{ kg/m}^2$  bedeutet, dass die Masse pro  $\text{m}^2$  Wandfläche  $300 \text{ kg}$  beträgt.  $X_w$  berechnet sich aus der Rohdichte  $\rho$  ( $\text{kg/m}^3$ ) der Wandkonstruktion multipliziert mit der Wandstärke  $d$  (m).

#### Einige Material-Rohdichten

Material	Rohdichte $\rho$ (gerundet)
- Stahlbeton	$\sim 2500 \text{ kg/m}^3$
- unarmierter Beton, Unterlagsbeton, Mörtel	$\sim 2400 \text{ kg/m}^3$
- Erdmaterial	$\sim 2000 \text{ kg/m}^3$
- Holz	$\sim 500 \text{ kg/m}^3$
- Mauerwerk	$\sim 1000\text{--}2000 \text{ kg/m}^3$ (je nach Material und Aufbau)

Tabelle 4.2-2 Minimal erforderliche Konstruktionsstärke  $d$  von Schutzraumdecken unter freiem Terrain

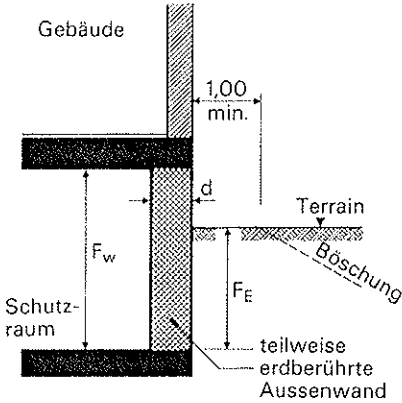


Erdüberdeckung $u$	Konstruktionsstärke $d$ der Schutzraumdecke
bis $0,20 \text{ m}$	$d = 0,55 \text{ m}$
$0,21$ bis $0,40 \text{ m}$	$d = 0,40 \text{ m}$
$\geq 0,41 \text{ m}$	$d = 0,30 \text{ m}$

### 4.23 Schutzraumausenwände

Die minimal erforderlichen Konstruktionsstärken  $d$  zur Reduktion der Kernstrahlung sind für erdberührte Ausenwände gemäss Tabelle 4.2-3 zu bestimmen. Für Ausenwände gegen ungeschützte Vorräume sind die Angaben von Tabelle 4.2-4 massgebend.

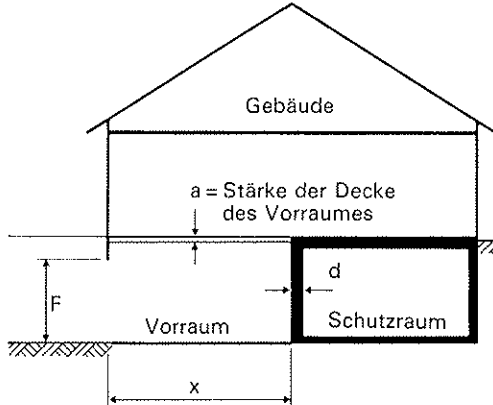
Tabelle 4.2-3 Minimal erforderliche Konstruktionsstärke  $d$  von voll bzw. teilweise erdberührten Ausenwänden



Verhältnis $F_E/F_w$ der erdberührten Wandfläche $F_E$ zur gesamten Wandfläche $F_w$	Konstruktionsstärke $d$ der voll bzw. teilweise erdberührten Ausenwand
1,0	$d = 0,25$ m
0,96 bis 0,99	$d = 0,30$ m
0,91 bis 0,95	$d = 0,35$ m
0,86 bis 0,90	$d = 0,45$ m
0,81 bis 0,85	$d = 0,50$ m
0,71 bis 0,80	$d = 0,55$ m
0,61 bis 0,70	$d = 0,60$ m
0,41 bis 0,60	$d = 0,65$ m
0,31 bis 0,40	$d = 0,70$ m
0,11 bis 0,30	$d = 0,75$ m
0 bis 0,10	$d = 0,80$ m

$F_w$  = gesamte Fläche der betrachteten Ausenwand  
 $F_E$  = gesamte erdberührte Fläche der betrachteten Ausenwand

Tabelle 4.2-4 Minimal erforderliche Konstruktionsstärke  $d$  von Ausenwänden gegen ungeschützte Vorräume



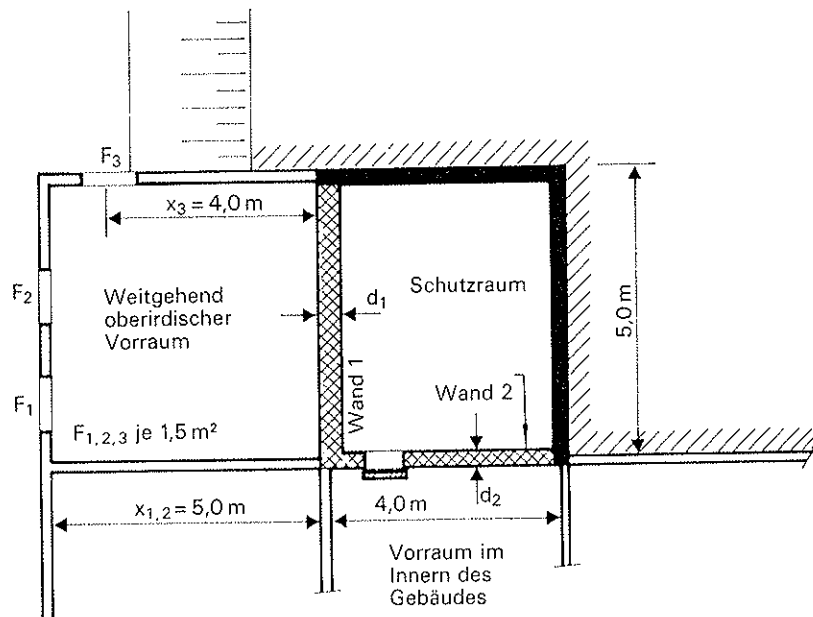
$F$  = Fläche der ins Freie mündenden Öffnungen (Türen, Fenster) desjenigen Vorraumes, der an die betreffende Schutzraumwand grenzt  
 $x$  = Kleinster Abstand von der Mitte der Öffnung bis zu der betreffenden Schutzraumwand.  
 $Z$  = Summe aller vorhandenen  $\frac{F}{x^2}$ .

Stärke der Decke des Vorraumes (Betonäquivalent)	Wandstärke $d$ bei:			
	weitgehend unterirdischem Vorraum bzw. Vorraum im Innern des Gebäudes, ohne freistehende Ausenwände	weitgehend oberirdischem Vorraum <sup>1)</sup>		
		$Z < 0,1$	$Z = 0,1-0,5$	$Z > 0,5$
$a \leq 0,15$ m	$d = 0,35$ m	$d = 0,40$ m	$d = 0,45$ m	$d = 0,55$ m
$a > 0,15$ m	$d = 0,30$ m	$d = 0,35$ m	$d = 0,35$ m	$d = 0,40$ m

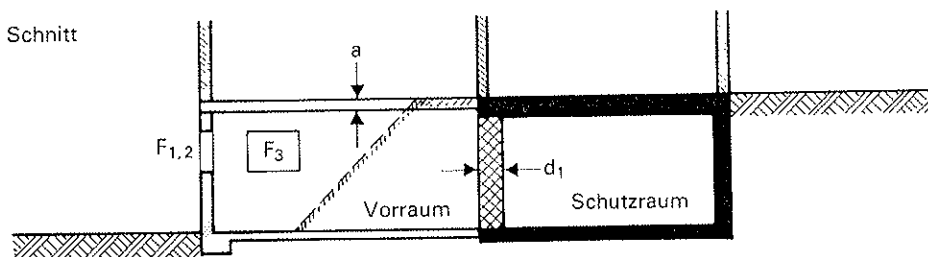
<sup>1)</sup> Weitgehend oberirdischer Vorraum bedeutet: Der betrachtete Vorraum liegt an einer Gebäudeaussenseite und das Volumen des Vorraumes ragt mehr als 30% über das anstehende Terrain.

## Beispiel zur Anwendung der Tabelle 4.2-4:

Grundriss



Schnitt



Wand 1:

Kellerdecke des Vorraumes  $a = 0,18$  m (Betonäquivalent).

$$Z = \frac{F_1}{x_1^2} + \frac{F_2}{x_2^2} + \frac{F_3}{x_3^2} = \frac{1,5 \text{ m}^2}{25 \text{ m}^2} + \frac{1,5 \text{ m}^2}{25 \text{ m}^2} + \frac{1,5 \text{ m}^2}{16 \text{ m}^2} = 0,21$$

Minimal erforderliche Wandstärke  $d_1$  gemäss Tabelle 4.2-4:

$$\rightarrow d_1 = 0,35 \text{ m.}$$

Wand 2:

Kellerdecke des Vorraumes  $a = 0,18$  m.

Vorraum im Innern des Gebäudes ohne freistehende Aussenwände.

Minimal erforderliche Wandstärke  $d_2$  gemäss Tabelle 4.2-4:

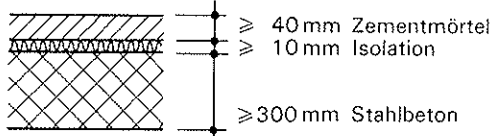
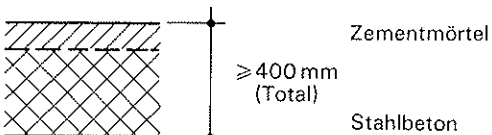
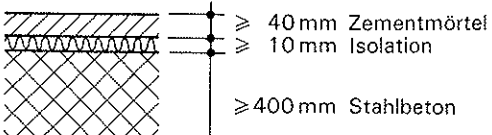
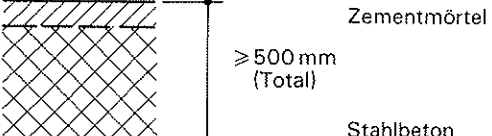
$$\rightarrow d_2 = 0,30 \text{ m.}$$

### 4.3 Konstruktionsstärken infolge Brandbelastung

Schutzraumdecken und nicht erdberührte Aussenwände des Schutzraumes müssen gegen die Wärmeentwicklung von Bränden, die unter Umständen in Schutzraumnähe auftreten, einen solchen Schutz bieten, dass normalerweise ein uneingeschränkter Aufenthalt im Schutzraum möglich ist. Nur in Extremfällen, d. h. beim Zusammentreffen ungünstiger Umstände, kann es vorkommen, dass der Schutzraum frühestens nach einigen Stunden verlassen werden muss.

In der Tabelle 4.3-1 sind die erforderlichen Konstruktionsstärken infolge Brandbelastung für die Schutzraumdecke und die Aussenwände gegen ungeschützte Vorräume festgelegt.

Tabelle 4.3-1 Minimal erforderliche Konstruktionsstärken infolge Brandbelastung

Brandbelastung	Erforderliche Konstruktionsstärken
<p><b>Klasse K:</b>  <b>Kleine Brandbelastung</b>            (Brandbelastung <math>\leq 400 \text{ MJ/m}^2</math> bzw. weniger als 25 kg Holzäquivalent pro <math>\text{m}^2</math> Raum direkt über oder neben dem SR).</p> <p>Unter diese Klasse fallen alle Gebäude in Massivbauweise. (Ausgenommen sind die Fälle, bei welchen das dauernde Einlagern von grösseren Mengen brennbaren Materials in unmittelbarer Schutzraumnähe gegeben ist, vgl. Klasse G).</p>	<p><b>SR-Decke</b></p> <p>K 1: mit Isolation:</p>  <p>K 2: ohne Isolation:</p>  <p><b>Aussenwand gegen ungeschützten Vorraum</b></p> <p>K 3: <math>d = 0,30 \text{ m}</math> Stahlbeton</p>
<p><b>Klasse G:</b>  <b>Grosse Brandbelastung</b>            (Brandbelastung <math>&gt; 400 \text{ MJ/m}^2</math> bzw. mehr als 25 kg Holzäquivalent pro <math>\text{m}^2</math> Raum direkt über oder neben dem SR).</p> <p>Unter diese Klasse fallen alle Gebäude, bei welchen sich in unmittelbarer Schutzraumnähe Anhäufungen von brennbarem Material befinden, die nicht entfernt werden können. Es sind dies:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Gebäude mit mehr als einer Holzdecke über dem Schutzraum,</li> <li>- ganzer Oberbau in Holzbauweise,</li> <li>- dauernde Einlagerung von grösseren Mengen brennbaren Materials direkt über oder neben dem Schutzraum.</li> </ul>	<p><b>SR-Decke</b></p> <p>G 1: mit Isolation:</p>  <p>G 2: ohne Isolation:</p>  <p><b>Aussenwand gegen ungeschützten Vorraum</b></p> <p>G 3: <math>d = 0,40 \text{ m}</math> Stahlbeton</p>

## 4.4 Belastung infolge mechanischer Wirkungen von A-Waffen

### 4.41 Dynamische Belastung und statische Ersatzlasten, Beanspruchung infolge mechanischer Wirkungen von A-Waffen

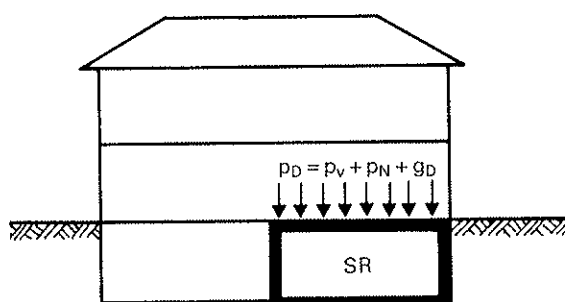
Atomare Waffen erzeugen eine dynamische Belastung des Schutzraumes, welche eine sehr kurze Lastanstiegszeit und eine im Vergleich dazu lange Belastungsdauer aufweist. Dieser dynamischen Belastung kann die statische Widerstandsfähigkeit (Traglast) des Tragwerks nicht ohne weiteres gegenübergestellt werden.

In den vorliegenden Weisungen erfolgt der Tragfähigkeitsnachweis in dem Sinne, dass in den Abschnitten 4.42 bis 4.47 für die einzelnen Tragwerksteile anstelle der dynamischen Belastung statische Ersatzlasten angegeben werden, welche, zusammen mit den ständigen Lasten, den statischen Traglasten gegenüberzustellen sind. Wesentlichste Voraussetzung ist dabei, dass die einzelnen Tragwerksteile über eine grosse plastische Verformbarkeit verfügen. Diese Voraussetzung ist bei Tragwerksteilen, deren Bruch aufgrund des Versagens verformbarer Materialien (Stahl) erfolgt, weitgehend erfüllt. Bruchmechanismen mit sprödem Verhalten (z. B. Schubbruch) dürfen nur in Ausnahmefällen massgebend werden. In solchen Fällen ist die statische Ersatzlast gleich der doppelten dynamischen Last anzunehmen. Für Tragwerksteile im Grundwasser, deren Verformung aus Dichtigkeitsgründen beschränkt werden muss, sind ebenfalls erhöhte statische Ersatzlasten angegeben. Da somit für alle vorkommenden Tragwerksteile Ersatzlasten angegeben sind, können sie statisch bemessen werden.

Der Schutzraum wird durch die Wirkung des sich ausbreitenden Luftstosses (Decken, nicht erdberührte Aussenwände) und durch den im Boden induzierten Erdstoss (erdberührte Aussenwände) beansprucht. Ferner entstehen Belastungen durch die Reaktion auf die Wirkungen des Luftstosses (Bodenplatte und Wände). Zwischenwände und -decken sowie Einrichtungen und Einbauten erfahren Belastungen durch Erschütterungen. Alle diese Belastungen wirken primär senkrecht zu den entsprechenden Tragwerksteilen. Sie sind für die Dimensionierung der einzelnen Teile als gleichzeitig wirkend anzunehmen.

### 4.42 Belastung der Decke

Die Belastung der Decke des Schutzraumes setzt sich aus der statischen Ersatzlast  $p_v$  infolge Luftstoss, der ständigen Nutzlast  $p_N$  des Raumes über dem Schutzraum und dem Eigengewicht  $g_D$  der Schutzraumdecke zusammen.



$$p_D = p_v + p_N + g_D$$

Dabei bedeuten:

$p_D$ : Für die Dimensionierung massgebende Deckenbelastung.

$p_v$ : Vertikale von oben nach unten gerichtete statische Ersatzlast infolge Luftstoss  
 $p_v = 100 \text{ kN/m}^2$ .

$p_N$ : Gleichmässig verteilte, ständige Last auf der Schutzraumdecke (Nutzlast, Erdlast).

$g_D$ : Eigengewicht der Schutzraumdecke.

Figur 4.4-1 Belastung der Decken von Schutzräumen

Die Trümmerlast des Gebäudes über dem Schutzraum muss nicht dazugezählt werden, weil der Hauptanteil dieser Trümmerlast erst nach dem Abklingen der Luftstossbelastung wirksam wird. Die dann noch vorhandene Traglastkapazität der Schutzraumdecke genügt zur Aufnahme der Last sowie von allfälligen dynamischen Wirkungen der Trümmermasse.

Bemerkungen zu allfälligen Stützen- und Wandlasten aus dem Gebäude über dem Schutzraum:

Normalerweise ist die Tragkonstruktion des Gebäudes über dem Schutzraum so zu konzipieren, dass Stützen- und Wandlasten aus dem Gebäude direkt in die Wände des Schutzraumes eingeleitet werden.

Ist dies ausnahmsweise nicht möglich, so ist gemäss Abschnitt 4.58 vorzugehen.

#### 4.43 Belastung der Bodenplatte

Die massgebende Belastung der Bodenplatte setzt sich aus der Reaktion auf die Belastung der Decke durch den Luftstoss (Ersatzlast) und der normalen Bodenpressung aus den friedensmässigen Gebäudelasten zusammen. Die Beanspruchung der Bodenplatte ist eine Folge der Wechselwirkung zwischen dem Boden und dem Bauwerk und somit von den Bodeneigenschaften und von der Gestaltung der Bodenplatte abhängig.

Bezüglich der Bodeneigenschaften wird hier zwischen körnigen und bindigen Lockergesteinen sowie Fels unterschieden:

Unter körnigen Lockergesteinen sind Kiese, Sande, Silte sowie siltige Kiese und Sande, die in allen Arten von Flussablagerungen oder grobkörnigen Moränen mit wenig Feinanteilen vorkommen, zu verstehen.

Unter bindigen Lockergesteinen sind lehmige Kiese, lehmige Sande, lehmige Silte und reine Tone, also weitgehend wasserundurchlässige Materialien zu verstehen; sie kommen als feinkörnige Seeablagerungen (Seebodenlehm), Gehängelehm und als Grundmoränen mit viel Feinanteilen vor.

Unter Fels sind alle Felsarten mit Ausnahme der ausgesprochen weichen Übergangs- und Verwitterungszonen zu verstehen. Eine im schweizerischen Mittelland besonders häufige Felsart ist die Molasse (Mergel, Sandstein usw.). Verkittete Schotter und Kiessande, die vom Abbau her als Pickelfels bzw. als schwer baggerfähig beurteilt werden, sind hinsichtlich der Bodenplattenbelastung dem Fels gleichzusetzen.

Bei körnigem Lockergestein tritt als weiteres wichtiges Klassierungsmerkmal die Lage des Grundwasserspiegels, bei bindigem die Härte des Bodens dazu. Bezüglich der Belastung werden – unter Berücksichtigung dieser Kriterien – im folgenden drei Baugrundtypen unterschieden:

Typ I: Körniges Lockergestein mit tiefem Grundwasserspiegel sowie hartes, bindiges Lockergestein.

Typ II: Körniges Lockergestein mit hohem Grundwasserspiegel sowie weiches, bindiges Lockergestein.

Typ III: Fels oder sehr hartes, verkittetes Lockergestein.

In der Tabelle 4.4-2 sind für diese Baugrundtypen die massgebenden Belastungen zusammengestellt. Die angegebenen Werte berücksichtigen zudem die langjährige mittlere Höhe des allfällig vorhandenen Grundwasserspiegels.

Für die Bemessung dürfen diese Belastungen bei allen Baugrundtypen als gleichmässig verteilt angenommen werden. Wegen der in Wirklichkeit ungleichmässigen Verteilung dieser Belastungen beim Baugrundtyp I muss die Schubtragfähigkeit mit einer gegenüber der Biegetraglast erhöhten Belastung nachgewiesen werden.

Beim Baugrundtyp II mit einem Grundwasserspiegel höher als OK Bodenplatte müssen die Verformungen der Bodenplatte infolge von mechanischen Waffewirkungen aus Dichtigkeitsgründen beschränkt werden. Dies wird durch die Annahme einer erhöhten Belastung der Bodenplatte erreicht. Zudem ist in diesem Fall bei der Bestimmung der Belastung der Bodenplatte aus den friedensmässigen Gebäudelasten der hydrostatische Druck zu berücksichtigen.

Tabelle 4.4-2 Belastungen der Bodenplatten von Schutzräumen

Baugrund		Belastung für Nachweis der Biegetragfähigkeit	Belastung für Nachweis der Schubtragfähigkeit
Typ	Beschreibung		
I	Körniges Lockergestein mit Grundwasserspiegel tiefer als 2 m unter UK Bodenplatte sowie hartes bindiges Lockergestein	$p_B = 0,5 (p_v + \sigma_B)$	$p_{Schub} = 1,6 \tilde{p}_B$
II	Körniges Lockergestein mit Grundwasserspiegel höher als 2 m unter UK Bodenplatte, jedoch tiefer als OK Bodenplatte, sowie weiches, bindiges Lockergestein	$p_B = p_v + \sigma_B$	$p_{Schub} = \tilde{p}_B$
	Körniges Lockergestein mit Grundwasserspiegel höher als OK Bodenplatte	$p_B = 1,3 p_v + \sigma_B$	$p_{Schub} = \tilde{p}_B$
III	Fels oder sehr hartes verkittetes Lockergestein	In diesen Böden werden die Lasten von den Wänden direkt in den Baugrund geleitet. Die Bodenplatte wird somit praktisch nicht beansprucht. Aus konstruktiven Gründen muss die Bodenplatte jedoch trotzdem mit den im Abschnitt 4.1 angegebenen Mindestwerten für die Betonstärke und die Armierung ausgebildet werden.	

Dabei bedeuten:

$p_v$ : Statische Ersatzlast infolge Luftstoss,  $p_v = 100 \text{ kN/m}^2$ .

$\sigma_B$ : Gleichmässig verteilte Belastung der Bodenplatte aus friedensmässigen Gebäudelasten.

$p_B$ : Für den Nachweis der Biegetragfähigkeit massgebende Belastung der Bodenplatte.

$p_{Schub}$ : Für den Nachweis der Schubtragfähigkeit massgebende Belastung der Bodenplatte.

$\tilde{p}_B$ : Biegetraglast der Bodenplatte.

#### 4.44 Belastung der Aussenwände

##### **Belastung der erdberührten Aussenwände**

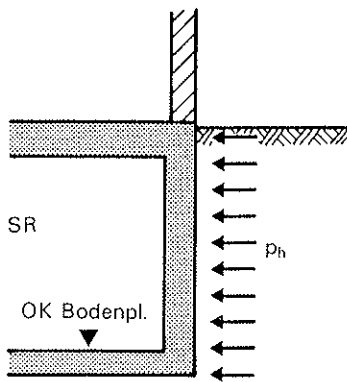
Die Belastung  $p_w$  der erdberührten Aussenwände setzt sich aus der statischen Ersatzlast  $p_h$  infolge Luftstoss bzw. luftinduziertem Erdstoss und dem friedensmässigen aktiven Erddruck  $p_E$  zusammen:  $p_w = p_h + p_E$ .

Bei Schutzräumen im Grundwasser (Baugrundtyp II) müssen der aktive Erddruck unter Berücksichtigung des Auftriebes sowie der hydrostatische Druck berücksichtigt werden.

Der aktive Erddruck  $p_E$  wird in Wandmitte bestimmt und darf über die ganze Wandhöhe als gleichmässig verteilt angenommen werden.

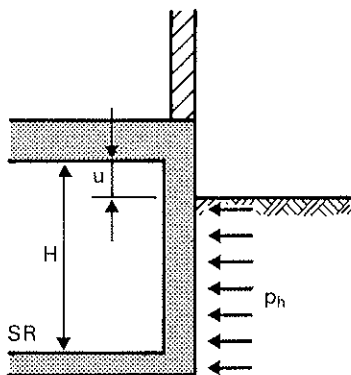
Allfällige Belastungsdifferenzen zwischen zwei gegenüberliegenden ungleichmäßig beanspruchten Aussenwänden des Schutzraumes werden durch Reibungskräfte und Erddrücke zwischen Bauwerk und Boden aufgenommen. In den Tabellen und Figuren 4.4-3 bis 4.4-5 sind für die drei Baugrundtypen und die verschiedenen möglichen Anordnungen die statischen Ersatzlasten dargestellt. Die angegebenen Werte berücksichtigen zudem die langjährige mittlere Höhe des allfällig vorhandenen Grundwasserspiegels.

Tabelle und Figur 4.4-3 Erdberührte Aussenwände



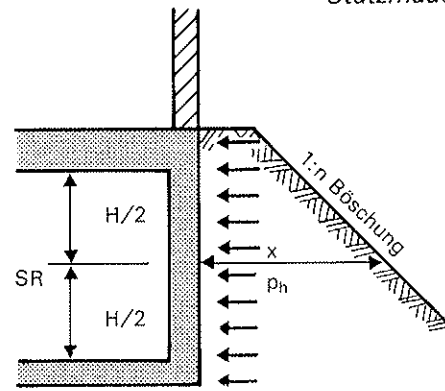
Baugrund		Statische Ersatzlast $p_h$ infolge Erdstoss
Typ	Beschreibung	
I	Körniges Lockergestein mit Grundwasserspiegel unterhalb OK Bodenplatte sowie hartes bindiges Lockergestein	$p_h = 33 \text{ kN/m}^2$
II	Körniges Lockergestein mit Grundwasserspiegel zwischen 0 und 1,5 m oberhalb OK Bodenplatte sowie weiches bindiges Lockergestein	$p_h = 100 \text{ kN/m}^2$
	Körniges Lockergestein mit Grundwasserspiegel höher als 1,5 m oberhalb OK Bodenplatte	$p_h = 130 \text{ kN/m}^2$
III	Fels oder sehr hartes verkittetes Lockergestein	$p_h = 33 \text{ kN/m}^2$

Tabelle und Figur 4.4-4 Teilweise erdberührte Aussenwände



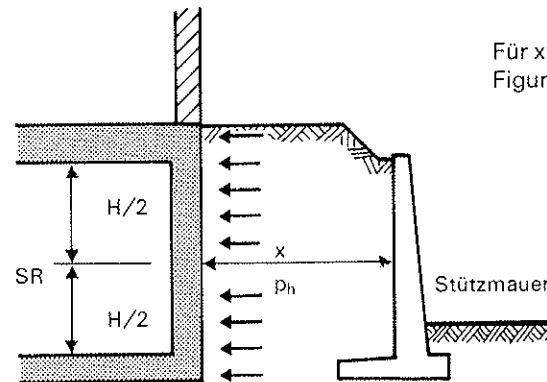
Baugrund		Statische Ersatzlast $p_h$ infolge Luft- und Erdstoss	
Typ	Beschreibung	$u \leq \frac{H}{2}$	$u > \frac{H}{2}$
		I	Körniges Lockergestein mit Grundwasserspiegel unterhalb OK Bodenplatte sowie hartes bindiges Lockergestein
II	Körniges Lockergestein mit Grundwasserspiegel zwischen 0 und 1,5 m oberhalb OK Bodenplatte sowie weiches bindiges Lockergestein	$p_h = 100 + 340 \cdot \frac{u}{H} \text{ kN/m}^2$	$p_h = 270 \text{ kN/m}^2$
	Körniges Lockergestein mit Grundwasserspiegel höher als 1,5 m oberhalb OK Bodenplatte	$p_h = 130 + 280 \cdot \frac{u}{H} \text{ kN/m}^2$	$p_h = 270 \text{ kN/m}^2$
III	Fels oder sehr hartes verkittetes Lockergestein	gleich wie Typ I	gleich wie Typ I

Tabelle und Figur 4.4-5 Aussenwände mit vorgelagerter Böschung oder hinter Stützmauern



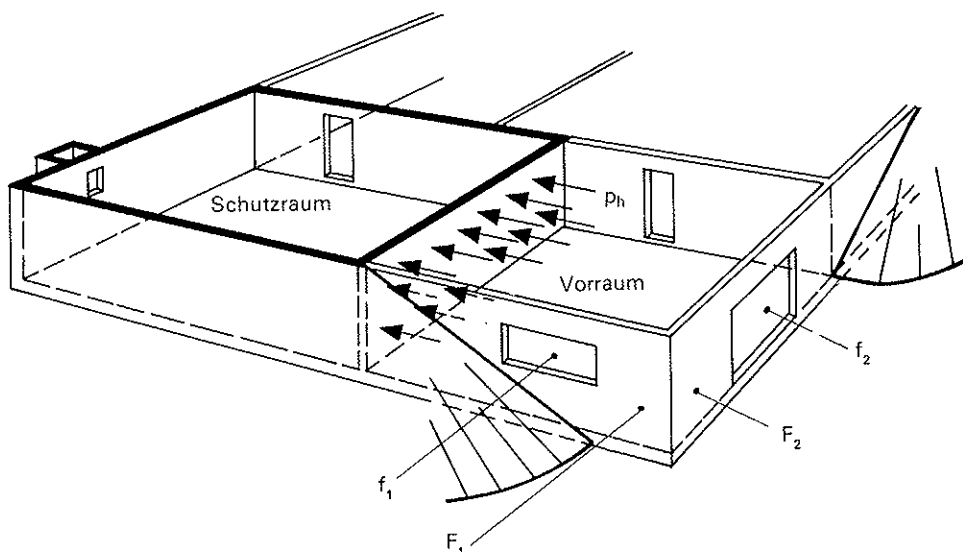
Böschungsneigung	Statische Ersatzlast $p_h$ infolge Luft- und Erdstoss (gültig für $x \leq 2H$ )
1:2 oder flacher	$p_h = 130 \text{ kN/m}^2$
1:2 bis 2:3	$p_h = 160 \text{ kN/m}^2$
2:3 oder steiler	$p_h = 270 \text{ kN/m}^2$
Stützmauer	$p_h = 270 \text{ kN/m}^2$

Für  $x > 2H$  sind die Werte gemäss Tabelle und Figur 4.4-3 einzusetzen.



#### Belastung der Aussenwände gegen ungeschützte Vorräume

Die Belastung  $p_h$  der Aussenwände gegen ungeschützte Vorräume hängt vom Anteil der direkt ins Freie mündenden Öffnungen dieser Vorräume ab. Der Anteil dieser Öffnungen ist für jede Wand des betreffenden Vorraumes separat zu ermitteln. Für die Bestimmung der Belastung  $p_h$  gemäss Figur 4.4-6 ist diejenige Vorräumwand, welche den grössten Öffnungsanteil  $\alpha$  aufweist, massgebend.



$$\alpha_1 = \frac{f_1}{F_1}; \quad \alpha_2 = \frac{f_2}{F_2}$$

$f_i$ : Fläche der direkt ins Freie führenden Öffnungen in der Wand  $i$

$F_i$ : Fläche der Wand  $i$  des Vorraumes

Maximaler Öffnungsanteil	Statische Ersatzlast $p_h$ infolge Luftstoss
$\alpha = \left(\frac{f}{F}\right)_{\max}$	
$\alpha \leq 0,25$	$p_h = 100 \text{ kN/m}^2$
$0,25 < \alpha \leq 0,75$	$p_h = 180 \text{ kN/m}^2$

Figur 4.4-6 Aussenwände gegen ungeschützte Vorräume

#### 4.45 Belastung der Eingangspartie und der Schleuse

Im Abschnitt 4.56 sind für die Tragwerksteile der Eingangspartie und der Schleuse normierte Armierungen angegeben. Aus diesem Grunde ist bei Schutzräumen gemäss den vorliegenden Weisungen in der Regel keine Bemessung dieser Tragwerksteile erforderlich.

#### 4.46 Belastung von Zwischenwänden und Zwischendecken

Infolge der Belastung durch Luft- und Erdstoss erfährt der Schutzraum als Ganzes eine erdbebenartige Erschütterung. Zwischenwände und allfällige Zwischendecken werden dabei durch Trägheitskräfte belastet. Diese Kräfte sind gleich verteilt wie das Eigengewicht, sie können aber um ein Mehrfaches grösser sein und im Prinzip in einer beliebigen Richtung wirken.

Zur Aufnahme dieser Kräfte ist in Schutzräumen gemäss diesen Weisungen keine spezielle Bemessung erforderlich. Es sind jedoch die Bedingungen betreffend die minimalen Stahlbetonstärken (vgl. Tabelle 4.1-1) und jene für die Minimalarmierung (vgl. Tabelle 4.1-2) einzuhalten.

#### 4.47 Belastung der Wand zwischen zwei Schutzräumen

Zur Bestimmung der auf die Wand zwischen zwei aneinanderggebauten Schutzräumen wirkenden Belastungen wird angenommen, dass diese Wand auch bei der Zerstörung eines der beiden Schutzräume intakt bleiben muss.

Diese Wand ist deshalb auf eine Belastung von  $p_h = 100 \text{ kN/m}^2$  zu bemessen. Die Belastung  $p_h$  kann dabei von beiden Seiten auf die Wand wirken (nicht gleichzeitig).

Die Anordnung der Armierung ist in Figur 4.1-5 im Abschnitt 4.12 angegeben.

## 4.5 Grundlagen für die statische Bemessung

---

#### 4.51 Übersicht und Vorgehen bei der statischen Bemessung

Bei den Tragwerksteilen von Schutzräumen liegen gegenüber den übrigen Teilen des Gebäudes besondere Verhältnisse vor, nämlich:

- grosse Belastungen
- grosse Plattenstärken
- kleine Armierungsgehalte
- keine rechnerische Sicherheit gegen Versagen.

Es werden daher im folgenden besondere Bemessungsverfahren gezeigt. Diese sind zum Teil gegenüber den entsprechenden Angaben in den TWO und TWS vereinfacht. Sie genügen aber, um die hier behandelten Schutzräume einwandfrei zu bemessen.

---

Im einzelnen soll bei der Bemessung wie folgt vorgegangen werden:

- Bestimmung der Materialeigenschaften (Abschnitt 4.52),
- Bestimmung der massgebenden Stahlbetonstärken aufgrund der erforderlichen minimalen Stahlbetonstärken (Tabelle 4.1-1), der Konstruktionsstärken infolge der primären Kernstrahlung (Abschnitt 4.2) und infolge Brandbelastung (Abschnitt 4.3),
- Überprüfung gemäss Abschnitt 4.53, ob ein Nachweis der Biege- und Schubtragfähigkeit erforderlich ist,
- Eventuell Nachweis der Biegetragfähigkeit gemäss Abschnitt 4.54,
- Eventuell Nachweis der Schubtragfähigkeit gemäss Abschnitt 4.55,
- Bestimmung der normierten Armierungen für die Eingangspartie und die Schleuse gemäss Abschnitt 4.56,
- Nachweis der Tragfähigkeit bei allfälligen einspringenden Ecken gemäss Abschnitt 4.57 oder bei Stützen- bzw. Wandlasten auf der Schutzraumdecke gemäss Abschnitt 4.58.

## 4.52 Materialeigenschaften

### *Armierungsstahl*

Die Fließspannung von Stahl ist bei dynamischer Belastung grösser als bei statischer Belastung. Eine weitere Erhöhung der Fließspannung ergibt sich daraus, dass der Bemessung stets die 50%-Fraktile-Werte (Mittelwerte) zugrunde gelegt werden. Aus diesen Gründen darf zur Bestimmung der Biegearmierung ein höherer Wert für die Fließspannung eingesetzt werden.

Die Bemessung mit statischen Ersatzlasten nach Abschnitt 4.4 setzt ein genügendes Plastifizierungsvermögen des Stahls voraus, welches durch die Forderung nach einer minimalen mittleren Bruchdehnung  $\lambda_s$  von 15% gewährleistet wird. Es wird nur Armierungsstahl III, der den Mindestanforderungen gemäss SIA-Norm 162, sowie der SIA-Empfehlung 162/101 entspricht, zugelassen.

Für die Bemessung sind folgende Werte für die Fließspannung zu verwenden:

Biegearmierung	$\sigma_t = 600 \text{ N/mm}^2$
Schubarmierung	$\sigma_t = 460 \text{ N/mm}^2$
Spaltzugarmierung	$\sigma_t = 460 \text{ N/mm}^2$

### *Beton*

Die Druckfestigkeit von Beton ist bei dynamischer Beanspruchung ebenfalls grösser als diejenige bei statischer Beanspruchung. Für die Bemessung werden auch für den Beton die 50%-Fraktile-Werte (Mittelwerte) eingesetzt, was zu einer weiteren Erhöhung der zulässigen Betonspannungen führt.

Für Schutzräume gemäss diesen Weisungen wird für tragende Bauteile nur hochwertiger Beton BH (SIA-Norm 162) zugelassen. Für die Bemessung sind folgende Werte für die Betonspannung zu verwenden:

maximale Randspannung	$\beta_p = 30 \text{ N/mm}^2$
maximale Schwerpunktspannung	$\sigma_s = 24 \text{ N/mm}^2$
untere Schubspannungsgrenze	$\tau_r = 1,2 \text{ N/mm}^2$

## 4.53 Entfallende Nachweise

In zahlreichen Fällen genügt die aus der minimalen Stahlbetonstärke und der Minimalarmierung resultierende Tragfähigkeit zur Annahme der Belastungen. Für die in Tabelle 4.5-1 zusammengestellten Tragwerksteile ist daher kein rechnerischer Nachweis erforderlich, wenn die angegebenen Grenzwerte eingehalten werden.

Für alle übrigen Tragwerksteile ist die Biegetragfähigkeit gemäss Abschnitt 4.54 und die Schubtragfähigkeit gemäss Abschnitt 4.55 nachzuweisen.

Tabelle 4.5-1 Zulässige Abmessungen und Belastungen von nicht nachzuweisenden Tragwerksteilen

Tragwerksteil	Stahlbetonstärke	zulässige Belastung	zulässige Fläche des nicht nachzuweisenden Tragwerksteils (Lichtmasse) <sup>1)</sup>	
<b>Decken</b>	d = 0,30 m d = 0,35 m d ≥ 0,40 m	$p_D \leq 115 \text{ kN/m}^2$ $p_D \leq 115 \text{ kN/m}^2$ $p_D \leq 115 \text{ kN/m}^2$	$\leq 23 \text{ m}^2$ $\leq 28 \text{ m}^2$ $\leq 33 \text{ m}^2$	
<b>Aussenwände</b> vollständig erdberührt, Gelände horizontal – Baugrundtyp I – Baugrundtyp II  freistehend gegen ungeschützte Vorräume – Öffnungsanteil $\alpha \leq 0,25$ – Öffnungsanteil $\alpha \leq 0,75$	d = 0,25 m d = 0,25 m d = 0,25 m	$p_w \leq 50 \text{ kN/m}^2$ $p_w \leq 115 \text{ kN/m}^2$ $p_w \leq 150 \text{ kN/m}^2$	Wandhöhe bis 2,40 m:	Wandhöhe bis 3,0 m:
			unbegrenzt unbegrenzt $\leq 18 \text{ m}^2$	unbegrenzt $\leq 18 \text{ m}^2$ $\leq 14 \text{ m}^2$
	d = 0,30 m	$p_h = 100 \text{ kN/m}^2$	unbegrenzt	unbegrenzt
	d ≥ 0,30 m	$p_h = 180 \text{ kN/m}^2$	unbegrenzt	$\leq 16 \text{ m}^2$
<b>Bodenplatten</b> Baugrundtyp I Baugrundtyp II	d = 0,20 m d = 0,20 m	$p_B \leq 70 \text{ kN/m}^2$ $p_B \leq 140 \text{ kN/m}^2$	$\leq 16 \text{ m}^2$ $\leq 8 \text{ m}^2$	

<sup>1)</sup> Die angegebenen Werte für die zulässigen Flächen gelten nur für vierseitig gelagerte Platten, d.h. Minimalarmierung auf der Zugseite kreuzweise 0,15%.

Für Zwischenwände und Zwischendecken sowie für Bodenplatten im Baugrundtyp III genügen die Minimalstärke und die Minimalarmierung.

#### 4.54 Nachweis der Biegetragfähigkeit

##### Allgemeines

Unter der Biegetraglast versteht man diejenige Last, die ein Tragelement auf Biegung gerade noch aufzunehmen vermag. Bei einer weiteren Laststeigerung erfolgt der Biegebruch.

Praktisch bedeutet dies in den meisten Fällen, dass sich vor dem Bruch so viele plastische Gelenke bilden, bis das Tragelement statisch bestimmt gelagert ist. Instabilität tritt ein, sobald ein weiteres plastisches Gelenk entsteht. Die massgebenden Spannweiten hängen von den Einspannstellen ab, bei welchen sich die plastischen Gelenke bilden. Da diese Gelenke praktisch immer über den Auflagerrändern entstehen, werden stets die Lichtweiten als massgebende Spannweiten verwendet.

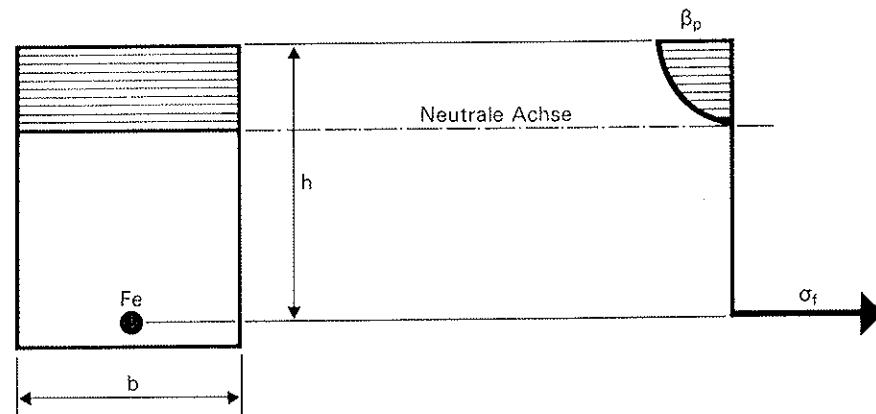
Bei der Bestimmung der Biegetraglast wird wie folgt vorgegangen:

- Bestimmung des Biegewiderstandes der plastischen Gelenke (plastisches Moment) an den massgebenden Stellen.
- Bestimmung der Anordnung der plastischen Gelenke so, dass das Tragwerk unter der kleinstmöglichen Last instabil wird. Bei vierseitig gelagerten Platten kann die Biegetraglast direkt in Funktion der plastischen Momente angegeben werden.

### Plastisches Moment

Als plastisches Moment  $\tilde{M}$  bezeichnet man den rechnerischen Biegebruchwiderstand eines Querschnittes. Bei Querschnitten mit Armierungsgehalten, wie sie bei den vorliegenden Schutzräumen vorkommen, tritt der Bruch durch Versagen der Betondruckzone auf, während sich der Stahl im Fließzustand befindet. Zur Bestimmung des plastischen Moments werden folgende Annahmen getroffen:

- Die Dehnungen sind linear über die Querschnittshöhe verteilt (Ebenbleiben der Querschnitte).
- Die Spannungsverteilung im Beton wird gemäss SIA-Norm 162, RL 34 angenommen.
- Die Betonzugfestigkeit wird vernachlässigt.



Figur 4.5-2 Plastischer Zustand eines Rechteckquerschnitts (Balken und Platten) infolge Biegung

Das plastische Moment beträgt bei Rechteckbalken und Platten:

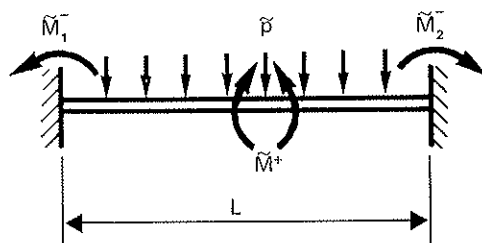
$$\tilde{M} = F_e \cdot \sigma_f \cdot h \left( 1 - \frac{0,40}{0,75} \cdot \frac{\sigma_f}{\beta_p} \cdot \mu \right) \quad \mu = \frac{F_e}{b \cdot h}$$

Näherungsweise ergibt sich für  $\beta_p = 30 \text{ N/mm}^2$  und  $\sigma_f = 600 \text{ N/mm}^2$ :

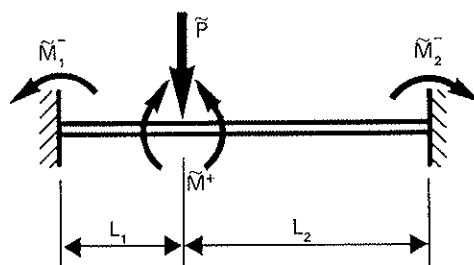
$$\begin{aligned} \mu \leq 0,5\%: \quad \tilde{M} &= 0,95 \cdot F_e \cdot \sigma_f \cdot h \\ 0,5\% < \mu \leq 1,0\%: \quad \tilde{M} &= 0,90 \cdot F_e \cdot \sigma_f \cdot h \end{aligned}$$

### Biegetraglast von Balken

In Figur 4.5-3 ist die Biegetraglast  $\tilde{p}$  bzw.  $\tilde{P}$  eines Balkens für den Fall der verteilten Belastung bzw. für Einzellasten dargestellt. Ein praktisches Berechnungsbeispiel findet sich im Abschnitt 4.63.



$$\tilde{p} = \frac{8}{L^2} \left( \tilde{M}^+ + \frac{\tilde{M}_1^- + \tilde{M}_2^-}{2} \right)$$



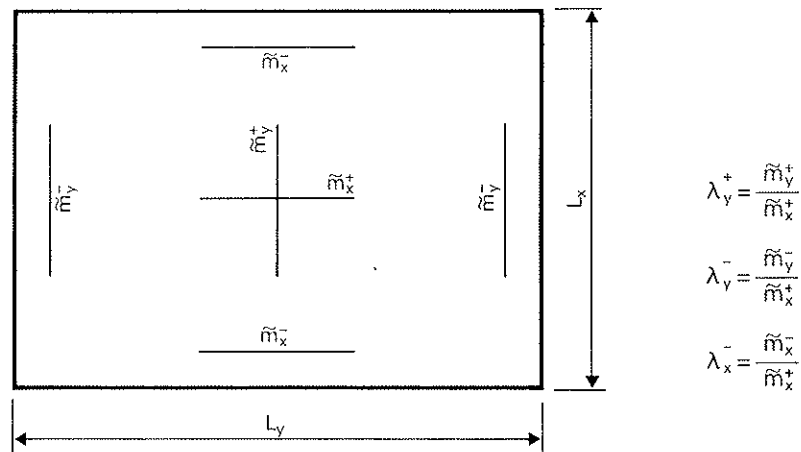
$$\tilde{P} = \frac{L}{L_1 \cdot L_2} \left( \tilde{M}^+ + \frac{\tilde{M}_1^- + \tilde{M}_2^-}{2} \right)$$

Figur 4.5-3 Biegetraglast von Balken

### Biegetraglast von Platten

Die Biegetraglast von Platten wird im Prinzip gleich ermittelt wie diejenige von Balken. Im Gegensatz zu den Balken, wo sich Gelenke bilden, entstehen bei den Platten Gelenklinien, welche im allgemeinen nicht genau bestimmt werden können.

Im folgenden wird ein geschlossener Formelausdruck zur Bestimmung der Biegetraglast von vierseitig gelagerten, gleichmässig belasteten Rechteckplatten gegeben. Der Wert für diese Traglast wurde gegenüber dem aus der Bruchlinientheorie ermittelten Wert um 10% abgemindert. Diese Abminderung erfolgte deshalb, weil die Bruchlinientheorie einen oberen Grenzwert liefert, d.h. einen etwas grösseren Wert als die effektive Biegetraglast.



Bezeichnungen:

$L_x$  = kürzere Spannweite (Lichtmass)

$L_y$  = längere Spannweite (Lichtmass)

$\tilde{m}_x$  = Plastisches Moment pro m in x-Richtung

$\tilde{m}_y$  = Plastisches Moment pro m in y-Richtung

Figur 4.5-4 Plastische Momente einer vierseitig gelagerten Rechteckplatte

Die Biegetraglast von vierseitig gelagerten Rechteckplatten wird nun wie folgt ermittelt:

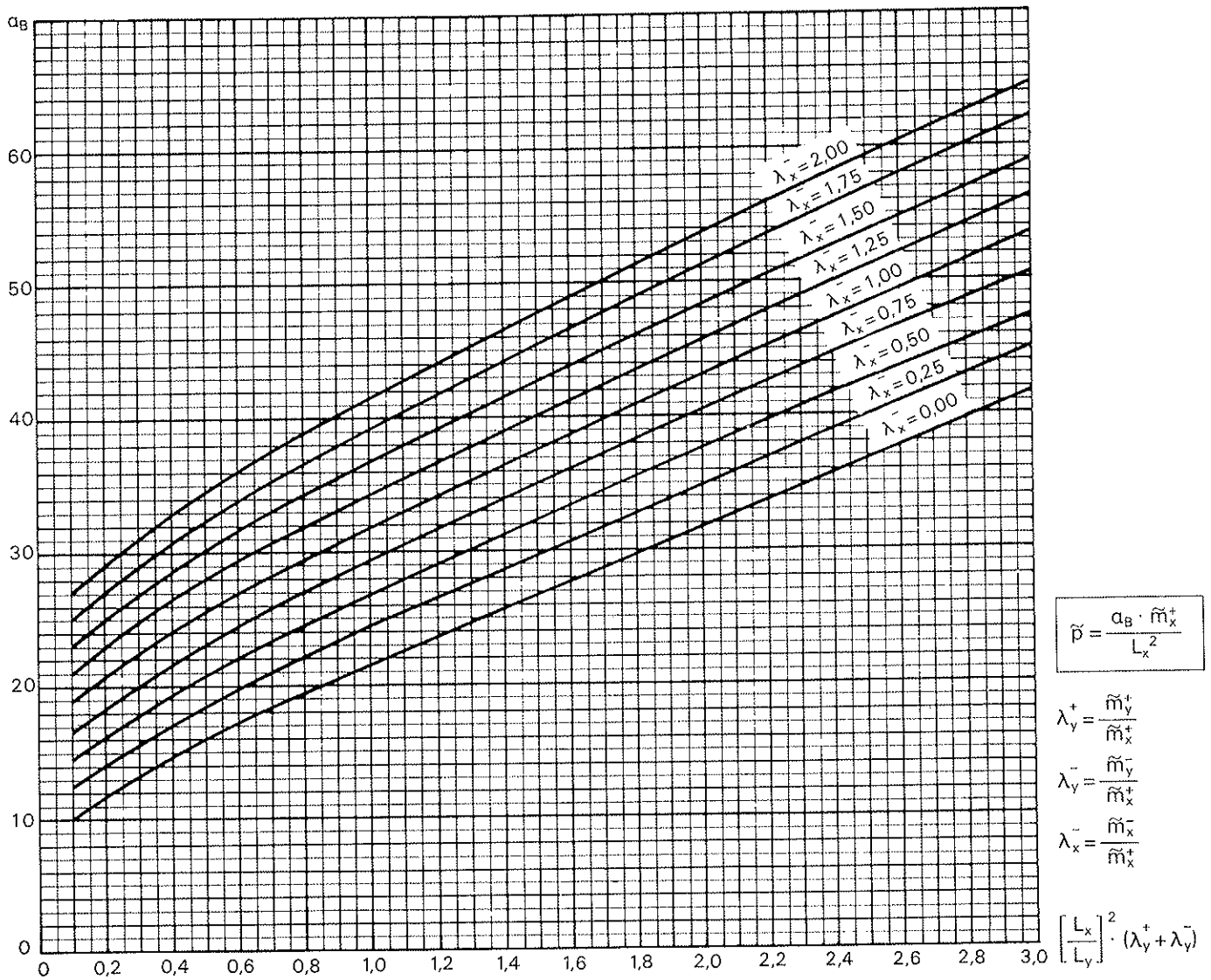
$$\tilde{\rho} = \frac{21,6 \tilde{m}_x^+}{L_x^2 (\lambda_y^+ + \lambda_y^-)} \cdot \left[ \frac{1 + \lambda_x^-}{-\frac{L_x}{L_y} + \sqrt{\left[\frac{L_x}{L_y}\right]^2 + \frac{3(1 + \lambda_x^-)}{\lambda_y^+ + \lambda_y^-}}} \right]^2$$

Diese Biegetraglast kann mit Hilfe der Kurven in Figur 4.5-5 einfach bestimmt werden. In Funktion der Parameter

$$\left[\frac{L_x}{L_y}\right]^2 \cdot (\lambda_y^+ + \lambda_y^-) \text{ und } \lambda_x^-$$

wird zunächst der Hilfwert  $\alpha_B$  abgelesen. Die Biegetraglast errechnet sich dann wie folgt:

$$\tilde{\rho} = \frac{\alpha_B \cdot \tilde{m}_x^+}{L_x^2}$$



Figur 4.5-5 Biegetraglast von Rechteckplatten unter gleichmässig verteilter Belastung

Im weiteren sind bei der Bestimmung der Biegetraglast von Platten die folgenden Hinweise zu beachten:

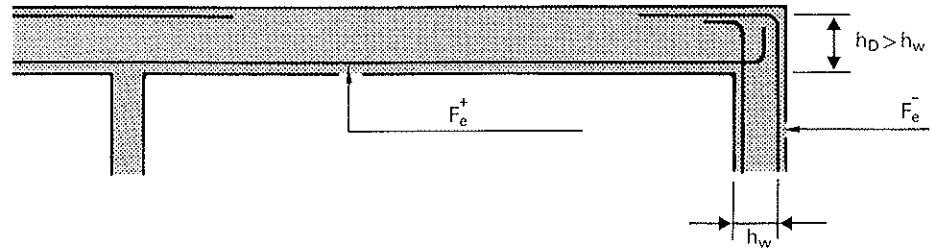
*Platten mit verschiedener Einspannung (verschiedenen plastischen Momenten) an gegenüberliegenden Seiten.*

Weisen zwei gegenüberliegende Seiten verschieden grosse plastische Momente bei den Einspannstellen auf, so ist für die Berechnung der Mittelwert der beiden plastischen Momente in die Traglastformel einzusetzen.

### Randfelder

Bei Randfeldern ist darauf zu achten, dass das plastische Moment am Rand an der richtigen Stelle bestimmt wird. Wenn die Stärke der Aussenwand kleiner ist als diejenige der Decke, so beträgt das plastische Moment am Rand:

$$\tilde{m}^- = F_e^- \cdot \sigma_f \cdot h_w \left( 1 - \frac{0,40}{0,75} \frac{\sigma_f}{\beta_p} \cdot \mu \right)$$



Figur 4.5-6 Schnitt durch ein Randfeld mit  $h_D > h_w$

Sowohl in der Wand als auch in der Decke darf dabei der Armierungsgehalt nicht unterhalb dem Mindestwert gemäss Tabelle 4.1-2 liegen.

### Vorwiegend in einer Richtung tragende Platten

Für die Fälle  $L_x/L_y < 0,4$  kann die vierseitig gelagerte Platte näherungsweise durch den unendlich langen Plattenstreifen ersetzt werden.

### Biegung mit Längskraft

Sämtliche tragenden Wände werden auf Biegung mit Längskraft beansprucht. Für die hier vorkommenden Abmessungen und Belastungen werden die folgenden vereinfachten Regeln zur Bemessung angegeben:

- Bauteile, welche auf Biegung und Druck mit grosser Exzentrizität beansprucht sind (z. B. Aussenwände), müssen nicht speziell auf Druck bemessen werden. Es genügt die Bemessung auf Biegung,
- Bauteile, welche auf Biegung und Druck mit kleiner Exzentrizität beansprucht sind, müssen nur auf Druck bemessen werden. Wenn die vorhandene Betondruckspannung (unter Berücksichtigung der Druckaufnahme durch die Stahleinlagen) grösser als  $15 \text{ N/mm}^2$  ist, so muss der Querschnitt der Längsarmierung mindestens 0,6% des Betonquerschnittes betragen. Zudem sind Bügel so anzuordnen, dass deren gegenseitiger Abstand kleiner ist als der 15fache Durchmesser des dünnsten Längsstabes bzw. die kleinere Querschnittsabmessung des betreffenden Tragwerksteils. Die vorhandene Druckspannung im Beton darf dabei höchstens  $\sigma_s = 24 \text{ N/mm}^2$  betragen.

## 4.55 Nachweis der Schubtragfähigkeit

### Allgemeines

Der Nachweis der Schubtragfähigkeit hat im wesentlichen nach Richtlinie 34 der SIA-Norm 162 zu erfolgen.

Er gliedert sich wie folgt:

- Ermittlung einer nominellen Schubspannung  $\tau$  ( $\tilde{\tau}$ ) infolge der Biegetraglast bzw.  $\tilde{\tau}_{\text{schubr}}$  höchstens aber infolge der doppelten Last aus Luftstoss bzw. Erdstoss, zuzüglich den ständigen Lasten.
- Vergleich der nominellen Schubspannung  $\tau$  ( $\tilde{\tau}$ ) mit der unteren Schubspannungsgrenze  $\tau_r = 1,2 \text{ N/mm}^2$ .

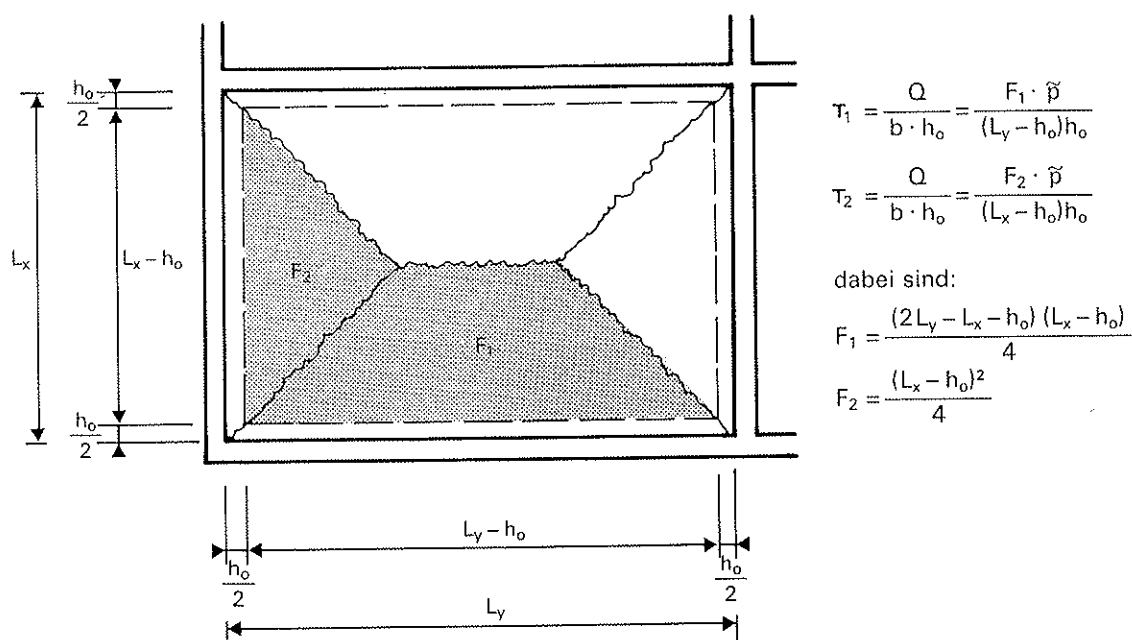
Für Balken mit  $\tau(\bar{p}) > \tau_r$  ist eine Schubarmierung erforderlich. Bei Platten mit  $\tau(\bar{p}) > \tau_r$  wird in der Regel keine Schubarmierung verwendet, sondern es wird die Plattenstärke erhöht.

Der hier dargestellte Schubnachweis setzt voraus, dass die im Abschnitt 4.1 angegebenen Konstruktionsregeln eingehalten werden. Insbesondere ist darauf zu achten, dass die Feldarmierung korrekt verankert wird (vgl. Abschnitt 4.12, Verankerung der Stäbe).

### Nominelle Schubspannung bei Platten

Die nominelle Schubspannung wird im Abstand  $h_o/2$  vom Auflager bestimmt, wobei für  $h_o$  der Achsabstand zwischen der Zug- und der Druckarmierung einzusetzen ist. Vereinfachend wird angenommen, dass die Schubspannung längs einer Auflagerseite  $L$  konstant sei.

Die Bestimmung von  $\tau$  erfolgt gemäss Figur 4.5-7.



Figur 4.5-7 Nominelle Schubspannung bei Platten

Dabei bedeuten:

- $\tau_{1,2}$ : Nominelle Schubspannung im Abstand  $h_o/2$  vom Auflagerrand.
- $F_{1,2}$ : Fläche zwischen den Fließgelenklinien und der um  $h_o/2$  verschobenen Auflagerlinie.
- $L_{x,y}$ : Lichte Spannweiten.
- $h_o$ : Achsabstand zwischen der Zug- und der Druckarmierung.
- $\bar{p}$ : Biegetraglast, jedoch höchstens  $p_{\max} = 2p_{\text{Luft-/Erdstoss}} + \text{ständige Lasten}$ .

Im Normalfall genügt der Nachweis für  $\tau_1$ , da  $\tau_1$  stets grösser ist als  $\tau_2$ . Der Wert  $\tau_2$  wird nur für den Nachweis der Schubbeanspruchung bei Stützen- oder Wandlasten auf der Schutzraumdecke benötigt (vgl. Abschnitt 4.58).

### Nominelle Schubspannung bei Balken

Die nominelle Schubspannung bei Balken wird wie folgt ermittelt:

$$\tau = \frac{Q}{b_o \cdot h_o}$$

Dabei bedeuten:

- $\tau$ : Nominelle Schubspannung im Abstand  $\frac{h_o}{2} \cdot \cot \gamma$  vom Auflagerrand.
- $Q$ : Querkraft im Abstand  $\frac{h_o}{2} \cdot \cot \gamma$ .
- $b_o$ : Minimale Balkenbreite.

$h_0$ : Achsabstand zwischen der Zug- und der Druckarmierung.  
 $\gamma$ : Neigungswinkel der Betondruckdiagonale (cot  $\gamma$  kann zu 5/3 angenommen werden).

Dabei ist die Querkraft  $Q$  aufgrund der Biegetraglast  $\tilde{p}$ , jedoch höchstens mit  $p_{\max} = 2p_{\text{Luft-/Erdstoss}} + \text{ständige Lasten}$  zu ermitteln.

### Schubarmierung

Die Bemessung der Schubarmierung erfolgt nach Richtlinie 34 der SIA-Norm 162, wobei für  $\tau_r = 1,2 \text{ N/mm}^2$  und für  $\sigma_{fB} = 460 \text{ N/mm}^2$  einzusetzen sind.

## 4.56 Bestimmung der normierten Armierung für die Eingangspartie und die Schleuse

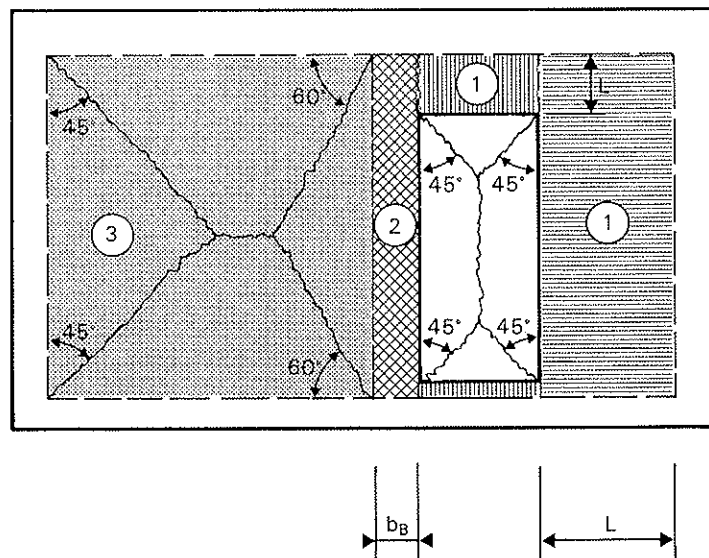
Die detaillierte Bemessung der Eingangspartie und der Schleuse ist in vielen Fällen relativ kompliziert. Da sich die Abmessungen der einzelnen Tragwerksteile in den meisten vorkommenden Fällen nur geringfügig unterscheiden, werden dafür normierte Armierungen angegeben, und zwar für die folgenden Teile:

- Schutzraumaußenwand bzw. Schleusenwände mit Panzertüren PT1/PT2,
- Schleusenwände ohne Panzertüre, Decke über Schleuse und Bodenplatte in der Schleuse,
- Verstärkte Decke zum Trümmerschutz beim Eingang.

### Schutzraumaußenwand bzw. Schleusenwände mit Panzertüre PT1/PT2

Zur Bemessung wird die Wand in verschiedene Tragelemente aufgeteilt:

- ① Kragplatten  
 ② Ersatzbalken  
 ③ Vierseitig gelagerte Platte (3 Seiten eingespannt, 1 Seite frei aufgelagert)
- $b_B$ : Breite des Ersatzbalkens  
 $d_w$ : Wandstärke  
 L: Auskragung der Kragplatte



Figur 4.5-8 Aufteilung von Schutzraumaußenwänden bzw. Schleusenwänden mit Panzertüren in verschiedene Tragelemente

Für die Bemessung dieser Tragelemente gelten die folgenden Hinweise:

#### Kragplatten ①

Wandabschnitte bis zu einer Auskragung  $L$  von 1,5 m können als Kragplatte ausgebildet werden. Für die normalerweise vorkommenden Belastungen und Abmessungen können die erforderlichen Armierungen direkt aus der Tabelle 4.5-9 entnommen werden.

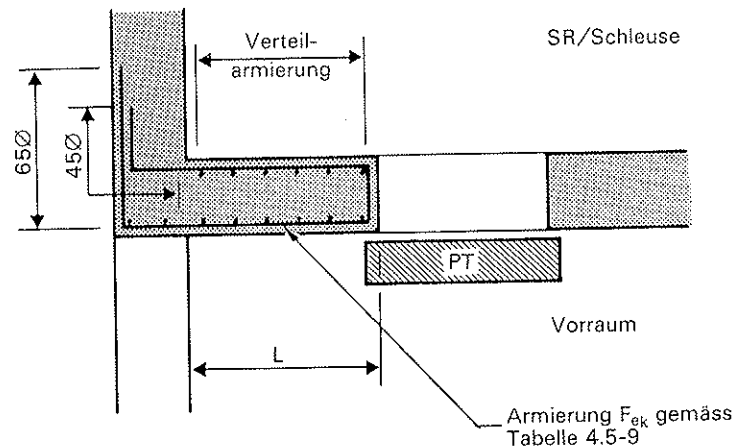
Tabelle 4.5-9 Armierung  $F_{ek}$  der Kragplatte

Wandstärke $d_w$ [m]	0,25 <sup>1)</sup>		0,30		0,35		0,40		0,45		
	100	180	100	180	100	180	100	180	100	180	
Belastung $p_h$ [kN/m <sup>2</sup> ]											
Armierung $F_{ek}$											
Auskragung der Wand L [m]	0,25–0,75	Ø10/150	Ø14/150	Ø10/200	Ø12/150	Ø10/150	Ø10/125	Ø10/125	Ø12/200	Ø12/125	Ø12/175
	0,76–1,00	Ø12/150	Ø14/100	Ø10/125	Ø12/100	Ø10/150	Ø12/125	Ø10/125	Ø10/100	Ø12/125	Ø14/200
	1,01–1,25	Ø12/100	2)	Ø12/125	Ø16/125	Ø10/125	Ø16/150	Ø10/125	Ø12/100	Ø12/125	Ø16/200
	1,26–1,50	Ø14/100	2)	Ø12/100	2)	Ø12/125	Ø16/100	Ø12/125	Ø14/100	Ø14/200	Ø14/125
Verteilarmierung	Ø8/200		Ø8/150		Ø8/150		Ø10/200		Ø10/150		

<sup>1)</sup> Dieser Fall kommt nur bei Schleusen vor.

<sup>2)</sup> Bei diesen Kombinationen wird die untere Schubspannungsgrenze überschritten; es muss ein Ersatzbalken angeordnet werden.

Kragplatten mit Kombinationen von Wandstärke und Belastungen, die in der Tabelle nicht enthalten sind, sowie Kragplatten bei Wänden mit PT3 müssen gemäss den Angaben in den Abschnitten 4.54 und 4.55 bemessen werden. In Figur 4.5-10 ist die Anordnung der Armierung in Kragplatten dargestellt.



Figur 4.5-10 Anordnung der Armierung bei Kragplatten

### Ersatzbalken ②

Der Ersatzbalken ist mit einer Breite  $b_B \leq 1,5 d_w$  anzunehmen. Er kann in den normalerweise auftretenden Fällen gemäss Tabelle 4.5-11 armiert werden.

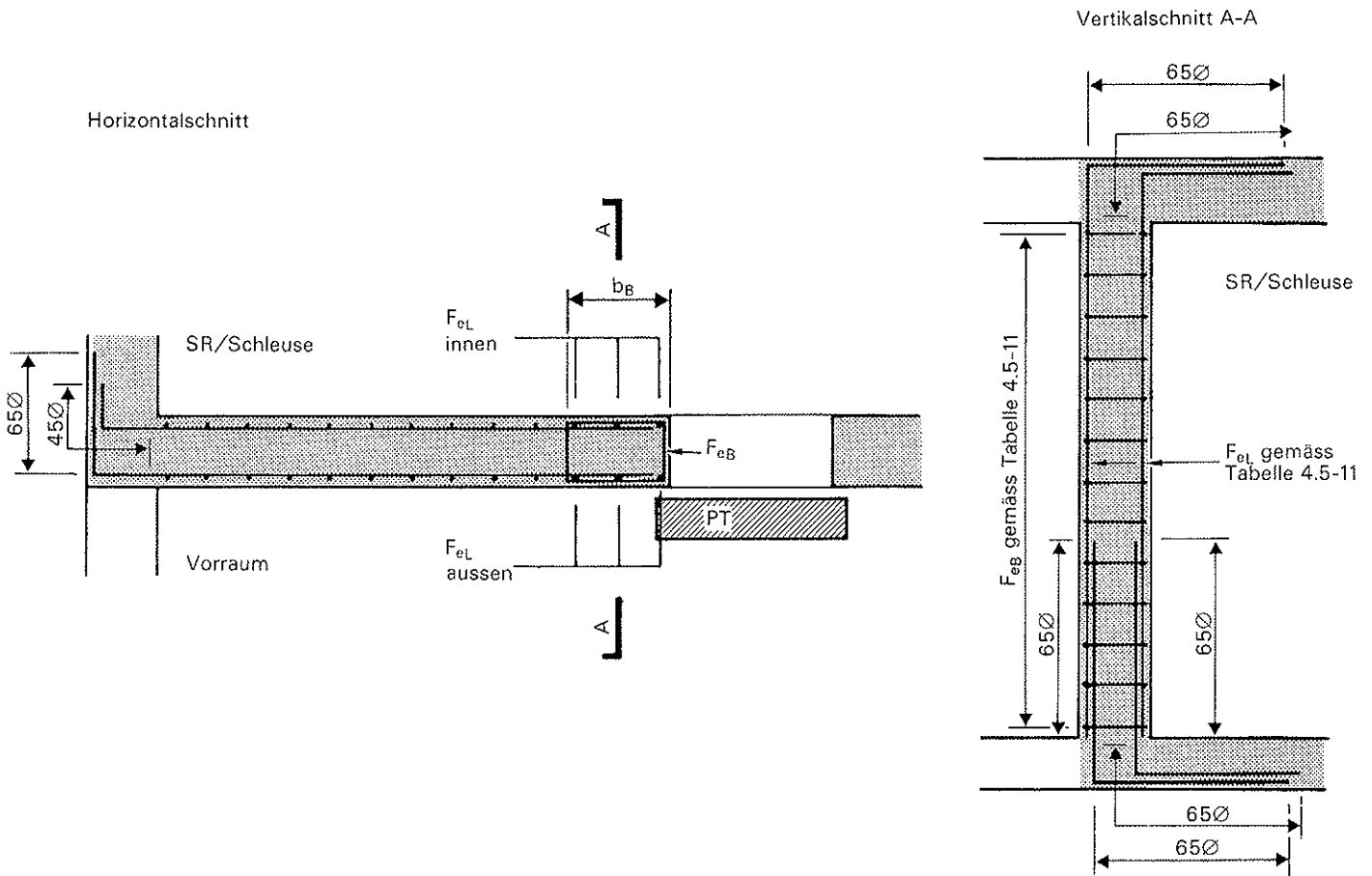
Tabelle 4.5-11 Armierung des Ersatzbalkens

Wandstärke $d_w$ [m]	0,25 <sup>1)</sup>		0,30		0,35		0,40		0,45			
	0,40		0,45		0,50		0,60		0,70			
Belastung der Wand $p_h$ [kN/m <sup>2</sup> ]	100	180	100	180	100	180	100	180	100	180		
Armierung des Ersatzbalkens	Wandhöhe	Längsarmie- rung $F_{eL}$ <sup>2)</sup>	{ innen 3Ø14 3Ø14	{ aussen 3Ø20 3Ø20	2Ø14 3Ø14	3Ø16 4Ø16	2Ø14 2Ø14	3Ø16 3Ø16	2Ø12 3Ø12	2Ø16 3Ø16	2Ø12 3Ø12	2Ø16 3Ø16
	2,0–2,50 m	Bügelarmierung $F_{eB}$	Ø10/200	Ø12/125	Ø8/200	Ø10/125	Ø8/200	Ø10/200	Ø8/200	Ø8/200	Ø8/200	Ø8/200
Wandhöhe	Längsarmie- rung $F_{eL}$ <sup>2)</sup>	{ innen 3Ø16 4Ø16	{ aussen Wand- stärke erhöhen	3Ø16 3Ø16	3Ø20 4Ø20	3Ø14 3Ø14	3Ø18 4Ø18	2Ø16 2Ø16	3Ø18 3Ø18	2Ø14 3Ø14	3Ø16 4Ø16	3Ø16 4Ø16
	2,51–3,0 m	Bügelarmierung $F_{eB}$	Ø10/150	Ø10/200	Ø12/125	Ø8/200	Ø12/175	Ø8/200	Ø8/200	Ø8/200	Ø8/200	Ø8/200

<sup>1)</sup> Dieser Fall kommt nur bei Schleusen vor.

<sup>2)</sup> Die Längsarmierung ist beidseitig bis über die Auflager durchzuziehen.

Ersatzbalken mit Kombinationen von Abmessungen und Belastungen, die in der Tabelle nicht enthalten sind, sowie Ersatzbalken bei Wänden mit PT3 müssen gemäss den Angaben in den Abschnitten 4.54 und 4.55 bemessen werden. In Figur 4.5-12 ist die Anordnung der Armierung von Ersatzbalken dargestellt.



Figur 4.5-12 Anordnung der Armierung von Ersatzbalken

#### Vierseitig gelagerte Platte ③

Bei Schutzraumausseiwänden mit Panzertüre ist die vierseitig gelagerte Platte gemäss den Abschnitten 4.54 und 4.55 zu bemessen. Dabei ist für das plastische Moment  $\tilde{m}$  auf der Seite gegen die Türöffnung der Wert Null einzusetzen (Kontrolle gemäss Tabelle 4.5-1, ob Bemessung erforderlich ist).

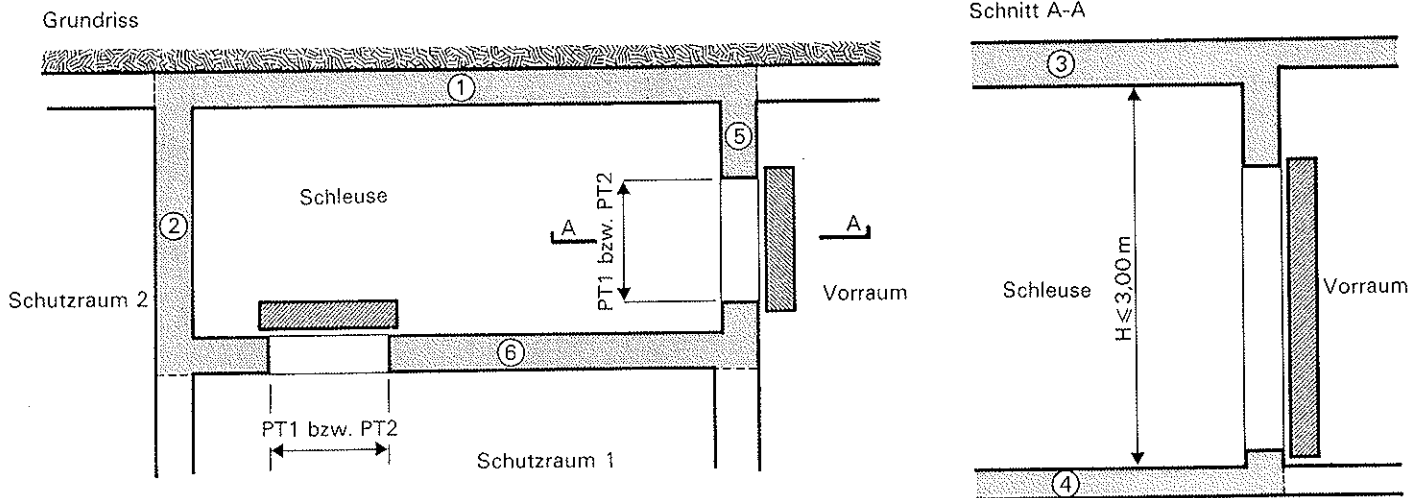
Bei Schleusenwänden mit Panzertüre ist die vierseitig gelagerte Platte in beiden Richtungen beidseitig mit  $\varnothing 10/200$  zu armieren (vgl. Figur 4.5-14).

#### Schleusenwände ohne Panzertüren, Decke und Bodenplatte in der Schleuse

In diesem Abschnitt werden für die erdberührte Schleusenwand, die Schleusenwände ohne PT sowie für die Decke über der Schleuse und die Bodenplatte in der Schleuse normierte Armierungen angegeben.

Diese Armierungen gelten nur für Schleusen, deren Abmessungen den Angaben im Abschnitt 2.63 entsprechen.

In Figur 4.5-13 sind einzelne Tragwerksteile der Schleuse dargestellt.



Dabei bedeuten:

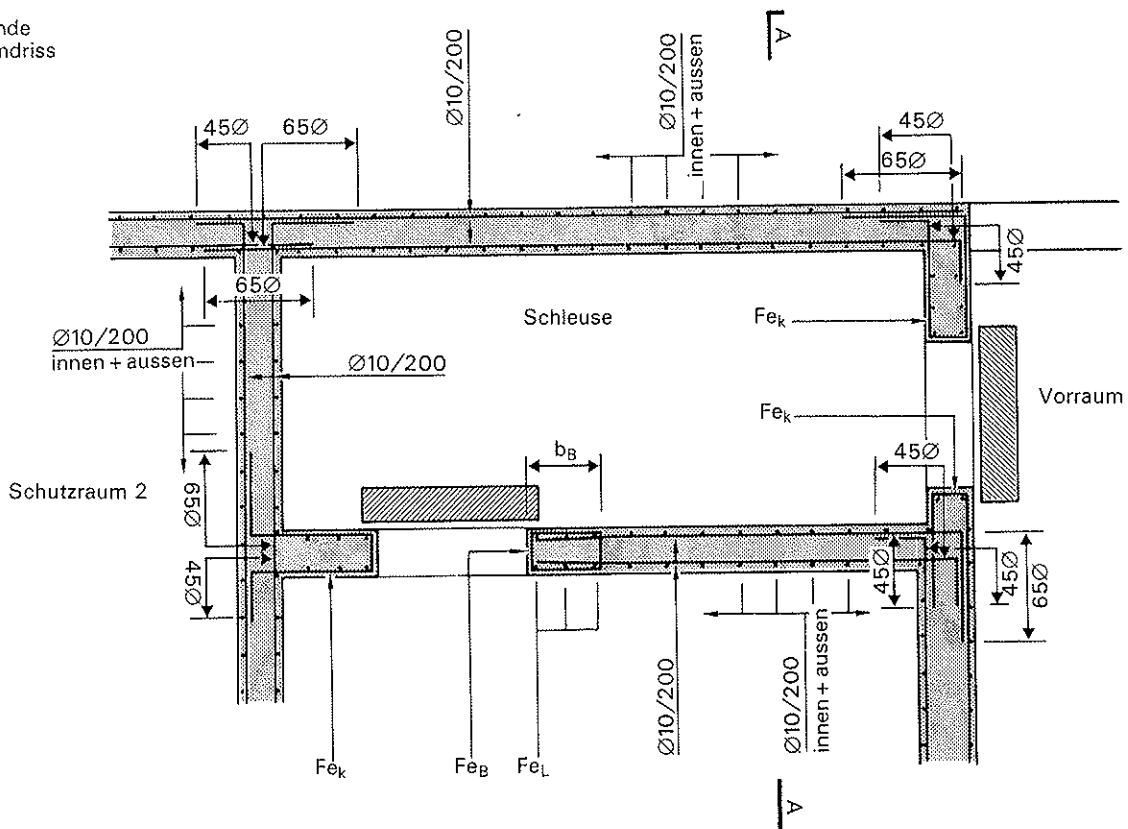
- ① Voll oder teilweise erdberührte Schleusenwand,  $d_w \geq 0,25$  m
  - ② Schleusenwand gegen Schutzraum oder Vorraum ohne PT,  $d_w \geq 0,25$  m
  - ③ Decke über Schleuse  $d_D \geq 0,30$  m
  - ④ Bodenplatte in der Schleuse,  $d_B \geq 0,20$  m
  - ⑤ Schleusenwand gegen Vorraum mit PT,  $d_w \geq 0,25$  m
  - ⑥ Schleusenwand gegen Schutzraum mit PT,  $d_w \geq 0,25$  m
- } Bemessung gemäss  
Figur 4.5-8

Figur 4.5-13 Tragwerksteile der Schleuse

#### Schleusenwände ohne PT

Die vollerdberührte Schleusenwand sowie die Schleusenwände gegen Schutzraum oder Vorraum, ohne PT werden für eine Belastung  $p_h \leq 180$  kN/m<sup>2</sup> in beiden Richtungen beidseitig mit  $\varnothing 10/200$  armiert. Für eine Belastung  $p_h > 180$  kN/m<sup>2</sup> (teilweise erdberührte Aussenwand) erfolgt die Armierung dieser Wand mit  $\varnothing 12/200$ . In den Figuren 4.5-14 und 4.5-14a sind typische Armierungen von Schleusenwänden dargestellt.

Wände  
Grundriss



Figur 4.5-14 Typische Armierung von Schleusenwänden

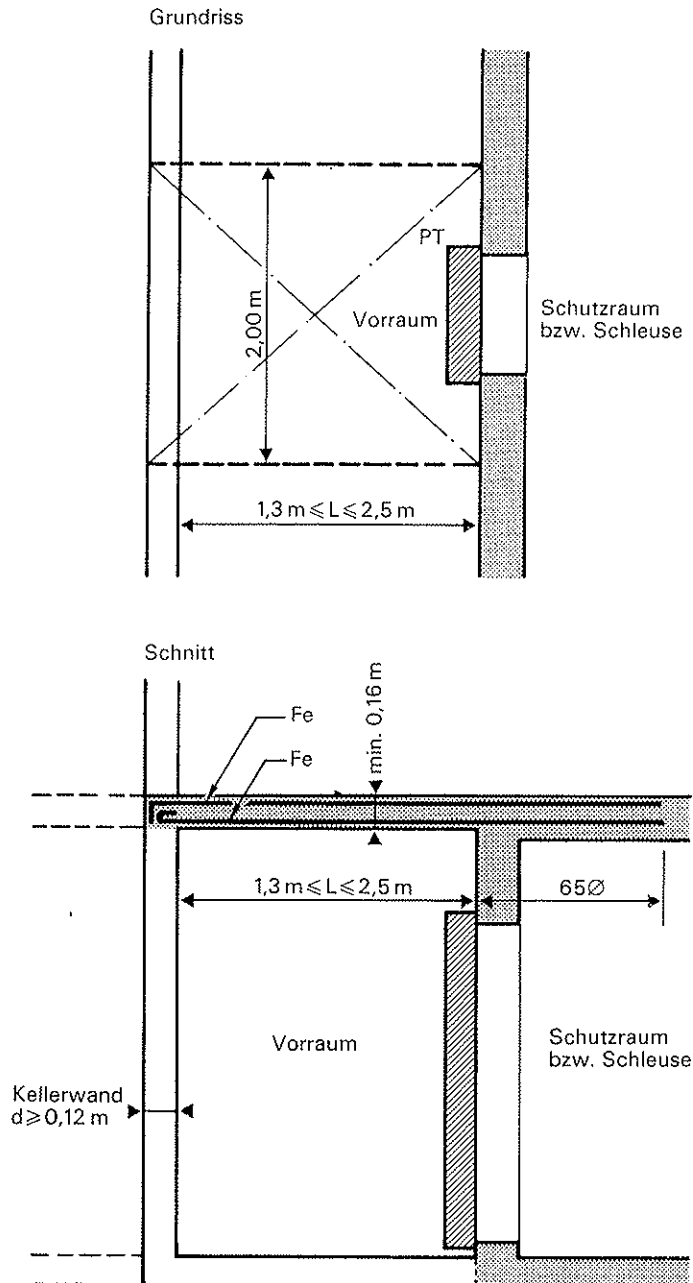




### Verstärkte Decke zum Trümmerschutz beim Eingang

Zur Verminderung der Trümmeranhäufung wird die Decke des ungeschützten Vorraumes im Bereich des Schutzraumeinganges verstärkt (vgl. Abschnitt 2.62).

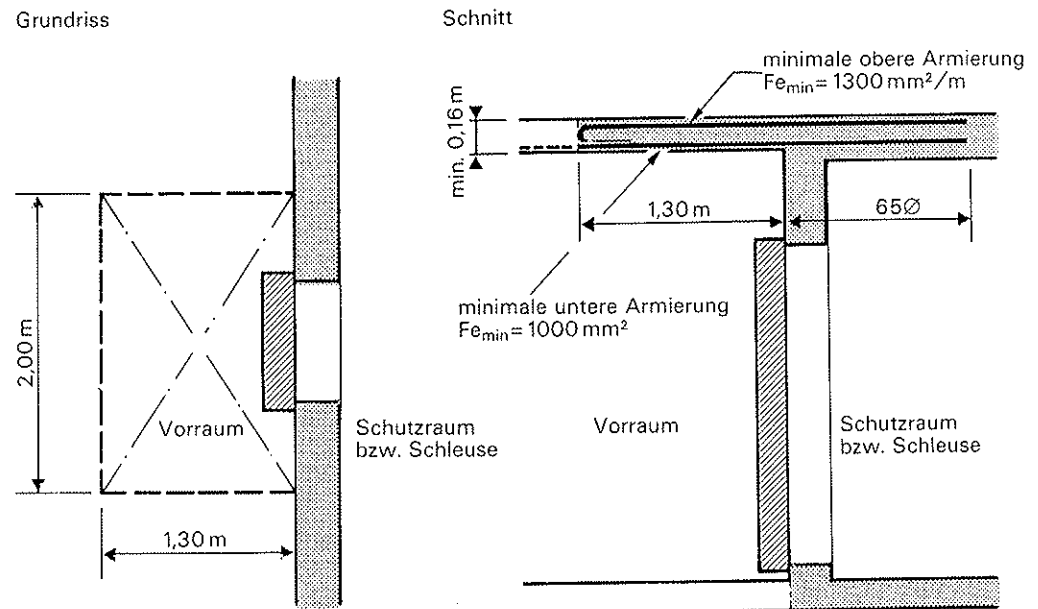
Bei schmalen Vorräumen bzw. Gängen bis zu 2,50 m lichter Spannweite ist gemäss Figur 4.5-16a ein Plattenstreifen von mindestens 0,16 m Stärke und 2 m Breite auszubilden. Für diese Fälle sind minimale Armierungen in Tragrichtung angegeben.



L [m]	Minimale Armierung F <sub>e</sub> beidseitig
1,30–1,80	Ø10/200 (393 mm <sup>2</sup> /m)
1,81–2,20	Ø12/200 (565 mm <sup>2</sup> /m)
2,21–2,50	Ø14/200 (770 mm <sup>2</sup> /m)

Figur 4.5-16a Verstärkte Decke zum Trümmerschutz beim Eingang, Plattenstreifen über Vorraum

Bei Vorräumen mit mehr als 2,5 m lichter Spannweite ist ein Teil der Decke über dem Vorraum als Kragplatte mit normierter Armierung gemäss Figur 4.5-16b auszubilden.



Figur 4.5-16b Verstärkte Decke zum Trümmerschutz beim Eingang, Kragplatte über Vorraum

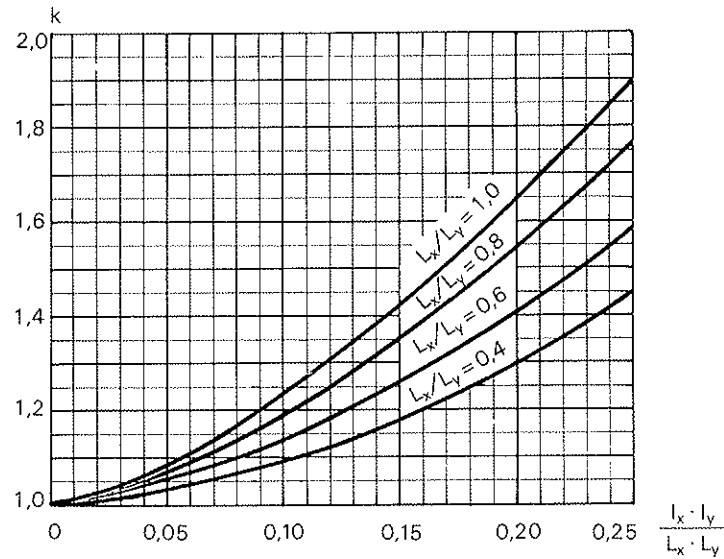
#### 4.57 Tragfähigkeitsnachweis bei Platten mit einspringender Ecke

Bei Platten mit einspringender Ecke wird zuerst gemäss Abschnitt 4.53 geprüft, ob ein Nachweis für das gesamte Deckenfeld erforderlich ist. Dabei wird gleich vorgegangen wie bei rechteckigen Platten ohne einspringende Ecke. Falls kein Nachweis erforderlich ist, so sind im Bereiche der einspringenden Ecke lediglich die Zulagen gegen Durchstanzen gemäss Figur 4.5-18 in die Boden- und in die Deckenplatte einzulegen.

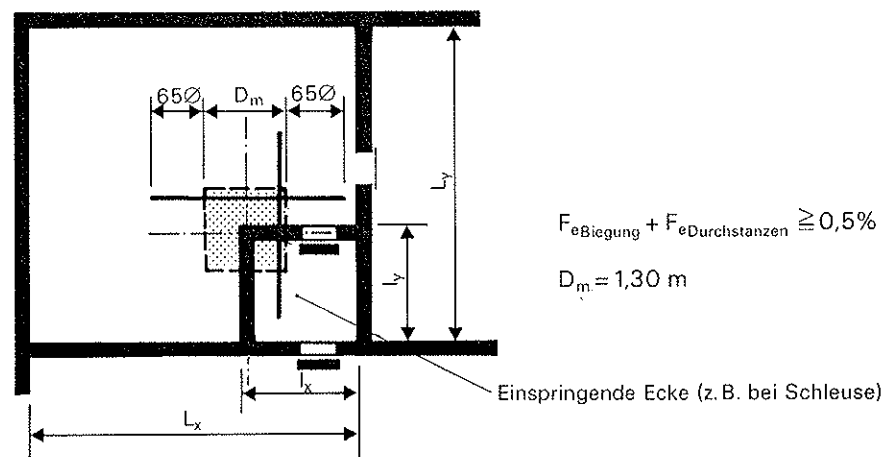
Für Platten, deren Traglast rechnerisch nachzuweisen ist, wird von der rechteckigen Platte ohne einspringende Ecke ausgegangen. Durch die einspringende Ecke wird die Biegetraglast erhöht. Die Schubtraglast wird hingegen nur wenig verändert und kann als unbeeinflusst angenommen werden.

Der Nachweis ist wie folgt zu führen:

- Annahme der Plattenarmierung,
- Ermittlung der Biegetraglast  $\check{p}$  für die Rechteckplatte  $L_x \cdot L_y$  gemäss Figur 4.5-5,
- Ermittlung der erhöhten Biegetraglast  $\check{p}_{erh} = k \cdot \check{p}$  durch Bestimmung des Korrekturfaktors  $k$  gemäss Figur 4.5-17,
- Nachweis der Biegetragfähigkeit:  
 $\check{p}_{erh}$  muss grösser sein als die vorhandene Belastung,
- Nachweis der Schubtragfähigkeit:  
 Der Schubnachweis erfolgt unter Vernachlässigung des Einflusses der einspringenden Ecke gleich wie für die Rechteckplatte, jedoch unter Verwendung der erhöhten Biegetraglast  $\check{p}_{erh}$ ,
- Kontrolle der zur Verhinderung des Durchstanzens erforderlichen Armierung bei der einspringenden Ecke:  
 Der über den Bereich  $D_m$  erforderliche gesamte Armierungsgehalt auf der Zugseite (Biegearmierung + Zulagen gegen Durchstanzen) muss mindestens 0,5% betragen. Für  $D_m$  ist in beiden Richtungen 1,30 m einzusetzen.

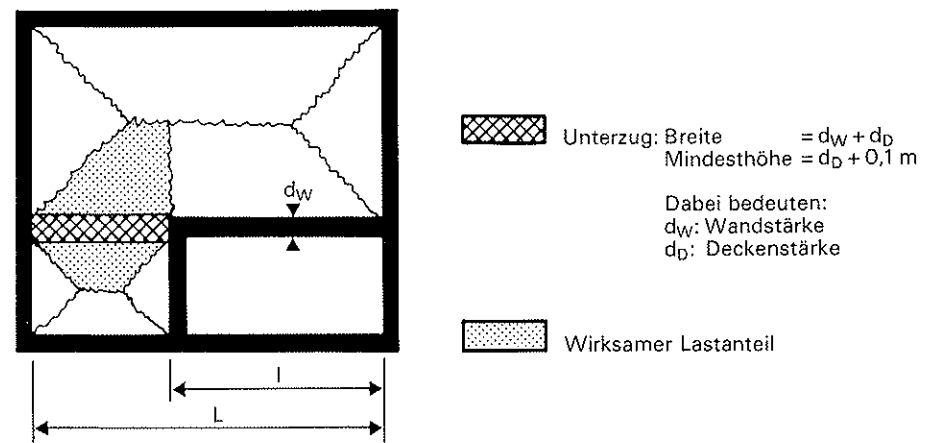


Figur 4.5-17 Erhöhung der Biegetraglast der Platte infolge einspringender Ecke



Figur 4.5-18 Armierung zur Verhinderung des Durchstanzens in der Boden- und Deckenplatte (Zugseite) bei einspringender Ecke

Bei weit einspringender Ecke (vgl. Figur 4.5-19) muss die Decke durch Anordnung eines Unterzuges in rechteckige Felder aufgeteilt werden. Dies ist dann der Fall, wenn an irgendeiner Seite das Spannweitenverhältnis  $l/L$  grösser als 0,5 ist.



Figur 4.5-19 Unterzug bei einspringender Ecke und Spannweitenverhältnis  $l/L > 0,5$

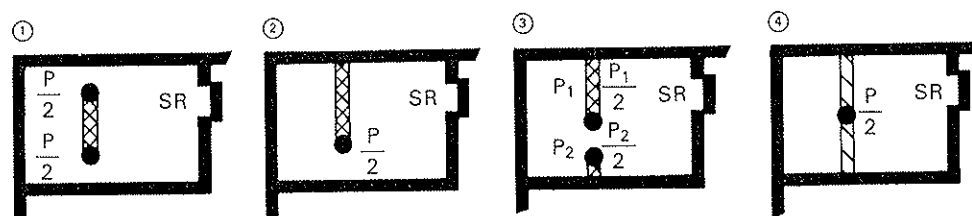
#### 4.58 Tragfähigkeitsnachweis bei Stützen- bzw. Wandlasten auf der Schutzraumdecke

Stützen oder Wände mit Lasten aus dem Gebäude über dem Schutzraum sind grundsätzlich auf die Schutzraumwände abzustellen. Wenn dies ausnahmsweise nicht möglich ist, so ist der Tragfähigkeitsnachweis wie folgt durchzuführen:

##### **Bestimmung der Einzellasten**

Bei Stützen entspricht die für den Tragfähigkeitsnachweis massgebende Einzelast der Stützenlast (Nutzlast + Eigengewicht).

Bei Wänden erfolgt die Bestimmung der massgebenden Einzellasten gemäss Figur 4.5-20.



Figur 4.5-20 Aufteilen von Wandlasten auf der Schutzraumdecke in Einzellasten (schematische Grundrisse)

- ① Bei Wandscheiben, welche mit ihrer gesamten Länge innerhalb des Deckenfeldes stehen, ist die Wandlast zu halbieren und an den Endpunkten konzentriert anzunehmen.
- ② Bei Wandscheiben, welche innerhalb des Deckenfeldes enden, ist im Endpunkt eine Einzelast entsprechend der Hälfte der Wandlast vom Auflager bis zum Endpunkt anzunehmen.
- ③ Durchgehende Wandscheiben mit einer Türöffnung innerhalb des Deckenfeldes sind wie zwei Einzelwände entsprechend Fall ② zu behandeln.
- ④ Bei durchgehenden, nicht freitragenden Wänden (Mauerwerk) ist deren halbe Last in der Mitte des Deckenfeldes als Einzelast anzunehmen.

Durchlaufende Stahlbetonwände, die als freitragende Wandscheiben ohne grössere Öffnungen ausgebildet sind, müssen von der Schutzraumdecke konstruktiv so getrennt werden, dass keine Kraftübertragung stattfinden kann (keine Anschlussarmierung). Für die Bemessung der Schutzraumdecke sind in diesem Falle keine zusätzlichen Lasten und keine Auflagerwirkungen zu berücksichtigen.

##### **Tragfähigkeitsnachweis**

Für den Tragfähigkeitsnachweis mit den oben definierten Stützen- bzw. Einzelasten aus Wänden bestehen folgende Möglichkeiten:

- a) Tragfähigkeitsnachweis bei unverändertem statischen System der Decke:  
Das Deckenfeld wird so bemessen, dass es die kombinierte Belastung aus sämtlichen Einzellasten und der verteilten Belastungen aufnehmen kann. Die Nachweise sind wie folgt durchzuführen:

Nachweis der Biegetragfähigkeit:

Einzellasten verursachen Biegemomente, die bis zu dreimal grösser sein können als jene aus verteilter Belastung gleicher Grösse. Für den Nachweis der Biegetragfähigkeit werden deshalb vereinfacht die Einzellasten mit einem Faktor drei multipliziert und gleichmässig auf das Deckenfeld verteilt. Zu dieser Belastung sind noch die übrigen Belastungen zu addieren:

$$p_{DE} = p_v + p_N + g_D + \frac{3P}{L_x \cdot L_y}$$

Dabei bedeuten:

$p_{DE}$ : Für den Nachweis der Biegetragfähigkeit massgebende Deckenbelastung von Decken mit Einzellasten.

$p_v$ : Vertikale statische Ersatzlast infolge Luftstoss  $p_v = 100 \text{ kN/m}^2$ .

$p_N$ : Gleichmässig verteilte ständige Nutzlast auf der Decke.

$g_D$ : Eigengewicht der Decke.

$P$ : Einzellasten.

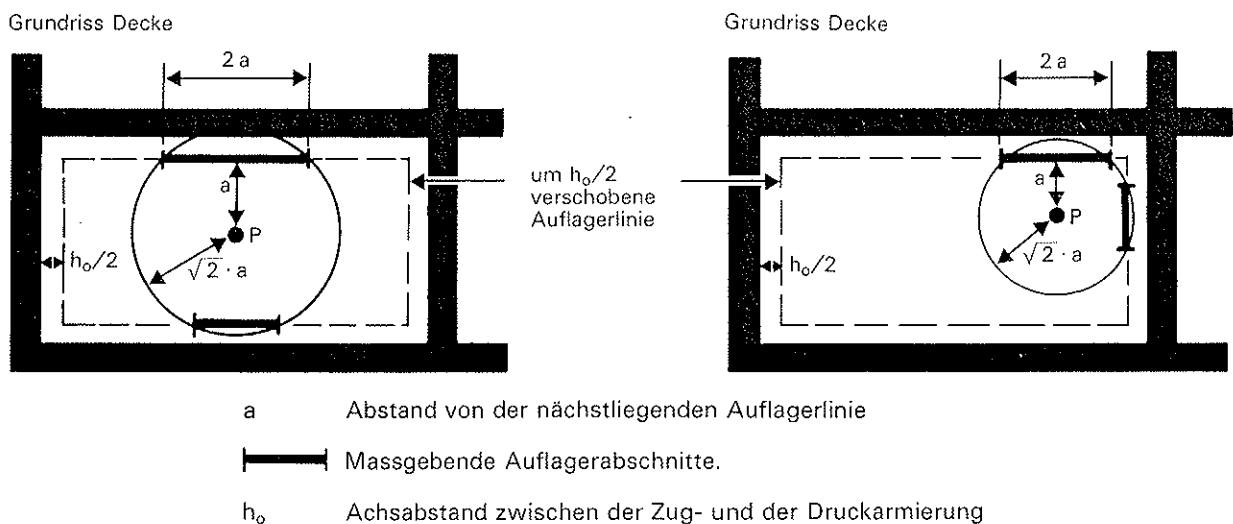
$L_x, L_y$ : Abmessungen der Decke (Lichtmasse).

Allgemeiner Nachweis der Schubtragfähigkeit für die verteilte Belastung:

Der allgemeine Nachweis der Schubtragfähigkeit für die verteilte Belastung ist gemäss Abschnitt 4.55 mit der Biegetraglast  $\check{p}$  durchzuführen.

Nachweis der Schubtragfähigkeit im Bereiche einer Einzellast:

Für den Nachweis der Schubtragfähigkeit im Bereiche der Einzellast wird angenommen, die Einzellast werde entlang den in Figur 4.5-21 definierten Auflagerabschnitten übertragen. Diese Abschnitte liegen innerhalb eines Kreises mit dem Radius  $r = \sqrt{2} \cdot a$ . Mit  $a$  wird dabei der Abstand der Einzellast zur nächstliegenden um  $h_0/2$  verschobenen Auflagerlinie bezeichnet.



Figur 4.5-21 Auflagerabschnitte für den Nachweis der Schubtragfähigkeit im Bereiche einer Einzellast

Die lokale Schubspannung  $\tau(P)$  infolge der Einzellast beträgt damit:

$$\tau(P) = \frac{P}{h_0 \cdot \text{Summe der Auflagerabschnitte}}$$

Überlagern sich die Auflagerabschnitte von zwei oder mehreren Einzellasten, so sind die lokalen Schubspannungen zu addieren.

Der Schubnachweis ist wie folgt zu führen:

$$\tau(P) + \tau(\check{p}) \leq \tau_r = 1,2 \text{ N/mm}^2$$

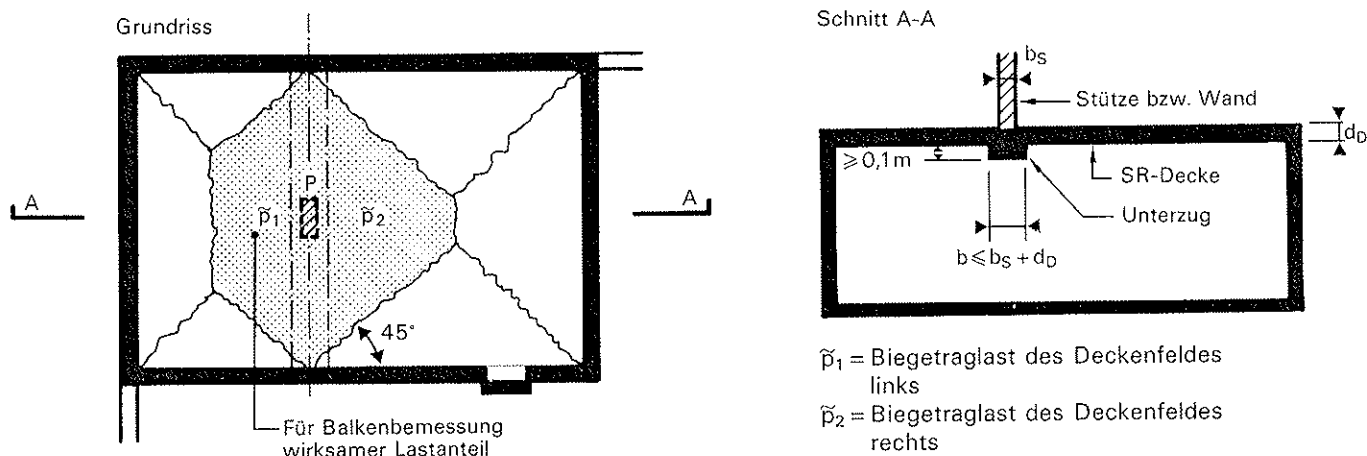
$\tau(\check{p})$  = Nominelle Schubspannung infolge der Biegetraglast, jedoch höchstens infolge  $p_{\max} = 2p_{\text{Luftstoss}} + \text{ständige Lasten}$ .

Im Abschnitt 4.63 ist ein Beispiel mit einem entsprechenden Nachweis dargestellt.

b) Tragfähigkeitsnachweis bei Anordnung eines Unterzuges:

Bei grossen Stützenlasten und kleinen bis mittleren Spannweiten des Deckenfeldes wird die Anordnung eines Unterzuges unter der Einzellast empfohlen. Die Breite dieses Unterzuges darf nicht grösser sein als die Summe aus Stützenbreite und Deckenstärke. Die Höhe des Unterzuges muss mindestens 0,1 m grösser sein als die Deckenstärke.

Die Belastung des Unterzuges setzt sich aus der Einzellast und den Lastanteilen aus den angrenzenden Deckenfeldern zusammen. Dabei sind die Biegetraglasten  $\tilde{p}_1$  bzw.  $\tilde{p}_2$  (maximal:  $p_{\max} = 2p_{\text{Luftstoss}} + \text{ständige Lasten}$ ) zu verwenden (vgl. Figur 4.5-22).



Figur 4.5-22 Anordnung und Belastung des Unterzuges unter einer Stütze bzw. Wand

c) Tragfähigkeitsnachweis, wenn Stützen bzw. Wände durch den Schutzraum geführt werden:

Bei grossen Stützenlasten und mittlerer bis grosser Spannweite des Deckenfeldes wird die Durchführung der Stütze bzw. der Wand bis zum Fundament empfohlen. In der Regel ist dabei zusätzlich ein Unterzug anzuordnen. Der Nachweis erfolgt in diesem Falle analog wie in Absatz b).

Im Abschnitt 4.63 ist ein Beispiel mit durchgeführter Stütze und Unterzug behandelt.

Wird bei einer durchgeführten Stütze bzw. Wand kein zusätzlicher Unterzug angeordnet, so ist die Tragfähigkeit gemäss den Angaben in den Technischen Weisungen für spezielle Schutzräume (TWS) nachzuweisen.

Die Bemessung des Stützenfundamentes und der Bodenplatte ist wie folgt durchzuführen:

Beim Baugrund Typ I und Typ III ist die Stütze auf einem von der Bodenplatte unabhängigen Einzelfundament zu lagern. Als maximal zulässige Bodenpressung unter dem Einzelfundament ist beim Baugrund Typ I der vierfache Wert der friedensmässig zulässigen Bodenpressung, jedoch höchstens  $0,8 \text{ N/mm}^2$ , einzusetzen. Beim Baugrund Typ III beträgt die maximal zulässige Bodenpressung  $0,8 \text{ N/mm}^2$  für hartes, verkittetes Lockergestein und  $1,2 \text{ N/mm}^2$  für Molassefels.

Die Bemessung der Bodenplatte erfolgt unter Vernachlässigung der Stütze und des Einzelfundamentes.

Beim Baugrund Typ II ist entweder ein Riegel unter der Stütze anzuordnen oder die Bemessung gemäss den Technischen Weisungen für spezielle Schutzräume (TWS) durchzuführen. Die Bemessung des Riegels erfolgt analog derjenigen des Deckenunterzuges. Bei Stützenlasten, welche grösser sind als die Lastanteile der an den Riegel angrenzenden Bodenplattenfelder, ist die Einleitung der Riegelauflagerkräfte in die Wände nachzuweisen.

## 4.6 Bemessungsbeispiele

### 4.61 Beispiel: Schutzraum mit 13 Schutzplätzen

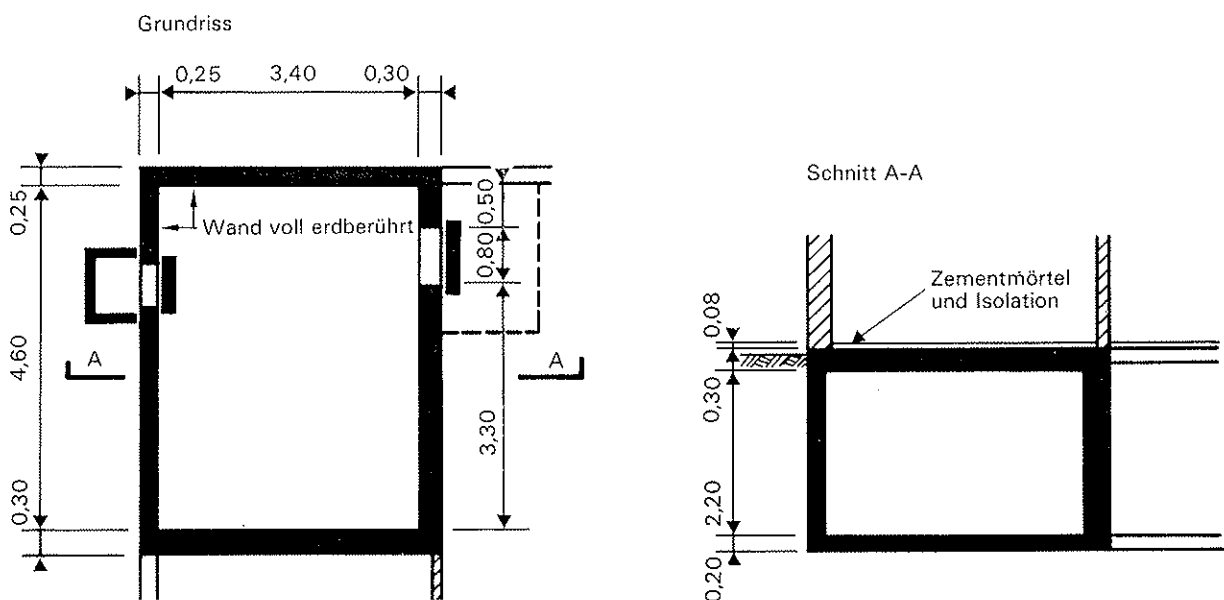
#### Zweck des Beispiels

Dieses Beispiel soll zeigen, wie bei einem kleineren Schutzraum aufgrund der Ermittlung der Konstruktionsstärken der Tragwerksteile gemäss Abschnitt 2.5 bzw. 4.1, 4.2 und 4.3 sowie der Belastungen gemäss Abschnitt 4.4 die Tragfähigkeit nachgewiesen wird. Für die einzelnen Tragwerksteile wie Decke, Wände und Bodenplatte wird hier ein Fall gezeigt, bei welchem die Minimalarmierung ausreicht.

Die für die friedensmässigen Beanspruchungen erforderlichen Nachweise gemäss der SIA-Norm 162 sind im Beispiel nicht enthalten.

#### Grundlagen

Abmessungen:



Figur 4.6-1 Grundriss und Schnitt mit Abmessungen

Baustoffe (vgl. Abschnitt 4.52):

Armierungsstahl III

Biegearmierung

Schubarmierung

$$\sigma_f = 600 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 460 \text{ N/mm}^2$$

Beton BH

maximale Randspannung

maximale Schwerpunktspannung

untere Schubspannungsgrenze

Betonüberdeckung

$$\beta_p = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 24 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_r = 1,2 \text{ N/mm}^2$$

gegen Erdreich 25 mm

im Gebäudeinnern 15 mm

Baugrund:

Typ I

Gleichmässig verteilte Belastung der Bodenplatte aus friedensmässigen Gebäudelasten:

$$\sigma_B = 30 \text{ kN/m}^2$$

**Bemessung der Decke**

Belastung:

Die Belastung der Decke beträgt nach Abschnitt 4.42:

$$p_D = p_v + p_N + g_D$$

 $p_v$ : vertikale statische Ersatzlast infolge Luftstoss

$$p_v = 100 \text{ kN/m}^2$$

 $p_N$ : gleichmässig verteilte, ständige Nutzlast

$$p_N = 2 \text{ kN/m}^2$$

 $g_D$ : Eigengewicht der Decke

$$g_D = 0,38 \cdot 25$$

$$= 10 \text{ kN/m}^2$$

$$p_D = 112 \text{ kN/m}^2$$

Gemäss Tabelle 4.5-1 genügt für Decken mit  $p_D = 112 \text{ kN/m}^2 < 115 \text{ kN/m}^2$ , Abmessungen von  $3,4 \text{ m} \cdot 4,6 \text{ m} = 15,6 \text{ m}^2 < 23 \text{ m}^2$  und  $d = 0,30 \text{ m}$  Stahlbetonstärke die Minimalarmierung.

Minimalarmierung:

$$\text{In Zugzone: } F_{e_{\min}} = 0,15\% \cdot 280 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm/m} = 420 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\rightarrow \text{Ø}10/200 \text{ (393 mm}^2/\text{m)}$$

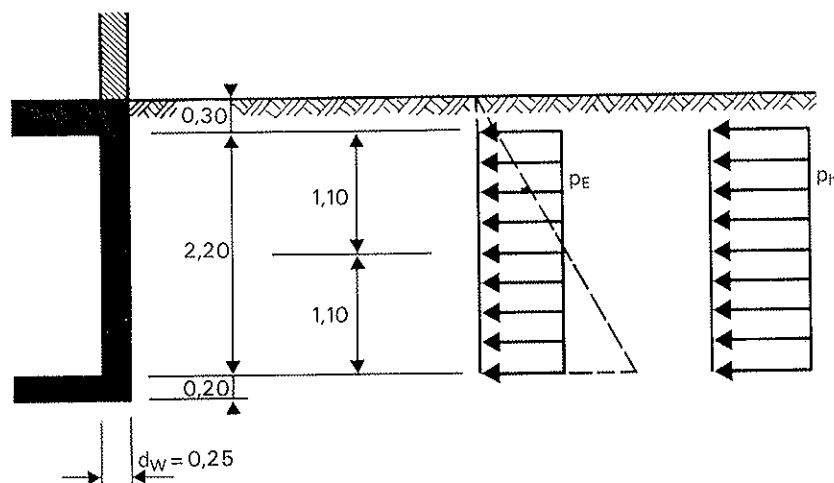
$$\text{In Druckzone: } F_{e_{\min}} = 0,05\% \cdot 280 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm/m} = 140 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\rightarrow \text{Ø}8/200 \text{ (251 mm}^2/\text{m)}$$

**Bemessung der erdberührten Aussenwände**

Belastung:

Die Belastung wird nach Abschnitt 4.44 bestimmt.



Figur 4.6-2 Belastung der Aussenwände

$$p_W = p_h + p_E$$

$$p_h = 33 \text{ kN/m}^2$$

 $p_E$  = aktiver Erddruck in Wandmitte (vgl. Figur 4.6-2)

$$p_E = \frac{1}{3} \left( 0,30 + \frac{2,2}{2} \right) \cdot 20 = 9,3 \text{ kN/m}^2$$

$$p_W = 33 + 9,3 = 42,3 \text{ kN/m}^2$$

Gemäss Tabelle 4.5-1 genügt für erdberührte Aussenwände mit  $p_W = 42,3 \text{ kN/m}^2 < 50 \text{ kN/m}^2$ ,  $H = 2,20 \text{ m} < 2,40 \text{ m}$  und  $d_w = 0,25 \text{ m}$  die Minimalarmierung.

Minimalarmierung:

$$\text{In Zugzone: } F_{e_{\min}} = 0,15\% \cdot 230 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm/m} = 345 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\rightarrow \text{Ø}10/200 \text{ (393 mm}^2/\text{m)}$$

Bei solchen Wänden ist in der Regel eine Abstufung der Armierung unwirtschaftlich → Anordnung von  $\varnothing 10/200$  kreuzweise, innen und aussen.

### **Bemessung der Aussenwand ohne PT gegen Vorraum**

Belastung:

Für Öffnungsanteil  $\alpha < 0,25$ :  $p_h = 100 \text{ kN/m}^2$

Gemäss Tabelle 4.5-1 genügt für Aussenwände mit  $p_h = 100 \text{ kN/m}^2$ ,  $H = 2,20 \text{ m}$   $< 2,40 \text{ m}$  und  $d = 0,30 \text{ m}$  die Minimalarmierung.

Minimalarmierung:

In Zugzone:  $F_{e_{\min}} = 0,15\% \cdot 280 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm/m} = 420 \text{ mm}^2/\text{m}$   
 →  $\varnothing 10/200$  ( $393 \text{ mm}^2/\text{m}$ )

Keine Abstufung der Armierung →  $\varnothing 10/200$  kreuzweise, innen und aussen.

### **Bemessung der Aussenwand mit PT1 gegen Vorraum**

Belastung:

Für Öffnungsanteil  $\alpha < 0,25$ :  $p_h = 100 \text{ kN/m}^2$

Gemäss Abschnitt 4.5.6 ergeben sich für:

Kragplatte ①	$p_h = 100 \text{ kN/m}^2$ $L = 0,50 \text{ m}$ $d_w = 0,30 \text{ m}$	$F_{ek}$ : $\varnothing 10/200$ Verteilarmierung $\varnothing 8/150$
Ersatzbalken ②	$p_h = 100 \text{ kN/m}^2$ $d_w = 0,30 \text{ m}$ $b_B = 0,45 \text{ m}$ $H = 2,20 \text{ m}$	$F_{eL}$ : $2\varnothing 14$ innen $3\varnothing 14$ aussen $F_{eB}$ : $\varnothing 8/200$
Vierseitig gelagerte Platte ③	$p_h = 100 \text{ kN/m}^2$ $d_w = 0,30 \text{ m}$ $H = 2,20 \text{ m}$	Minimalarmierung ausreichend $F_e$ : $\varnothing 10/200$

### **Bemessung der Bodenplatte**

Belastung:

Die Belastung der Bodenplatte für den Nachweis der Biegetragfähigkeit beträgt beim Baugrund Typ I:

$$p_B = 0,5 (p_v + \sigma_B) = 0,5 (100 + 30) = 65 \text{ kN/m}^2$$

$p_v$ : vertikale statische Ersatzlast infolge Luftstoss  $p_v = 100 \text{ kN/m}^2$

$\sigma_B$ : gleichmässig verteilte Belastung aus friedensmässigen Gebäudelasten  $\sigma_B = 30 \text{ kN/m}^2$

Gemäss Tabelle 4.5-1 genügt für Bodenplatten im Baugrund Typ I mit  $p_B = 65 \text{ kN/m}^2 < 70 \text{ kN/m}^2$ , Abmessungen von  $3,4 \text{ m} \cdot 4,6 \text{ m} = 15,6 \text{ m}^2 < 16 \text{ m}^2$  und  $d = 0,20 \text{ m}$  Stahlbetonstärke die Minimalarmierung.

Minimalarmierung:

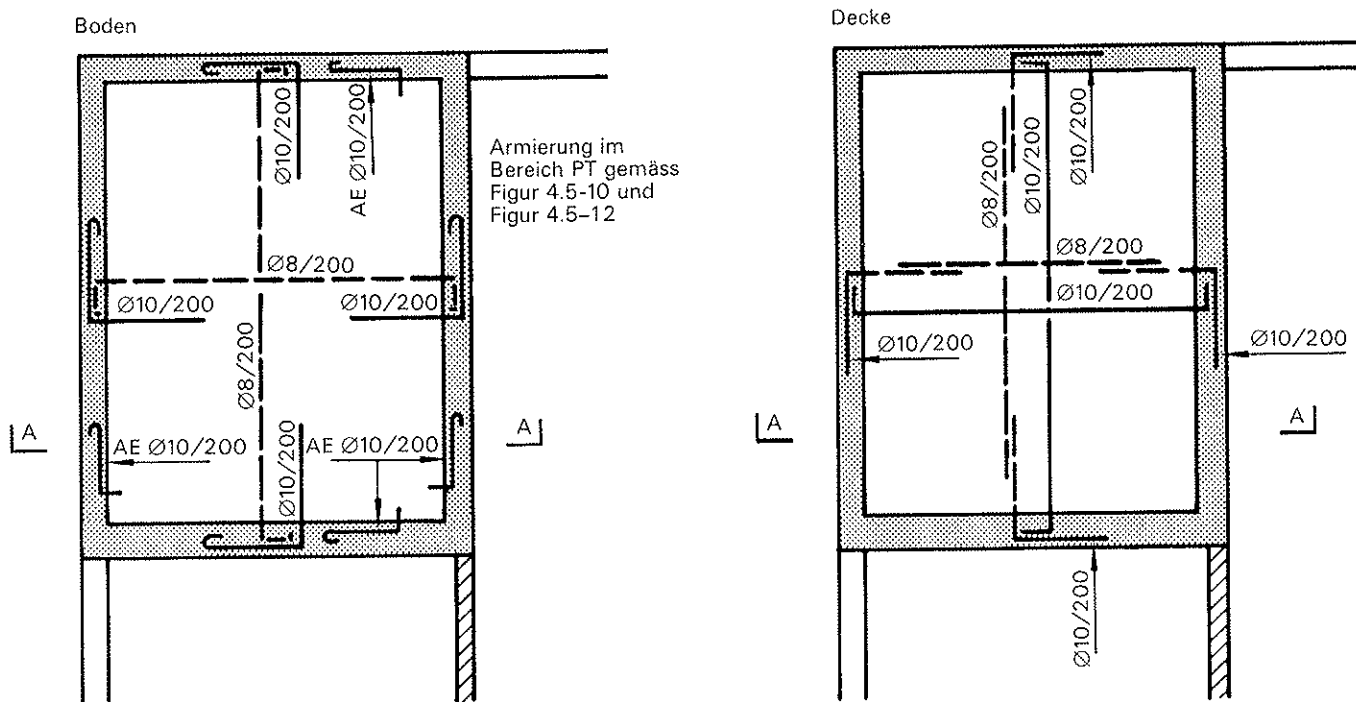
In Zugzone:  $F_{e_{\min}} = 0,15\% \cdot 180 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm/m} = 270 \text{ mm}^2/\text{m}$   
 →  $\varnothing 8/200$  ( $251 \text{ mm}^2/\text{m}$ )

In Druckzone gegen das Schutzrauminnere:

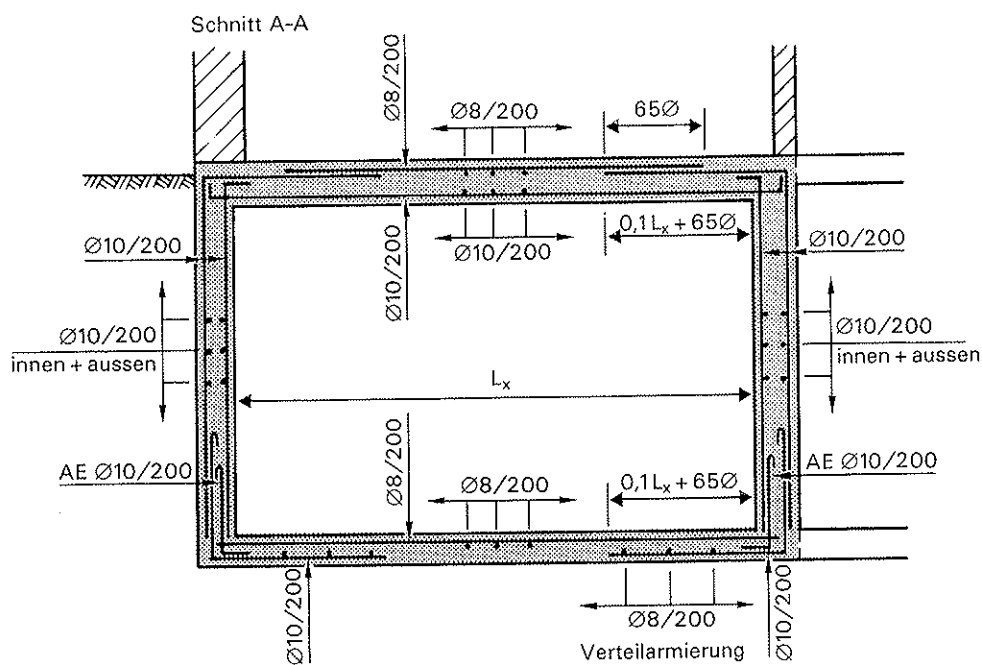
$F_{e_{\min}} = 0,05\% \cdot 180 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm/m} = 90 \text{ mm}^2/\text{m}$   
 →  $\varnothing 8/200$  ( $251 \text{ mm}^2/\text{m}$ )

(Minstdurchmesser 8 mm; Minimalabstand gegen das Schutzrauminnere 200 mm)

In Druckzone erdseits: Keine Armierung erforderlich.



Stösse und Verankerungslängen gemäss Fig.4.1-3



Figur 4.6-3 Armierungsskizzen

#### 4.62 Beispiel: Schutzraum mit 100 Schutzplätzen

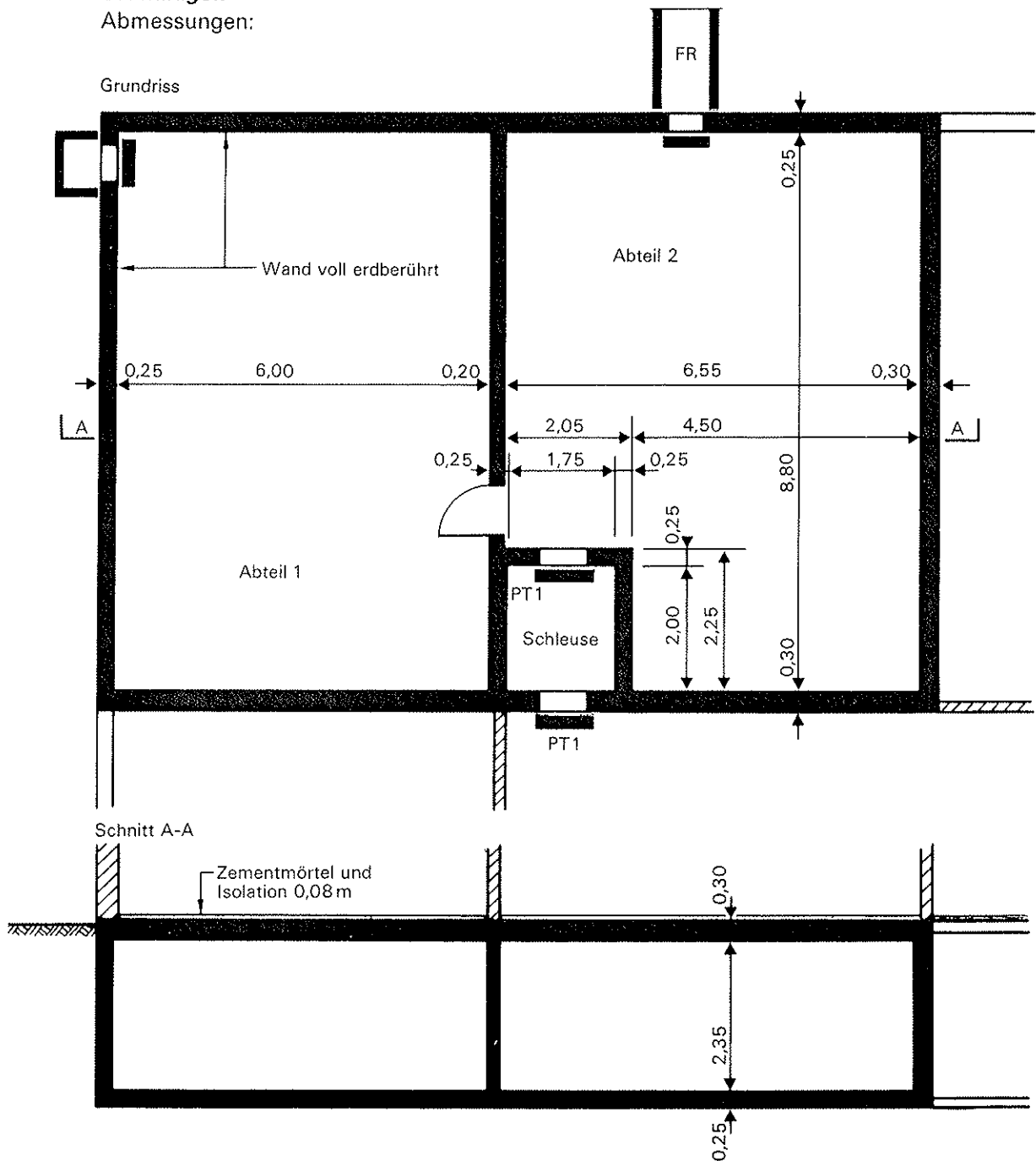
##### Zweck des Beispiels

Am Beispiel eines Schutzraumes mit zwei Abteilen und einer Schleuse wird das Vorgehen bei grossen Schutzräumen gezeigt. Die Decke und die Bodenplatte müssen im Detail bemessen werden. Zudem ist im Abteil 2 der Einfluss einer einspringenden Ecke (Schleuse) zu berücksichtigen.

Die für die friedensmässigen Beanspruchungen erforderlichen Nachweise gemäss SIA-Norm 162 sind im Beispiel nicht enthalten.

**Grundlagen**

Abmessungen:



Figur 4.6-4 Grundriss und Schnitt mit Abmessungen

Baustoffe (vgl. Abschnitt 4.52):

Armierungsstahl III

Biegearmierung

$$\sigma_f = 600 \text{ N/mm}^2$$

Schubarmierung

$$\sigma_f = 460 \text{ N/mm}^2$$

Beton BH

maximale Randspannung

$$\beta_p = 30 \text{ N/mm}^2$$

maximale Schwerpunktspannung

$$\sigma_s = 24 \text{ N/mm}^2$$

untere Schubspannungsgrenze

$$\tau_r = 1,2 \text{ N/mm}^2$$

Betonüberdeckung

gegen Erdreich 25 mm

im Gebäudeinnern 15 mm

Baugrund:

Typ I

Gleichmässig verteilte Belastung der Bodenplatte aus friedensmässigen Gebäudelasten

$$\sigma_B = 40 \text{ kN/m}^2$$

### Bemessung der Decke des Abteils 1

Belastung:

Die Belastung der Decke beträgt nach Abschnitt 4.42:

$$p_D = p_v + p_N + g_D$$

$p_v$ : vertikale statische Ersatzlast infolge Luftstoss

$$p_v = 100 \text{ kN/m}^2$$

$p_N$ : gleichmässig verteilte ständige Nutzlast

$$p_N = 2 \text{ kN/m}^2$$

$g_D$ : Eigengewicht der Decke

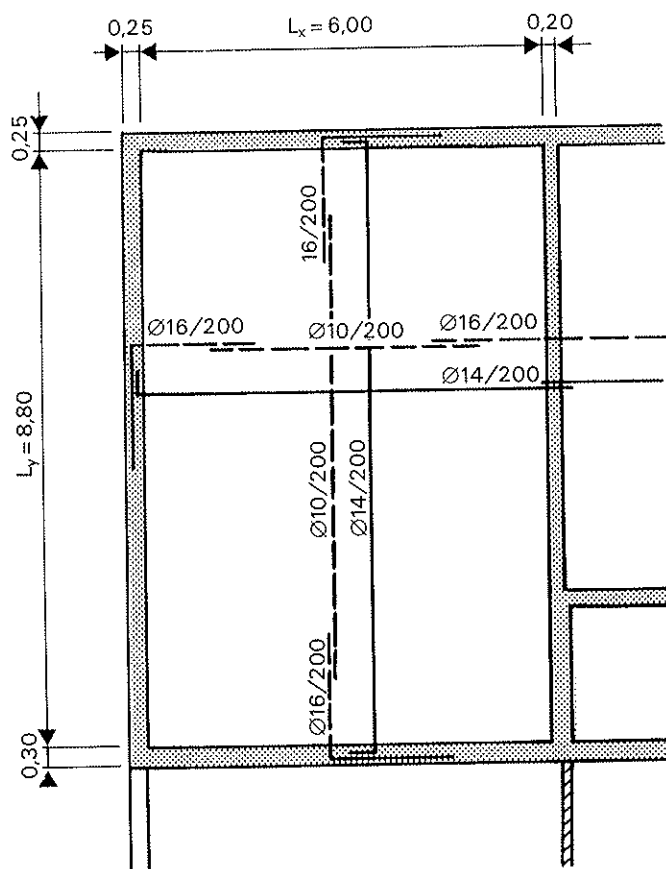
$$g_D = 0,38 \cdot 25$$

$$= 10 \text{ kN/m}^2$$

$$p_D = 112 \text{ kN/m}^2$$

Gemäss Tabelle 4.5-1 ist für Decken mit 0,30 m Stahlbetonstärke und Abmessungen  $6 \text{ m} \cdot 8,8 \text{ m} = 52,8 \text{ m}^2$  die Biege- und die Schubtragfähigkeit nachzuweisen.

Annahme der Armierung:



Figur 4.6-5 Abmessungen der Decke und Annahme der Armierung

In Tabelle 4.6-6 sind die Armierungsquerschnitte, die statischen Höhen, die vorhandenen Armierungsgehalte und die zugehörigen plastischen Momente zusammengestellt. Das plastische Moment bestimmt sich für  $\mu \leq 0,5\%$  zu  $\tilde{m} = 0,95 \cdot F_e \cdot \sigma_f \cdot h$  (vgl. Abschnitt 4.54).

Tabelle 4.6-6 Armierungsquerschnitte, statische Höhen, vorhandene Armierungsgehalte und zugehörige plastische Momente

Index	Ort	Armierung	$F_{\text{vorh}}$	h	$\mu_{\text{vorh}}$	$\tilde{m}$	Bemerkungen
$x^+$	Feld	$\varnothing 14/200$	$770 \text{ mm}^2/\text{m}$	280 mm	0,28%	123 kNm/m	
$y^+$	x-Richtung y-Richtung	$\varnothing 14/200$	$770 \text{ mm}^2/\text{m}$	260 mm	0,30%	114 kNm/m	
$x_1^-$	Aussenwand links <sup>1)</sup>	$\varnothing 16/200$	$1005 \text{ mm}^2/\text{m}$	220 mm	0,46%	126 kNm/m	Wandstärke massgebend
$x_2^-$	Zwischenwand rechts <sup>1)</sup>	$\varnothing 16/200$	$1005 \text{ mm}^2/\text{m}$	280 mm	0,36%	160 kNm/m	
$y_1^-$	Aussenwand unten <sup>1)</sup>	$\varnothing 16/200$	$1005 \text{ mm}^2/\text{m}$	260 mm	0,39%	149 kNm/m	
$y_2^-$	Aussenwand oben <sup>1)</sup>	$\varnothing 16/200$	$1005 \text{ mm}^2/\text{m}$	220 mm	0,46%	126 kNm/m	Wandstärke massgebend

<sup>1)</sup> Die Bezeichnungen «links» usw. beziehen sich auf die Figur 4.6-5.

Bestimmung der Biegetraglast  $\tilde{p}$ :

$$\tilde{m}_x^- = \frac{\tilde{m}_{x_1}^- + \tilde{m}_{x_2}^-}{2} = \frac{126 + 160}{2} = 143 \text{ kNm/m}$$

$$\tilde{m}_y^- = \frac{\tilde{m}_{y_1}^- + \tilde{m}_{y_2}^-}{2} = \frac{149 + 126}{2} = 137,5 \text{ kNm/m}$$

$$\lambda_y^+ = \frac{\tilde{m}_y^+}{\tilde{m}_x^+} = \frac{114}{123} = 0,93$$

$$\lambda_y^- = \frac{\tilde{m}_y^-}{\tilde{m}_x^+} = \frac{137,5}{123} = 1,12$$

$$\lambda_x^- = \frac{\tilde{m}_x^-}{\tilde{m}_x^+} = \frac{143}{123} = 1,16$$

$$\left(\frac{L_x}{L_y}\right)^2 (\lambda_y^+ + \lambda_y^-) = \left(\frac{6,00}{8,80}\right)^2 (0,93 + 1,12) = 0,95$$

Damit ergibt sich aus Figur 4.5-5:

$$a_B = 33$$

$$\tilde{p} = \frac{a_B \cdot \tilde{m}_x^+}{L_x^2} = \frac{33 \cdot 123}{6,00^2} = 113 \text{ kN/m}^2 > p_D = 112 \text{ kN/m}^2$$

Nachweis der Schubtragfähigkeit:

$$F_1 = \frac{(2L_y - L_x - h_o)(L_x - h_o)}{4} = \frac{(2 \cdot 8,80 - 6,00 - 0,25)(6,00 - 0,25)}{4} = 16,3 \text{ m}^2$$

$$\tau_1 = \frac{F_1 \cdot \tilde{p}}{(L_y - h_o)h_o} = \frac{16,3 \cdot 113}{(8,80 - 0,25) 0,25}$$

$$\tau_1 = 862 \text{ kN/m}^2 = 0,86 \text{ N/mm}^2 < \tau_r = 1,2 \text{ N/mm}^2$$

### Bemessung der Decke des Abteils 2

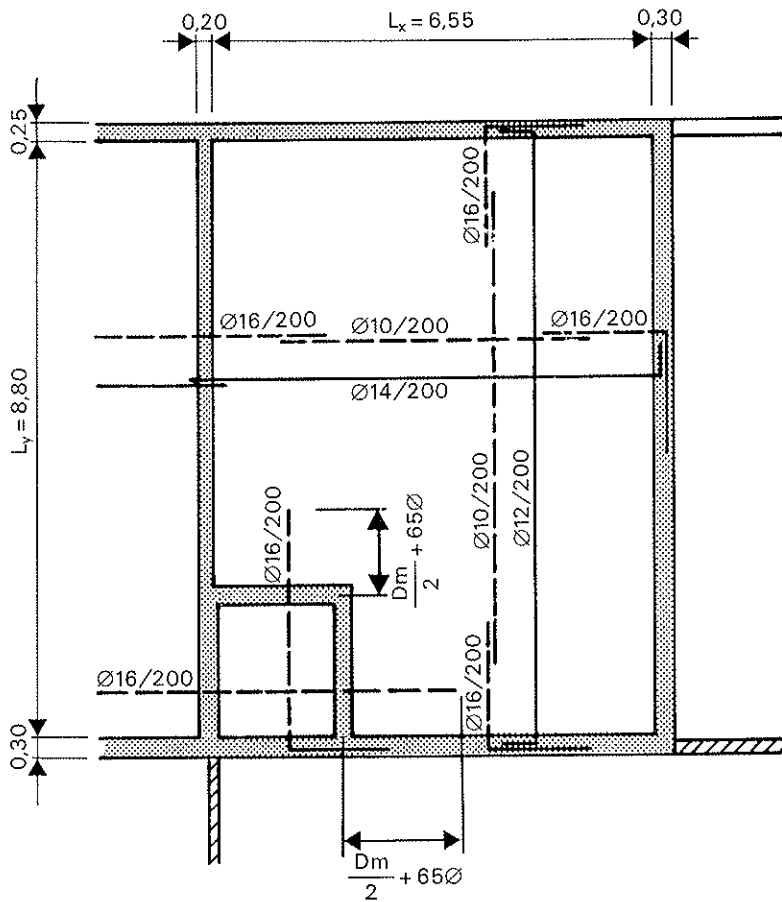
Das Vorgehen für den Tragfähigkeitsnachweis bei Platten mit einspringender Ecke ist im Abschnitt 4.57 erläutert.

Belastung:

$$p_D = 112 \text{ kN/m}^2 \text{ (gleich wie Decke des Abteils 1).}$$

Annahme der Armierung:

Da die Biegetraglast infolge der einspringenden Ecke erhöht wird, kann die Armierung gegenüber derjenigen von Abteil 1 leicht reduziert werden.



Figur 4.6-7 Abmessungen der Decke und Annahme der Armierung

Tabelle 4.6-8 Armierungsquerschnitte, statische Höhen, vorhandene Armierungsgehalte und zugehörige plastische Momente

Index	Ort	Armierung	$F_{\text{vorh}}$	h	$\mu_{\text{vorh}}$	$\bar{m}$	Bemerkungen
$x^+$	Feld						
$y^+$	x-Richtung	Ø14/200	770 mm <sup>2</sup> /m	280 mm	0,28%	123 kNm/m	
	y-Richtung	Ø12/200	565 mm <sup>2</sup> /m	260 mm	0,22%	84 kNm/m	
$x_1^-$	Aussenwand rechts <sup>1)</sup>	Ø16/200	1005 mm <sup>2</sup> /m	280 mm	0,36%	160 kNm/m	
$x_2^-$	Zwischenwand links <sup>1)</sup>	Ø16/200	1005 mm <sup>2</sup> /m	280 mm	0,36%	160 kNm/m	
$y_1^-$	Aussenwand unten <sup>1)</sup>	Ø16/200	1005 mm <sup>2</sup> /m	260 mm	0,39%	149 kNm/m	
$y_2^-$	Aussenwand oben <sup>1)</sup>	Ø16/200	1005 mm <sup>2</sup> /m	220 mm	0,46%	126 kNm/m	Wandstärke massgebend

<sup>1)</sup> Die Bezeichnungen «links» usw. beziehen sich auf die Figur 4.6-7.

Bestimmung der Biegetraglast  $\tilde{p}$ :

$$\tilde{m}_x^- = \frac{\tilde{m}_{x_1}^- + \tilde{m}_{x_2}^-}{2} = \frac{160 + 160}{2} = 160 \text{ kNm/m}$$

$$\tilde{m}_y^- = \frac{\tilde{m}_{y_1}^- + \tilde{m}_{y_2}^-}{2} = \frac{149 + 126}{2} = 137,5 \text{ kNm/m}$$

$$\lambda_y^+ = \frac{\tilde{m}_y^+}{\tilde{m}_x^+} = \frac{84}{123} = 0,68$$

$$\lambda_y^- = \frac{\tilde{m}_y^-}{\tilde{m}_x^+} = \frac{137,5}{123} = 1,12$$

$$\lambda_x^- = \frac{\tilde{m}_x^-}{\tilde{m}_x^+} = \frac{160}{123} = 1,30$$

$$\left(\frac{L_x}{L_y}\right)^2 (\lambda_y^+ + \lambda_y^-) = \left(\frac{6,55}{8,80}\right)^2 (0,68 + 1,12) = 1,00$$

Damit ergibt sich aus Figur 4.5-5:

$$\alpha_B = 35$$

$$\text{Biegetraglast } \tilde{p} \text{ für die Rechteckplatte: } \tilde{p} = \frac{\alpha_B \cdot \tilde{m}_x^+}{L_x^2} = \frac{35 \cdot 123}{6,55^2} = 100 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{l_x \cdot l_y}{L_x \cdot L_y} = \frac{2,05 \cdot 2,25}{6,55 \cdot 8,8} = 0,08$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{6,55}{8,80} = 0,74$$

Korrekturfaktor  $k = 1,12$

Erhöhte Biegetraglast:

$$\tilde{p}_{\text{erh}} = k \cdot \tilde{p} = 1,12 \cdot 100 = 112 \text{ kN/m}^2 \geq p_D = 112 \text{ kN/m}^2$$

Nachweis der Schubtragfähigkeit:

$$F_1 = \frac{(2L_y - L_x - h_o)(L_x - h_o)}{4} = \frac{(2 \cdot 8,80 - 6,55 - 0,25)(6,55 - 0,25)}{4} = 17,0 \text{ m}^2$$

$$\tau_1 = \frac{F_1 \cdot \tilde{p}_{\text{erh}}}{(L_y - h_o) \cdot h_o} = \frac{17,0 \cdot 112}{(8,80 - 0,25) \cdot 0,25}$$

$$\tau_1 = 891 \text{ kN/m}^2 = 0,89 \text{ N/mm}^2 < \tau_1 = 1,2 \text{ N/mm}^2$$

Nachweis der zur Verhinderung des Durchstanzens erforderlichen Armierung:

$$\mu_{\text{erf}} = 0,5\%$$

$$\text{Statische Höhe } h = \frac{h_x^- + h_y^-}{2} = \frac{280 \text{ mm} + 260 \text{ mm}}{2} = 270 \text{ mm}$$

$$D_m = 1,3 \text{ m}$$

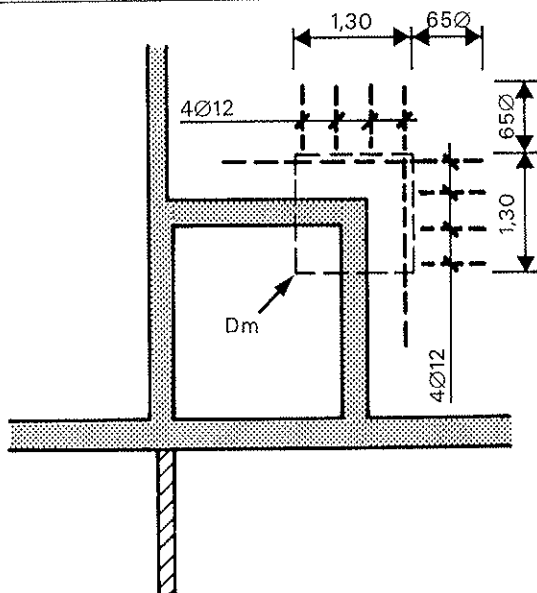
$$F_{\text{erf}} = \mu_{\text{erf}} \cdot h \cdot D_m = 0,5\% \cdot 270 \text{ mm} \cdot 1300 \text{ mm} = 1755 \text{ mm}^2$$

Vorhandene Armierung:

$$F_{\text{ex}}^- = F_{\text{ey}}^- = 1005 \text{ mm}^2/\text{m} \cdot 1,3 \text{ m} = 1307 \text{ mm}^2$$

Zulagen:

$$\Delta F_{\text{ex}}^- = \Delta F_{\text{ey}}^- = 1755 - 1307 = 448 \text{ mm}^2 \rightarrow 4\emptyset 12$$



Figur 4.6-9 Zulagen zur Verhinderung des Durchstanzens bei der einspringenden Ecke

#### **Bemessung der erdberührten Aussenwände**

Die Bemessung der erdberührten Aussenwände erfolgt gleich wie beim Beispiel in Abschnitt 4.61. Es genügen die Minimal- und die Anschlussarmierungen.

#### **Bemessung der Aussenwände ohne PT gegen Vorräum**

Die Bemessung der Aussenwände ohne PT gegen Vorräum erfolgt gleich wie beim Beispiel in Abschnitt 4.61. Es genügen die Minimal- und die Anschlussarmierungen.

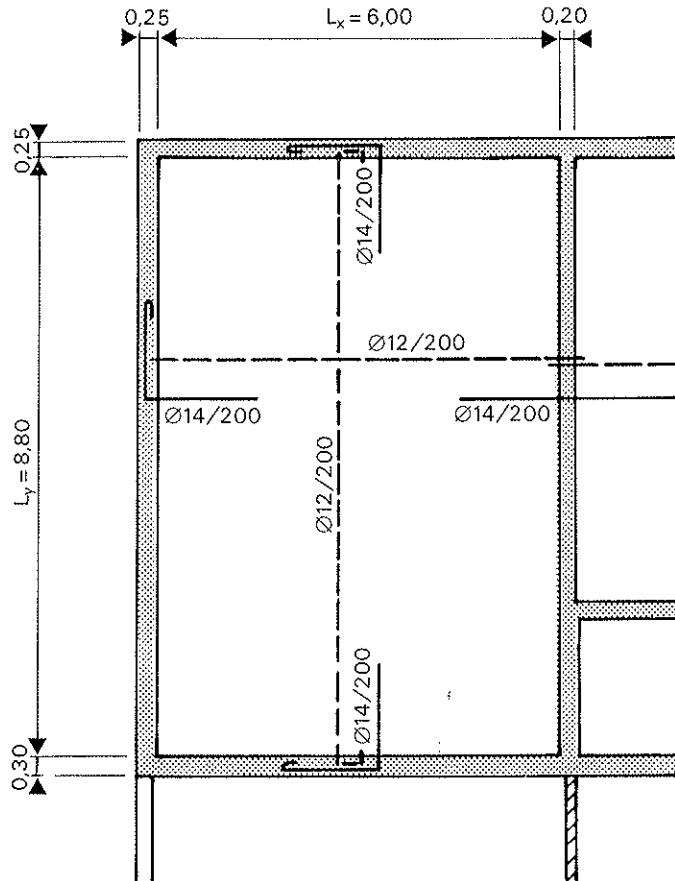
#### **Bemessung der Bodenplatte des Abteils 1**

Die Belastung der Bodenplatte für den Nachweis der Biegetragfähigkeit beträgt beim Baugrund Typ I:

$$p_B = 0,5 (p_v + \sigma_B) = 0,5 (100 + 40) = 70 \text{ kN/m}^2$$

Gemäss Tabelle 4.5-1 ist für Bodenplatten im Baugrund Typ I mit Abmessungen von  $6,00 \text{ m} \cdot 8,80 \text{ m} = 52,8 \text{ m}^2 > 16 \text{ m}^2$  die Biegetragfähigkeit und die Schubtragfähigkeit nachzuweisen.

## Annahme der Armierung:



Figur 4.6-10 Abmessungen der Bodenplatte und Annahme der Armierung

Tabelle 4.6-11 Armierungsquerschnitte, statische Höhen, vorhandene Armierungsgehalte und zugehörige plastische Momente

Index	Ort	Armierung	$F_{\text{vorh}}$	h	$\mu_{\text{vorh}}$	$\tilde{m}$
$x^+$	Feld	$\text{Ø}12/200$	$565 \text{ mm}^2/\text{m}$	230 mm	0,25%	74 kNm/m
$y^+$	x-Richtung y-Richtung	$\text{Ø}12/200$	$565 \text{ mm}^2/\text{m}$	220 mm	0,26%	71 kNm/m
$x_1^-$	Aussenwand links <sup>1)</sup>	$\text{Ø}14/200$	$770 \text{ mm}^2/\text{m}$	220 mm	0,35%	97 kNm/m
$x_2^-$	Zwischenwand rechts <sup>1)</sup>	$\text{Ø}14/200$	$770 \text{ mm}^2/\text{m}$	220 mm	0,35%	97 kNm/m
$y_1^-$	Aussenwand unten <sup>1)</sup>	$\text{Ø}14/200$	$770 \text{ mm}^2/\text{m}$	210 mm	0,37%	92 kNm/m
$y_2^-$	Aussenwand oben <sup>1)</sup>	$\text{Ø}14/200$	$770 \text{ mm}^2/\text{m}$	210 mm	0,37%	92 kNm/m

<sup>1)</sup> Die Bezeichnungen «links» usw. beziehen sich auf die Figur 4.6-10.

Bestimmung der Biegetraglast  $\tilde{p}$ :

$$\tilde{m}_x^- = \frac{\tilde{m}_{x_1}^- + \tilde{m}_{x_2}^-}{2} = \frac{97 + 97}{2} = 97 \text{ kNm/m}$$

$$\tilde{m}_y^- = \frac{\tilde{m}_{y_1}^- + \tilde{m}_{y_2}^-}{2} = \frac{92 + 92}{2} = 92 \text{ kNm/m}$$

$$\lambda_y^+ = \frac{\tilde{m}_y^+}{\tilde{m}_x^+} = \frac{71}{74} = 0,96$$

$$\lambda_y^- = \frac{\tilde{m}_y^-}{\tilde{m}_x^+} = \frac{92}{74} = 1,24$$

$$\lambda_x^- = \frac{\tilde{m}_x^-}{\tilde{m}_x^+} = \frac{97}{74} = 1,31$$

$$\left(\frac{L_x}{L_y}\right)^2 (\lambda_y^+ + \lambda_y^-) = \left(\frac{6,00}{8,80}\right)^2 (0,96 + 1,24) = 1,02$$

Damit ergibt sich aus Figur 4.5-5:

$$a_B = 35$$

$$\tilde{p} = \frac{a_B \cdot \tilde{m}_x^+}{L_x^2} = \frac{35 \cdot 74}{6,00^2} = 71,9 \text{ kN/m}^2 > p_B = 70 \text{ kN/m}^2$$

Nachweis der Schubtragfähigkeit:

$$F_1 = \frac{(2L_y - L_x - h_0)(L_x - h_0)}{4} = \frac{(2 \cdot 8,80 - 6,00 - 0,2)(6,00 - 0,2)}{4} = 16,5 \text{ m}^2$$

$$p_{\text{Schub}} = 1,6 \cdot \tilde{p}_B = 1,6 \cdot 72 = 115 \text{ kN/m}^2 \text{ (vgl. Abschnitt 4.43)}$$

$$\tau_1 = \frac{F_1 \cdot p_{\text{Schub}}}{(L_y - h_0) \cdot h_0} = \frac{16,5 \cdot 115}{(8,8 - 0,2) \cdot 0,2} = 1103 \text{ kN/m}^2 = 1,1 \text{ N/mm}^2 < \tau_r = 1,2 \text{ N/mm}^2$$

### **Bemessung der Bodenplatte des Abteils 2**

Gemäss Tabelle 4.5-1 ist auch für dieses Abteil ein Tragfähigkeitsnachweis erforderlich. Die einspringende Ecke wird in gleicher Weise berücksichtigt wie beim Nachweis der Decke.

### **Bemessung der Schleuse**

Die Bemessung der einzelnen Tragwerksteile der Schleuse erfolgt gemäss Abschnitt 4.56.

## **4.63 Beispiel: Schutzraum mit Stütze auf Decke**

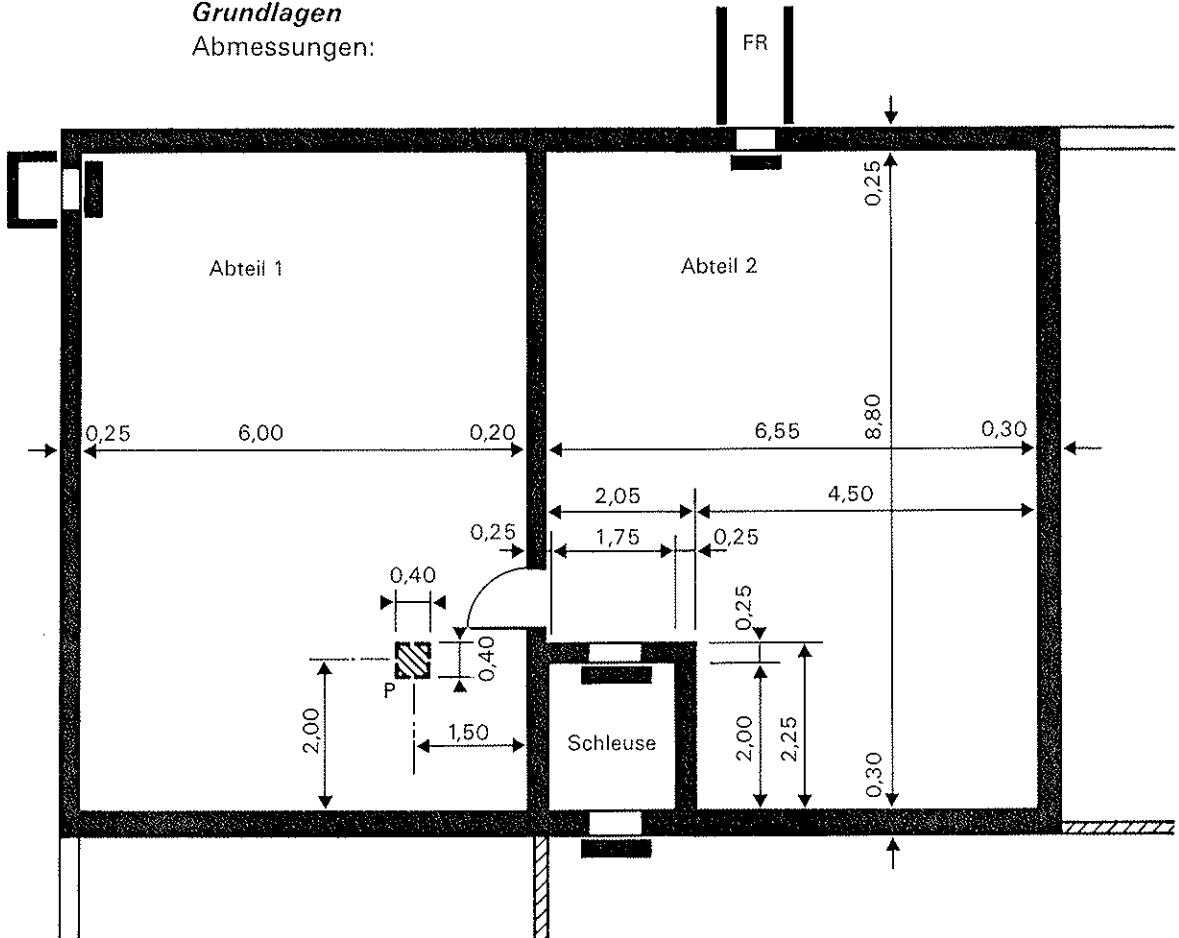
### **Zweck des Beispiels**

Bei einem Schutzraumabteil mit den gleichen Abmessungen wie beim Abteil 1 des vorangehenden Beispiels wird gezeigt, wie die Bemessung zu erfolgen hat, wenn eine Stütze direkt auf der Decke angeordnet ist.

Im Rahmen dieses Beispiels wird das Vorgehen nach Abschnitt 4.58 sowohl für den «Tragfähigkeitsnachweis bei unverändertem statischen System» als auch für den «Tragfähigkeitsnachweis bei durchgeführter Stütze» dargestellt.

Die für die friedensmässigen Beanspruchungen erforderlichen Nachweise gemäss der SIA-Norm 162 sind im Beispiel nicht enthalten.

**Grundlagen**  
Abmessungen:



Figur 4.6-12 Grundriss mit Abmessungen

**Einzellasten P:**

- Für Tragfähigkeitsnachweis bei unverändertem statischen System  $P = 150 \text{ kN}$ .
- Für Tragfähigkeitsnachweis bei durchgeführter Stütze  $P = 800 \text{ kN}$ .

**Baustoffe (vgl. Abschnitt 4.52):**

Armierungsstahl III

Biegearmierung

$$\sigma_t = 600 \text{ N/mm}^2$$

Schubarmierung

$$\sigma_t = 460 \text{ N/mm}^2$$

Beton BH

maximale Randspannung

$$\beta_p = 30 \text{ N/mm}^2$$

maximale Schwerpunktspannung

$$\sigma_s = 24 \text{ N/mm}^2$$

untere Schubspannungsgrenze

$$\tau_r = 1,2 \text{ N/mm}^2$$

Betonüberdeckung

gegen Erdreich 25 mm

im Gebäudeinnern 15 mm

**Tragfähigkeitsnachweis bei unverändertem statischen System**

Die Belastung  $p_{DE}$  der Decke beträgt nach Abschnitt 4.58:

$$p_{DE} = p_v + p_N + g_D + \frac{3P}{L_x \cdot L_y}$$

$p_{DE}$ : Für den Nachweis der Biegetragfähigkeit massgebende Deckenbelastung von Decken mit Einzellasten

$p_v$ : Vertikale statische Ersatzlast infolge Luftstoss

$$p_v = 100 \text{ kN/m}^2$$

$p_N$ : Gleichmässig verteilte ständige Nutzlast

$$p_N = 2 \text{ kN/m}^2$$

$g_D$ : Eigengewicht der Decke

$$g_D = 0,38 \cdot 25$$

$$= 10 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{3P}{L_x \cdot L_y} = \frac{3 \cdot 150}{6,00 \cdot 8,80}$$

$$= 9 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{DE} = 121 \text{ kN/m}^2$$