

1 Einführung

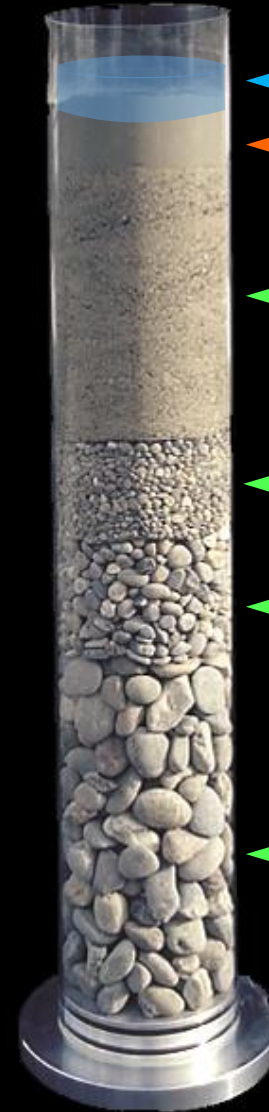
1.1 Bestandteile und Herstellung von Stahlbeton

Beton

Beton besteht aus in den meisten Gegenden der Welt regional verfügbaren Rohstoffen

- Wasser
- Zement
- Gesteinskörnung

~Volumen Gesteinskörnung nach Verdichtung



Gewichtsanteil pro m³ Beton:

← Wasser und Zusatzmittel ca. 120 ... 180 l

← Zement und Zusatzstoffe ca. 280 ... 320 kg

← 0...4 mm

← 4...8 mm

← 8...16 mm

← 16...32 mm

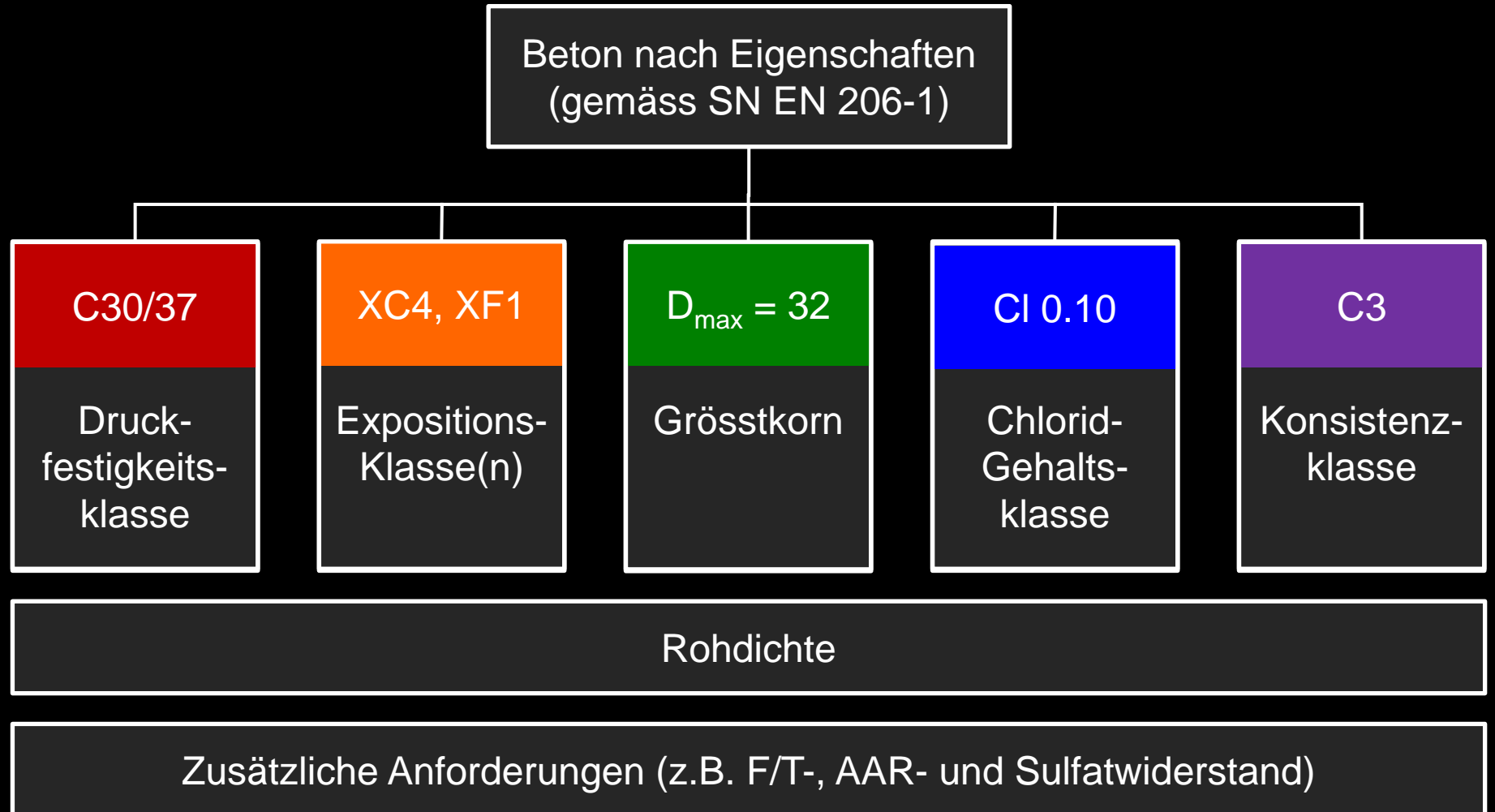
w/z ca. 0.4 – 0.6 (Gewicht)

Gesteinskörnung ca. 1'900 kg («Zuschlagsstoffe»)

70 - 80% von Gewicht

Beton

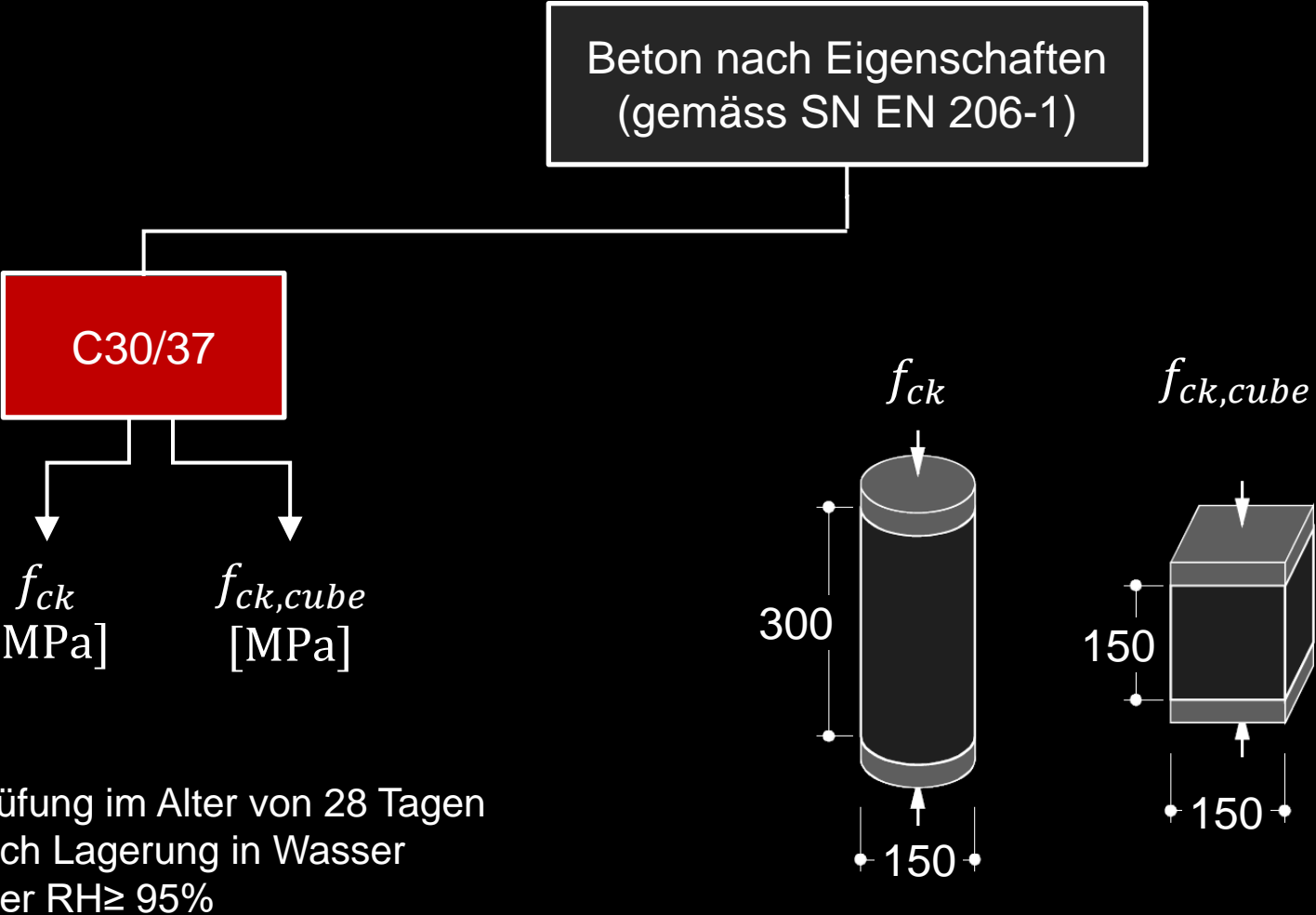
Beton wird heute meist nach Eigenschaften festgelegt.



Beton

Beton wird heute meist nach Eigenschaften festgelegt.

Massgebend für die Bemessung ist primär die Druckfestigkeitsklasse (bei Querkraft in Platten auch das Grösstkorn).



Prüfung im Alter von 28 Tagen nach Lagerung in Wasser oder $RH \geq 95\%$

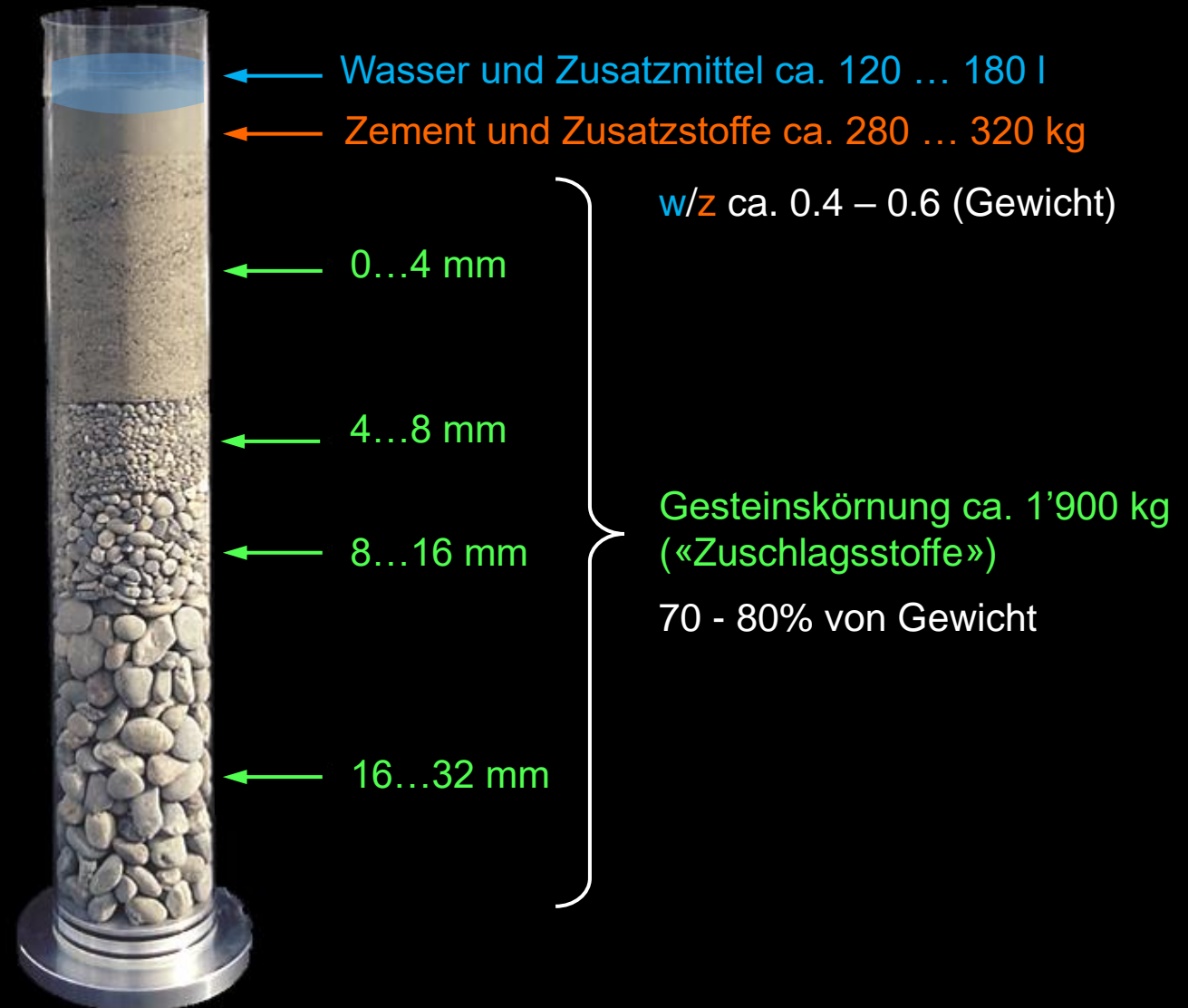
Beton

Beton besteht aus in den meisten Gegenden der Welt **regional verfügbaren** Rohstoffen

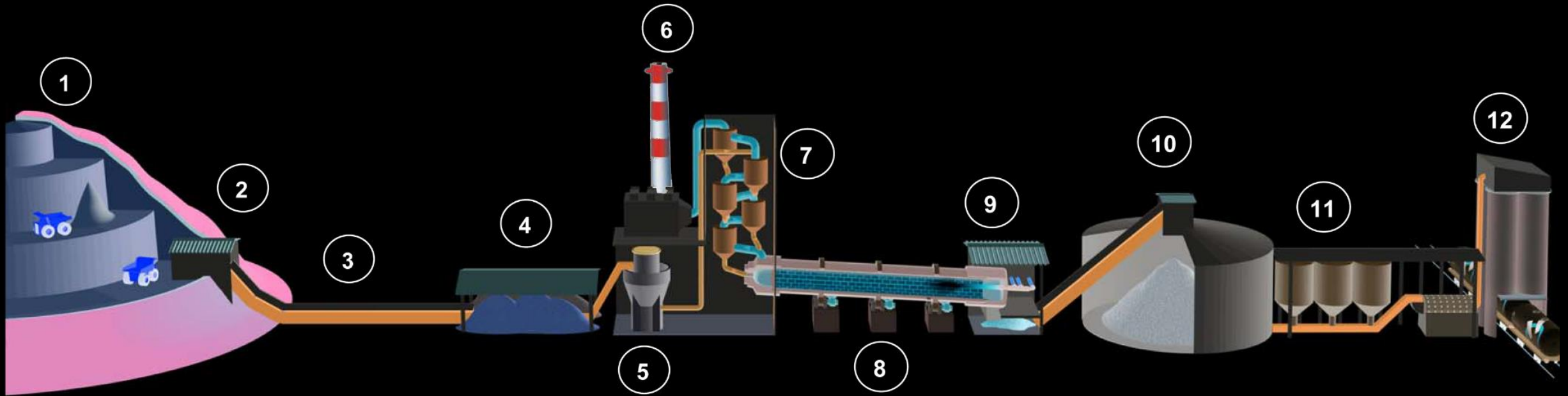
- Wasser
- Zement
- Gesteinskörnung

Wichtigster Bestandteil von Beton ist der Zement:

- **Hydraulisches Bindemittel** (→ erhärtet unter Wasser)
- Historisch (Phönizier, Römer): **Puzzolane**
- In Neuzeit bis ca. 1990 praktisch 100% **Portlandzement** («Klinker», «CEM I»):
 - ... Kalkstein und Mergel fein mahlen
 - ... bei $>1450^{\circ}\text{C}$ brennen («kalzinieren»)
- Heute werden zunehmend **alternative Zementbestandteile** verwendet (Hüttensand, Flugasche, ...) → **reduzierter Klinkergehalt**
- Details siehe Abschnitt zu **Treibhausgasemissionen**



Zement



1 Steinbruch (Kalkstein und Mergel)

2 Brecher

3 Transport

4 Mischbett

5 Rohmehl-Mühle (und Trocknung)

6 Entstaubung (Mühle und Ofen)

7 Vorwärmer

8 Drehrohrföfen

Umwandlung von Rohmehl in Klinkermineralien bei ca. 1450°C

9 Klinkerkühler

10 Klinkersilo

11 Zementmühle mit Gipsbeigabe

12 Logistik

Transport in Waggons oder Säcken

Zement



Zement

Bezeichnung nach Hauptzementarten und Hauptbestandteilen (SN EN 197-1):

- CEM I Portlandzement (Klinkeranteil: 95...100%)
- CEM II / A, B Portlandkomposit-Zement (Klinkeranteil: A 80...94%, B 65...79%)
- CEM III / A, B, C Hochofenzement (Klinkeranteil: A 35...64%, B 20...34%, C 5...19%)

(CEM IV Puzzolanazement und CEM V Komposit-Zement in Schweiz unüblich)

Seit kurzem sind alternative Zemente auf dem Markt (z.B. Holcim «Susteno»)

Bestandteile:	...-L, -LL	Kalkstein
(-M: Kombination)	...-T	Gebrannter Schiefer
	...-D	Silicastaub
	...-V, -W	Flugasche
	...-S	Hüttensand (CH: Import)
	...-P, -Q	Puzzolane
Weitere Bezeichnungen:	Festigkeitsklasse	32.5, 42.5, 52.5
	Anfangsfestigkeit	N (normal), R (hoch)
	Hydratationswärme	LH (niedrig); ohne Angabe normal
	Sulfatwiderstand	SR/HS (hoch); ohne Angabe normal

Bewehrung

Für tragende Bauteile wird **Stahlbeton** verwendet, der zur Aufnahme von Zugkräften **bewehrt** («armiert») ist.

Üblicherweise wird als **Bewehrung** gerippter **Betonstahl** verwendet, der in Stäben, Ringen oder Matten hergestellt resp. geliefert wird.

Übliche **Stabdurchmesser** in der Schweiz:
Ø6 / 8 / ... / 22 / 26 / 30 / 34 / 40 mm
(in der EU Ø25 / 28 / 32 statt Ø26 / 30 / 34)

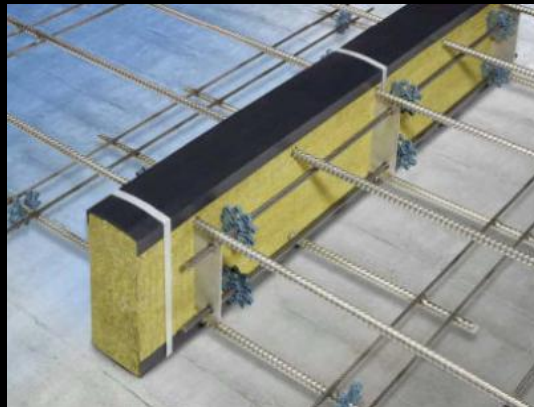
In vorgespannten Bauteilen («**Spannbeton**») kommt zusätzlich **Spannstahl** zum Einsatz (siehe Stahlbeton II).



Bewehrungsprodukte

- Neben geraden und gebogenen Bewehrungsstäben sowie geschweissten Matten kommen heute zahlreiche Bewehrungsprodukte zum Einsatz, beispielsweise:

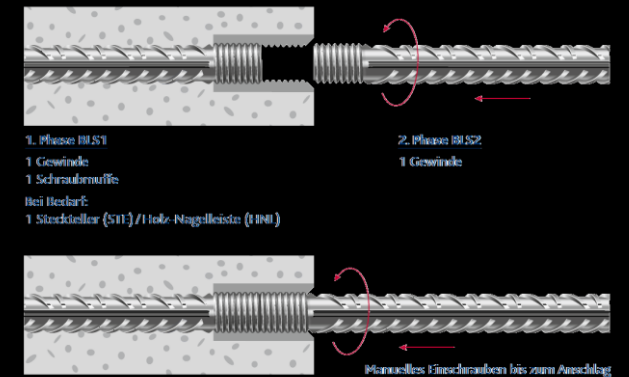
Kragplattenanschluss
(Abb: ACINOXplus)



Bewehrungsanschluss
(Abb: HalfenHBT)



Schraubbewehrung
(Abb: Bartec)



1. Phase H1 S1
1 Gewinde
1 Schraubmuffe
Bei Bedarf:
1 Stabdübel (S1) / 1 Holz-Nagelstift (H1)

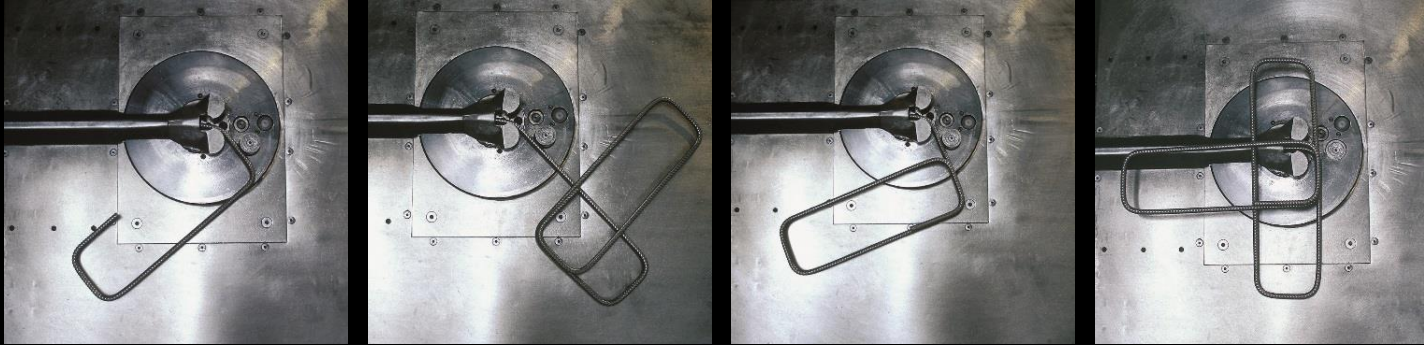
2. Phase H1 S2
1 Gewinde

Manuelles Einwickeln bis zum Anschlag

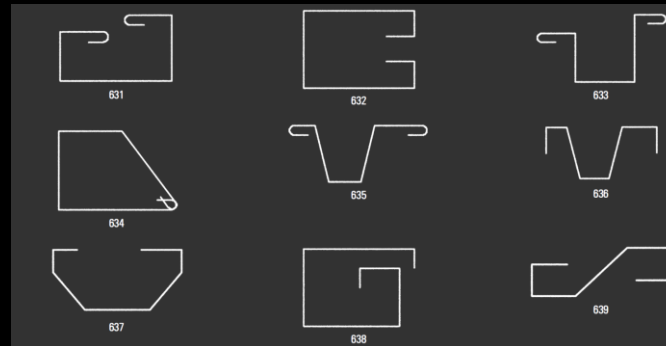
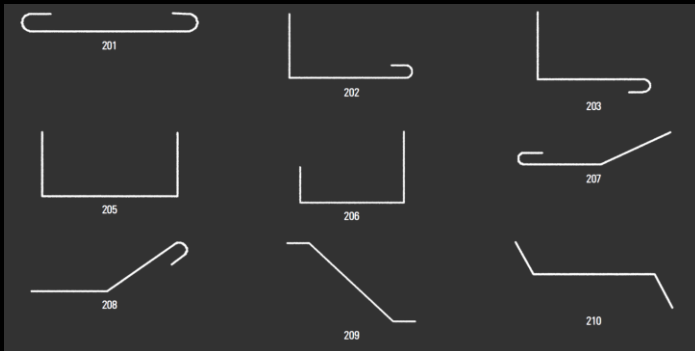
Biegewerke

- Abbiegen von Betonstahl (Biegerei, Baustelle unüblich)

Effiziente Produktion aus Ringmaterial



- Standardbiegeformen, Radien etc. → Eisenlisten



- Nichtmetallische Bewehrung (z. Bsp. GFK) hat sich bisher nicht etablieren können

Stahlbeton

Der Beton wird in eine **Schalung** gegossen, in der vorgängig die Bewehrung verlegt wurde.

Bei **Ortsbeton** geschieht dies auf der Baustelle (am Standort des Objekts). Es sind sehr grosse fugenlos verbundene Bauwerke möglich.

Alternativ dazu können Bauteile («Elemente») in einem Werk **vorfabriziert**, transportiert und versetzt werden.



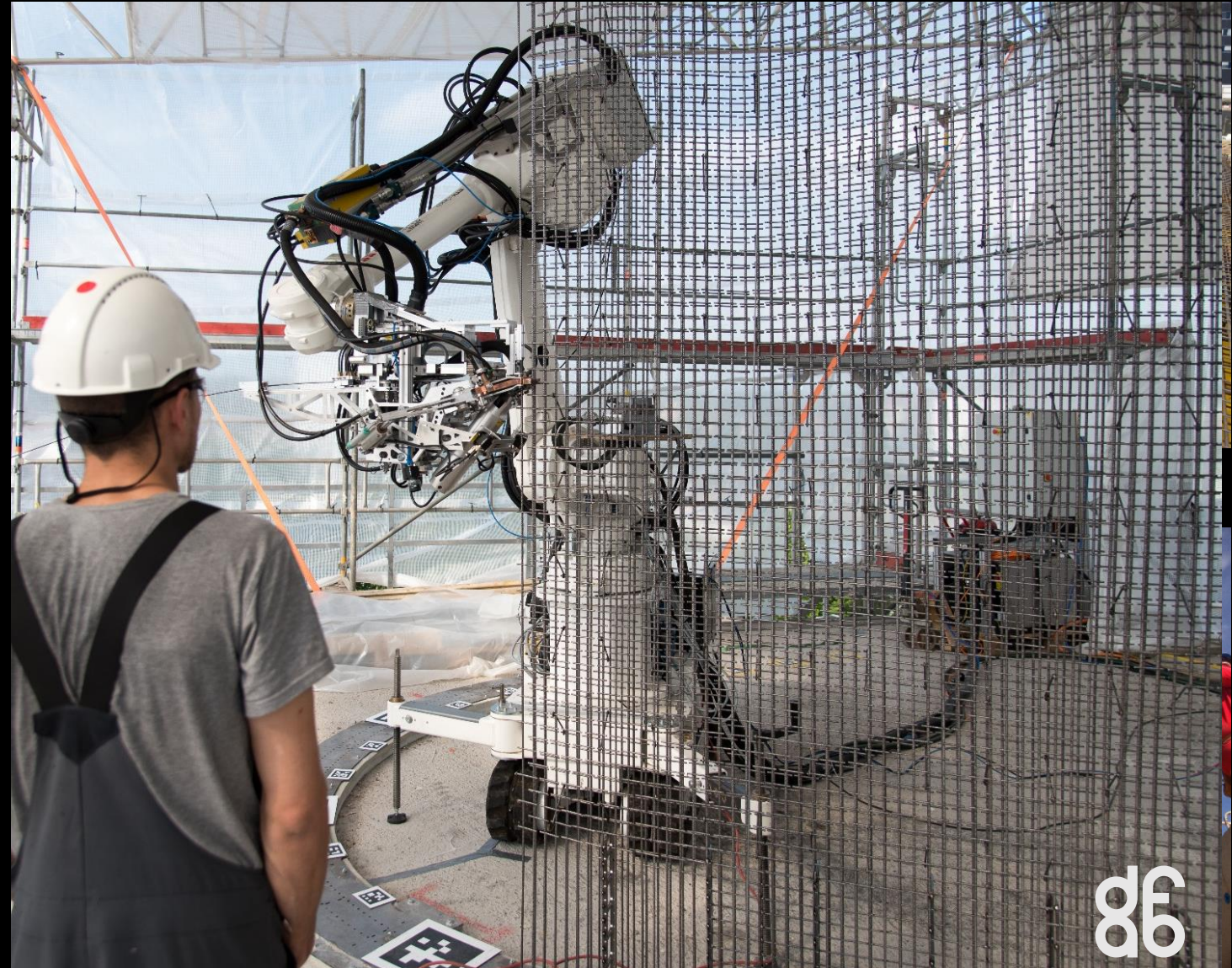
Stahlbeton

Der Beton wird in eine **Schalung** gegossen, in der vorgängig die Bewehrung verlegt wurde.

Bei **Ortsbeton** geschieht dies auf der Baustelle (am Standort des Objekts). Es sind sehr grosse fugenlos verbundene Bauwerke möglich.

Alternativ dazu können Bauteile («Elemente») in einem Werk **vorfabriziert**, transportiert und versetzt werden.

Verschiedene **digitale Fabrikationsverfahren** werden aktuell erforscht (u.a. im NFS Digitale Fabrikation an der ETH Zürich).











1 Einführung

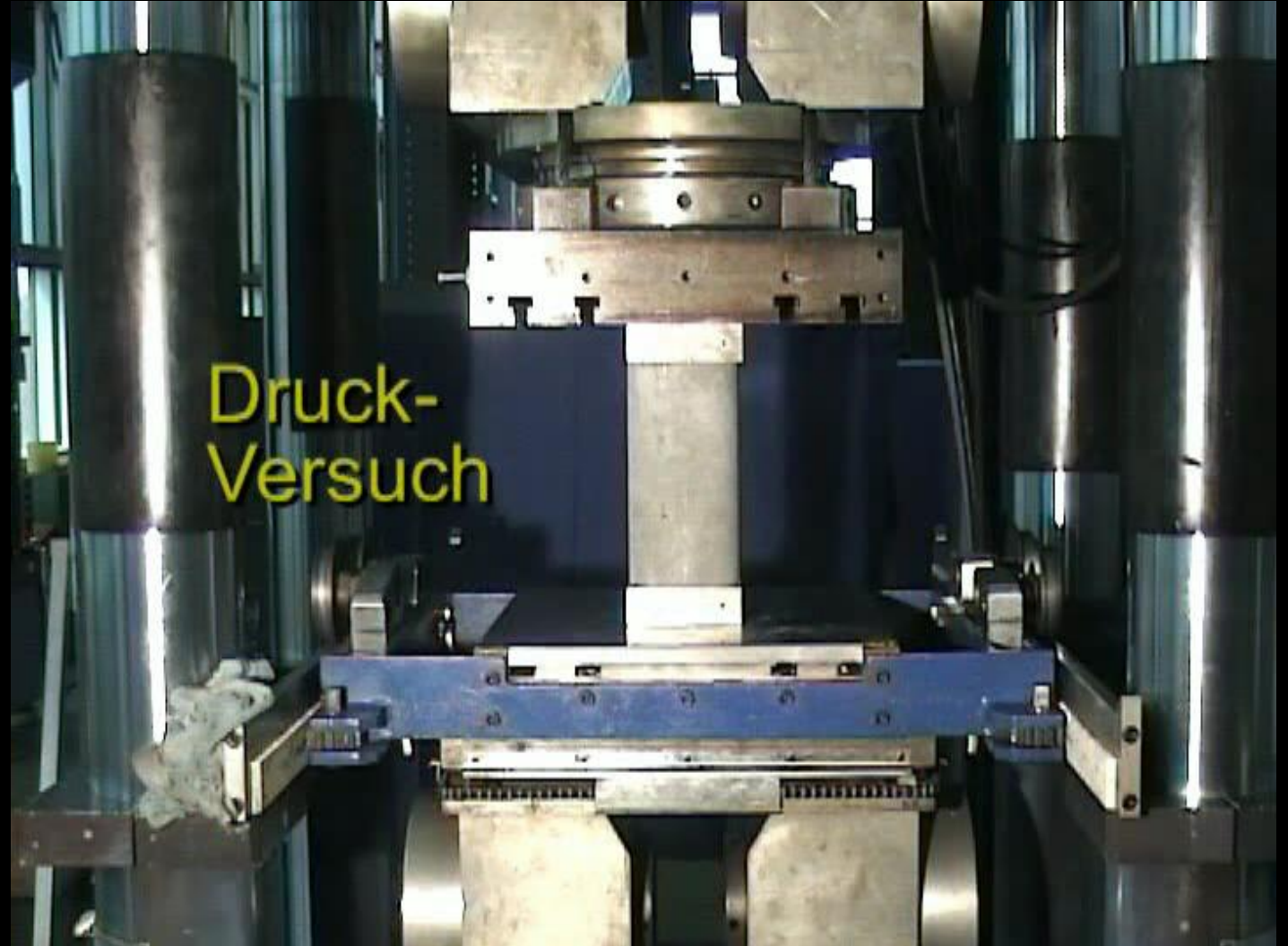
1.2 Tragverhalten von Stahlbeton

Beton – Druck

Beton hat ausgeprägt **asymmetrische Festigkeitseigenschaften**:

- **Hohe Druckfestigkeit f_c**
(üblicher Beton ca. 30...50 MPa, bei mehrachsigen Druck wesentlich höher)

(Video: Standard Druckversuch an einem Zylinder Ø150 mm, Länge 300 mm, Prüfmaschine mit 5 MN Kapazität, Bruchspannung ca. 53 MPa)



Beton – Druck

Beton hat ausgeprägt **asymmetrische Festigkeitseigenschaften**:

- **Hohe Druckfestigkeit f_c**
(üblicher Beton ca. 30...50 MPa, bei mehrachsiger Druck wesentlich höher)

(Abbildungen: Versuche zu Teilflächenpressung
→ mehrachsiger Druck durch Umschnürung,
Prüfmaschine mit 20 MN Kapazität,
Bruchspannung > 320 MPa)

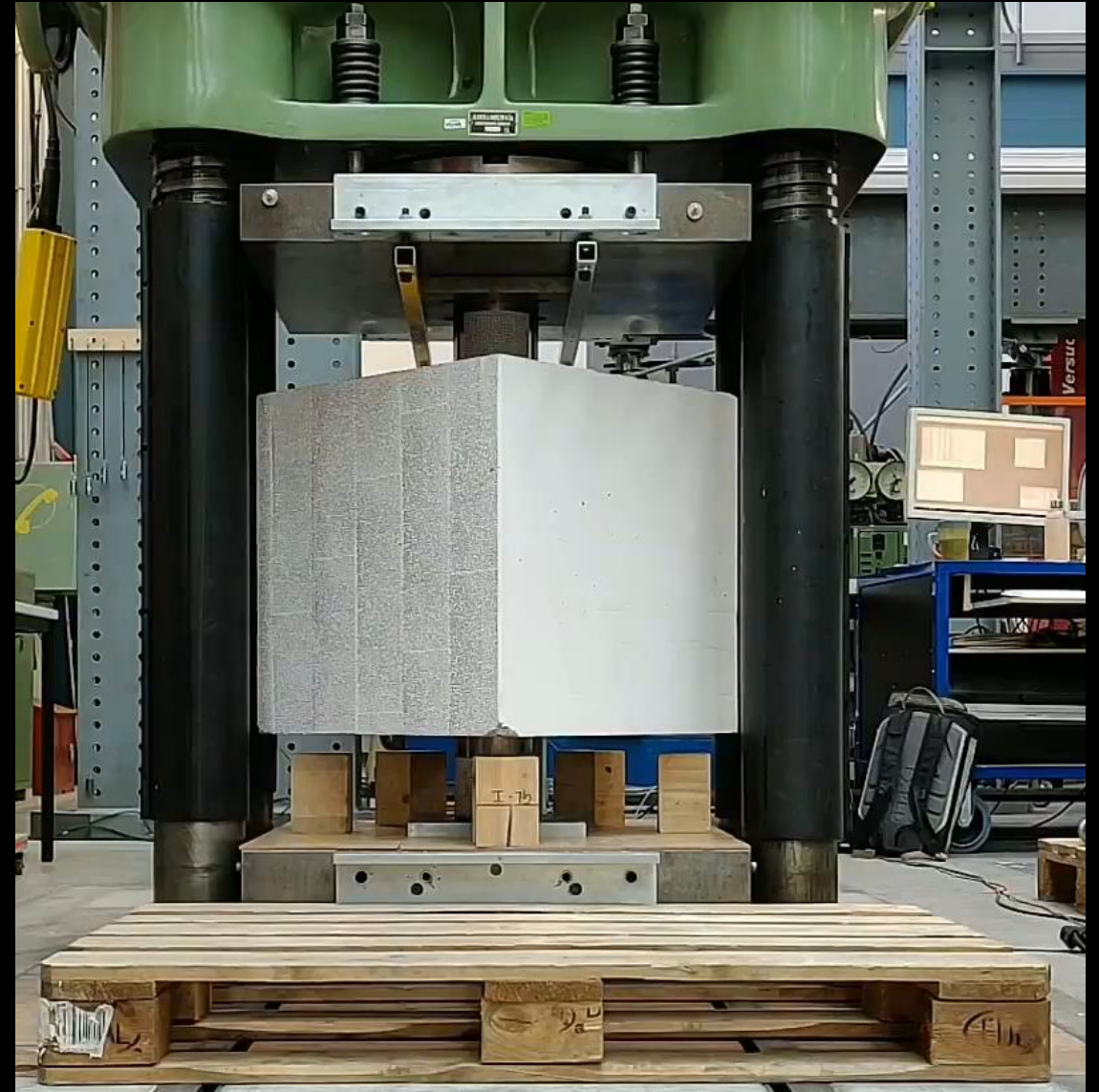


Beton – Zug

Beton hat ausgeprägt **asymmetrische Festigkeitseigenschaften**:

- **Hohe Druckfestigkeit f_c**
(üblicher Beton ca. 30...50 MPa, bei mehrachsigen Druck wesentlich höher)
- **Kleine Zugfestigkeit $f_{ct} \approx 0.1 f_c$**
(bei Bemessung meist vernachlässigt)
→ unbewehrter Beton versagt spröd

(Video: Spaltzugversuch mit sprödem Versagen)



Bewehrung

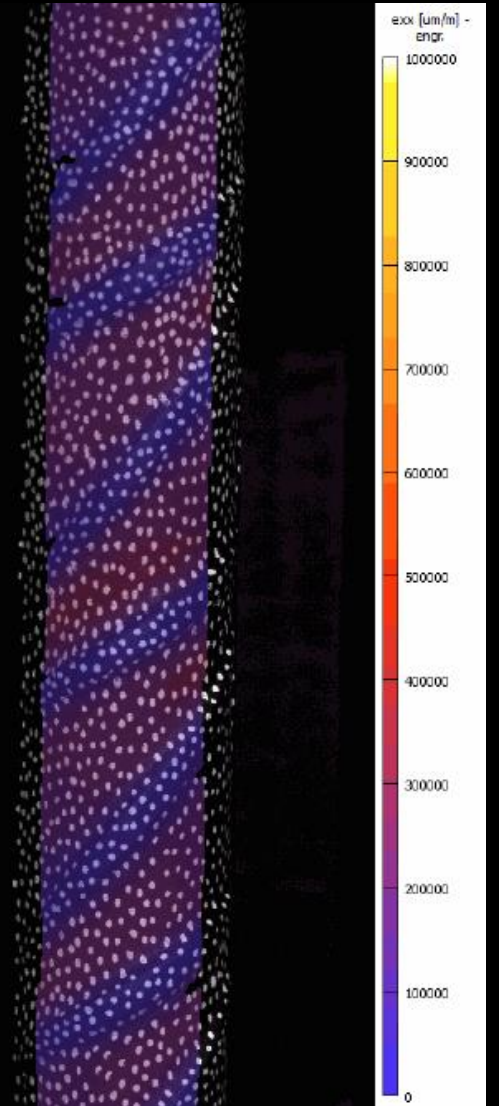
Zugkräfte werden von der **Bewehrung** aufgenommen, die entsprechend der Beanspruchung im Bauteil eingelegt wird.

Diese weist eine **hohe Festigkeit** auf (üblicher Betonstahl: ca. 500 MPa) und ist verhältnismässig **duktil**.

(Video: Zugversuch an Bewehrungsstab, Auswertung Bildkorrelationsmessungen)



STEEL
REBAR
FAILURE
(c) IBK, ETHZ

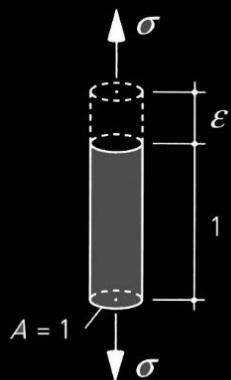
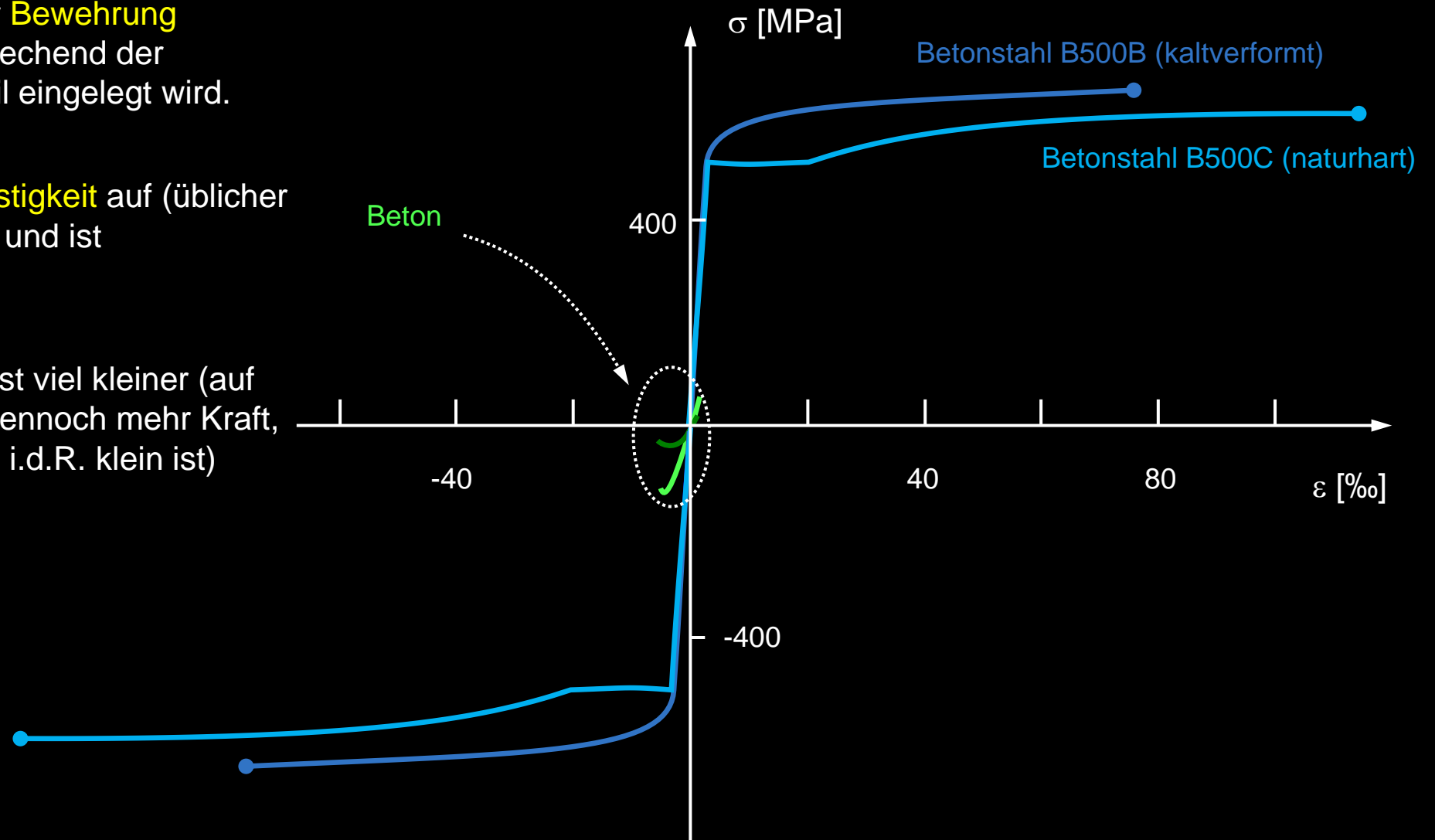


Beton und Bewehrung (dito letzte Folie, inkl. Spannstahl)

Zugkräfte werden von der Bewehrung aufgenommen, die entsprechend der Beanspruchung im Bauteil eingelegt wird.

Diese weist eine hohe Festigkeit auf (üblicher Betonstahl: ca. 500 MPa) und ist verhältnismässig duktil.

Die Festigkeit von Beton ist viel kleiner (auf Druck übernimmt Beton dennoch mehr Kraft, da der Bewehrungsgehalt i.d.R. klein ist)

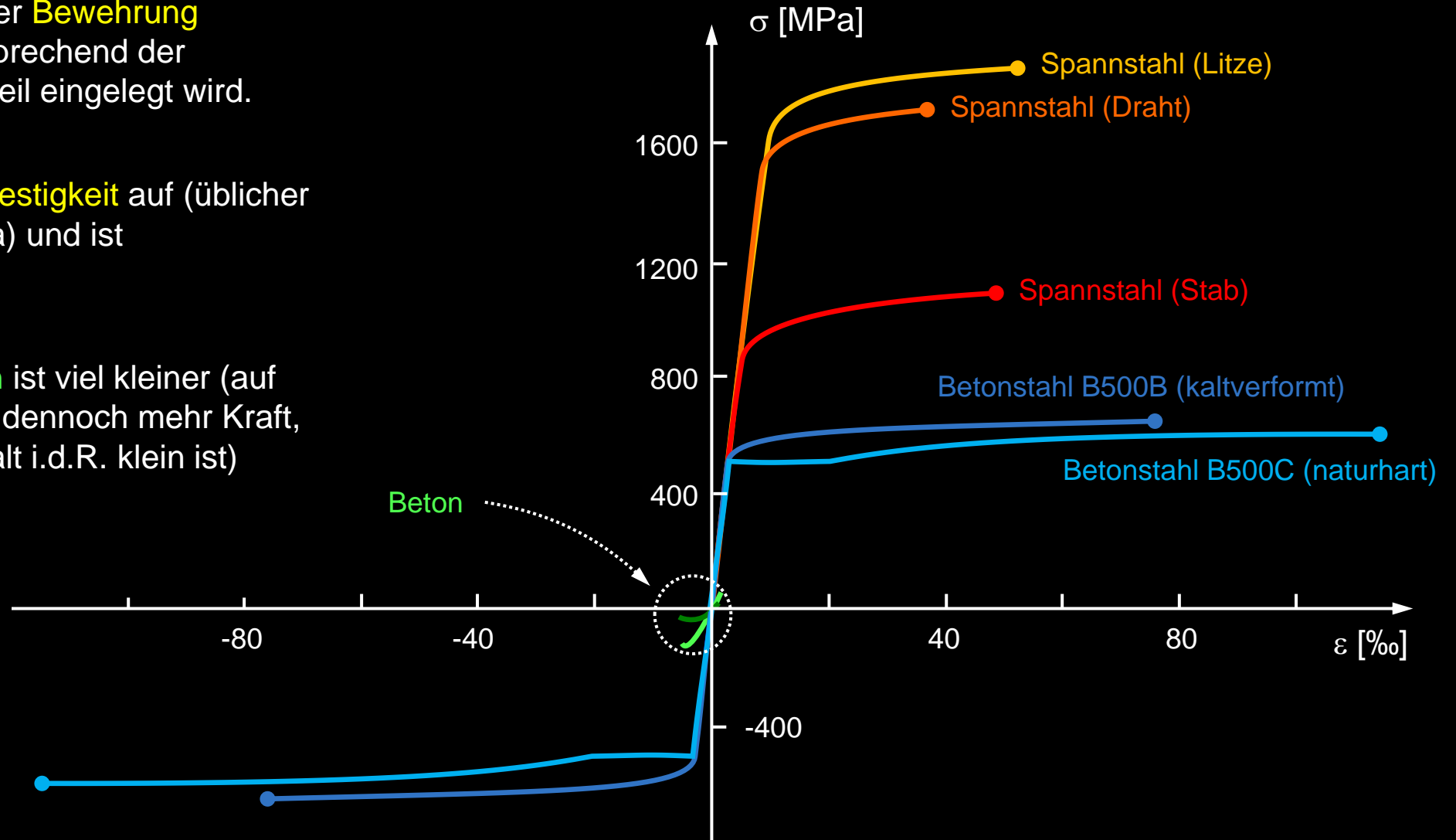
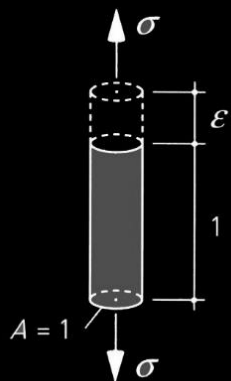


Beton und Bewehrung (massstäblich, einachsiger Druck oder Zug)

Zugkräfte werden von der Bewehrung aufgenommen, die entsprechend der Beanspruchung im Bauteil eingelegt wird.

Diese weist eine hohe Festigkeit auf (üblicher Betonstahl: ca. 500 MPa) und ist verhältnismässig duktil.

Die Festigkeit von Beton ist viel kleiner (auf Druck übernimmt Beton dennoch mehr Kraft, da der Bewehrungsgehalt i.d.R. klein ist)



Stahlbeton

In **Stahlbeton** wirken Beton und Betonstahl als **Verbundwerkstoff** zusammen.

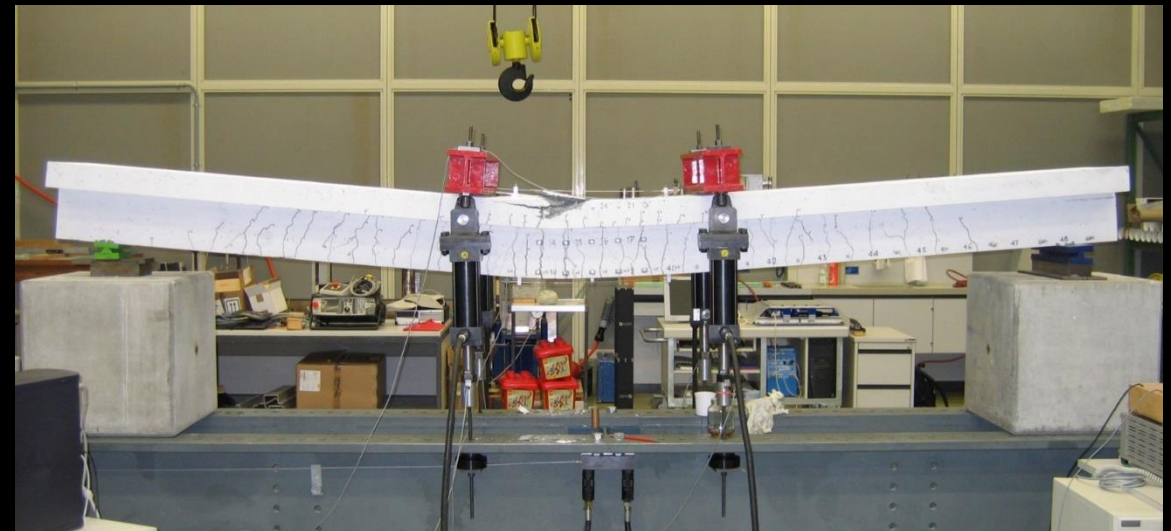
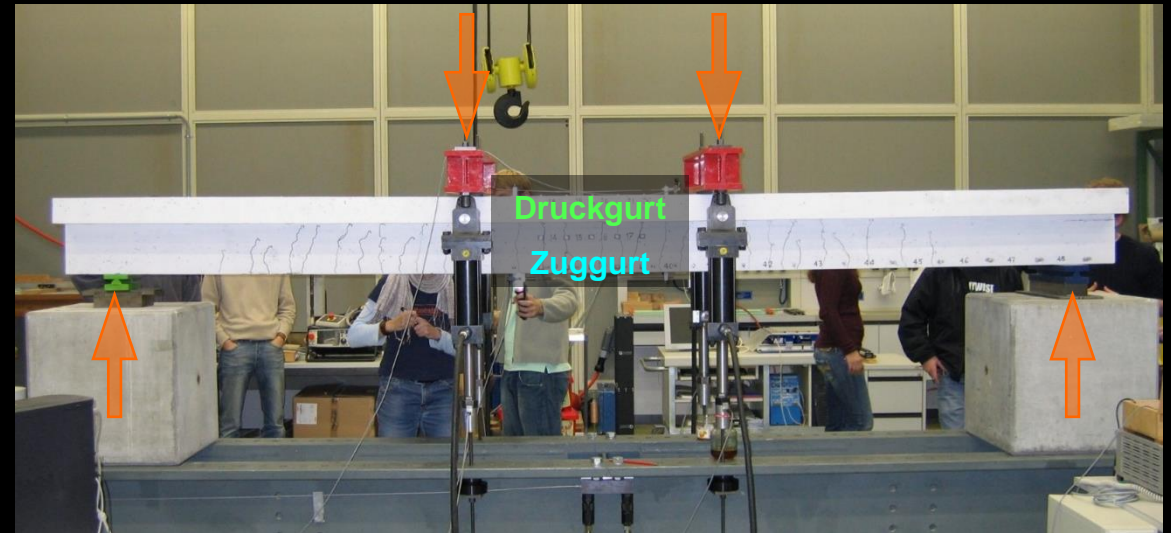
Vereinfacht gesagt übernimmt:

- **Beton** die **Druckkräfte**
- **Bewehrung** die **Zugkräfte**

Endverankerungen und die Profilierung (Rippen) des Betonstahls gewährleisten den **Verbund zwischen Beton und Bewehrung**.

Wenn das Versagen durch **Fliessen der Bewehrung** erfolgt, ist das Verhalten duktil.

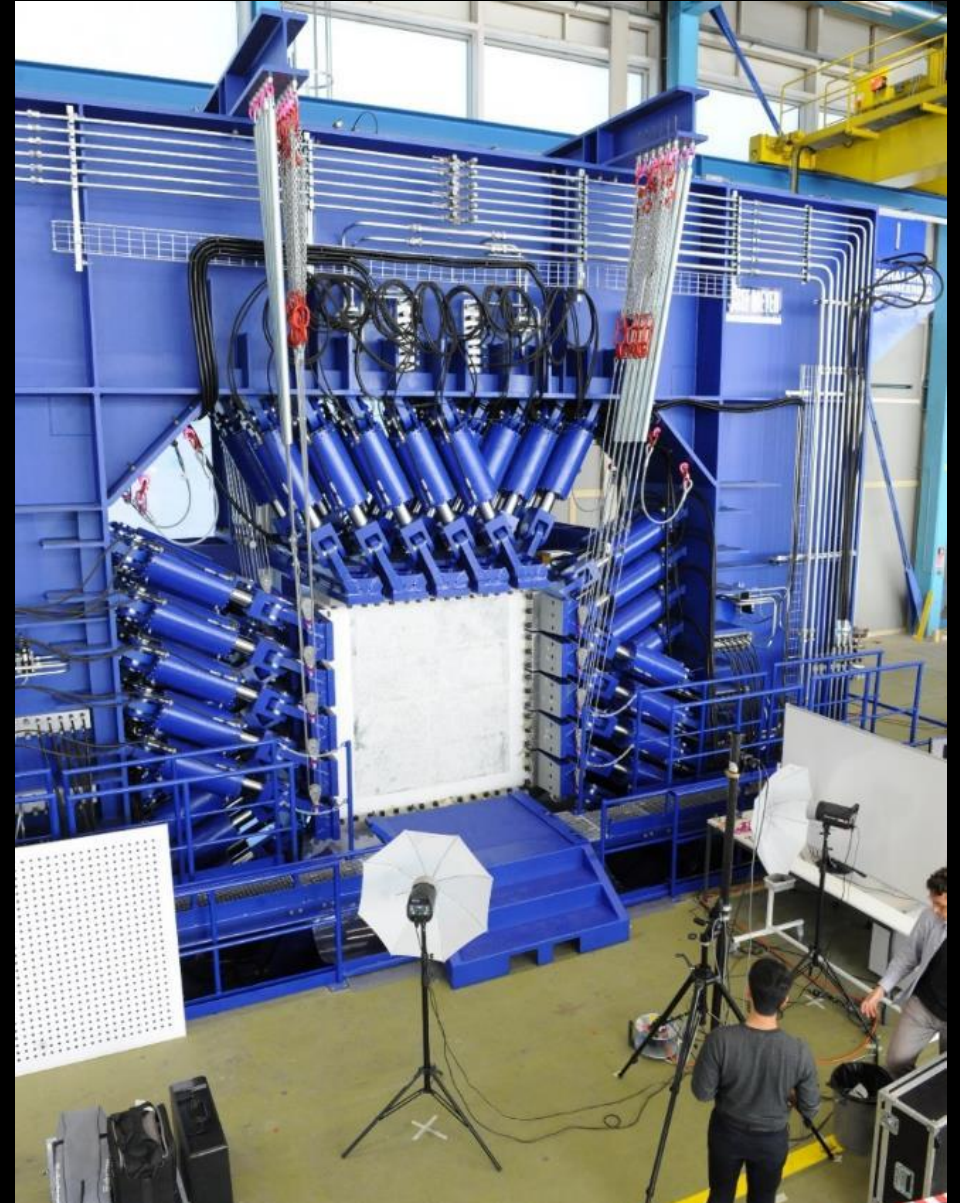
Bei Biegeträgern strebt man daher ein Versagen durch «**Betonbruch während Stahlfließen**» an. In diesem Fall kann der Biege widerstand sehr einfach ermittelt werden (siehe Wandtafel).



Stahlbeton

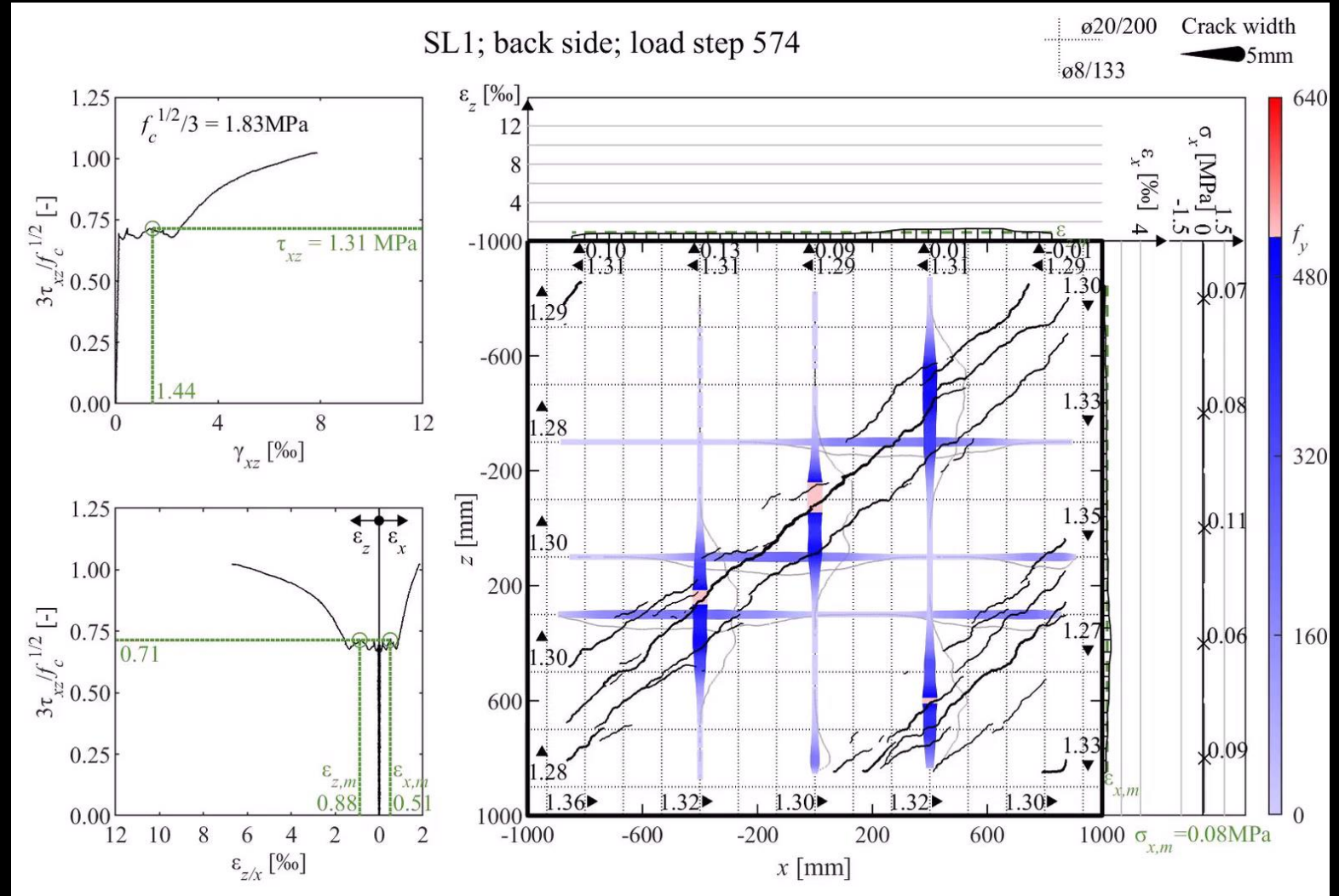
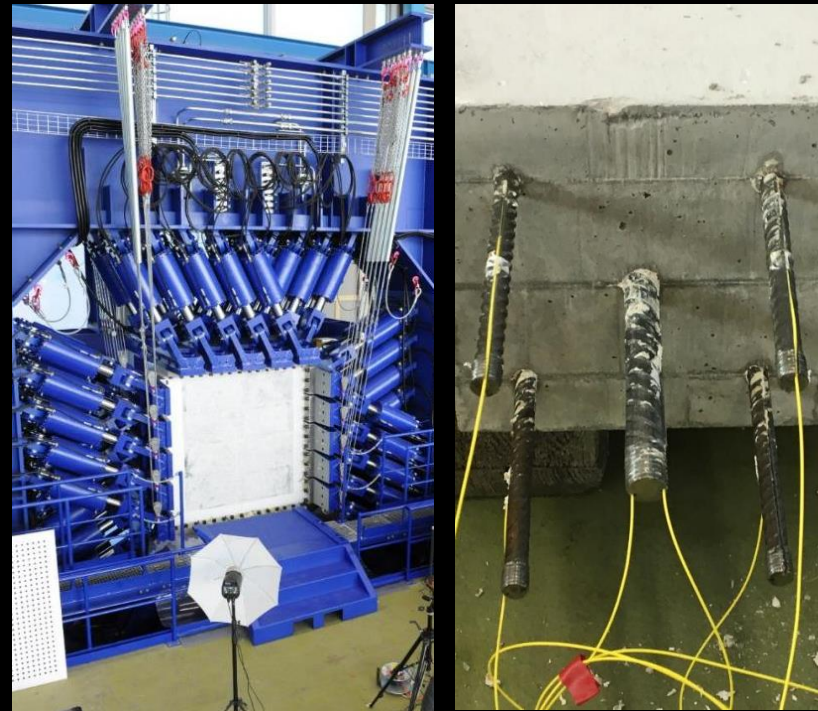
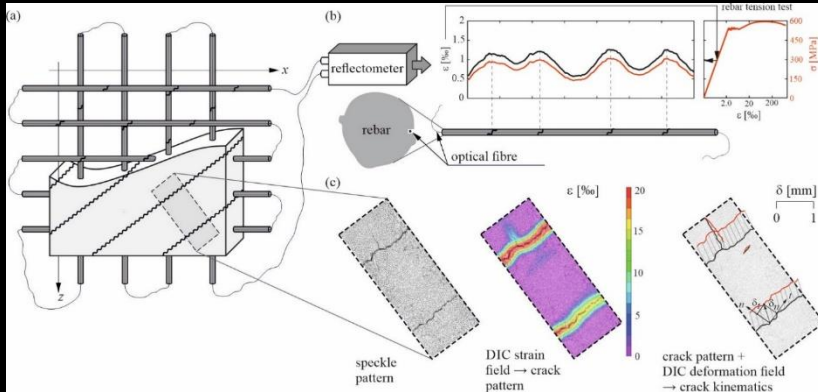
Das Verhalten von Stahlbeton unter **allgemeiner Beanspruchung** ist komplex und noch nicht abschliessend erforscht.

(Animation: Rissbildung in einem Scheibenelement)
(Foto: Large Universal Shell Element Tester LUSSET)
(Video: Bruchversuch im LUSSET)





Stahlbeton



Homogeneous in-plane shear with imposed longitudinal strain (Beck 2020)

Pilot test 1
 $\lambda = 2.32\%$
 $\lambda = 8.83\%$



Stahlbeton

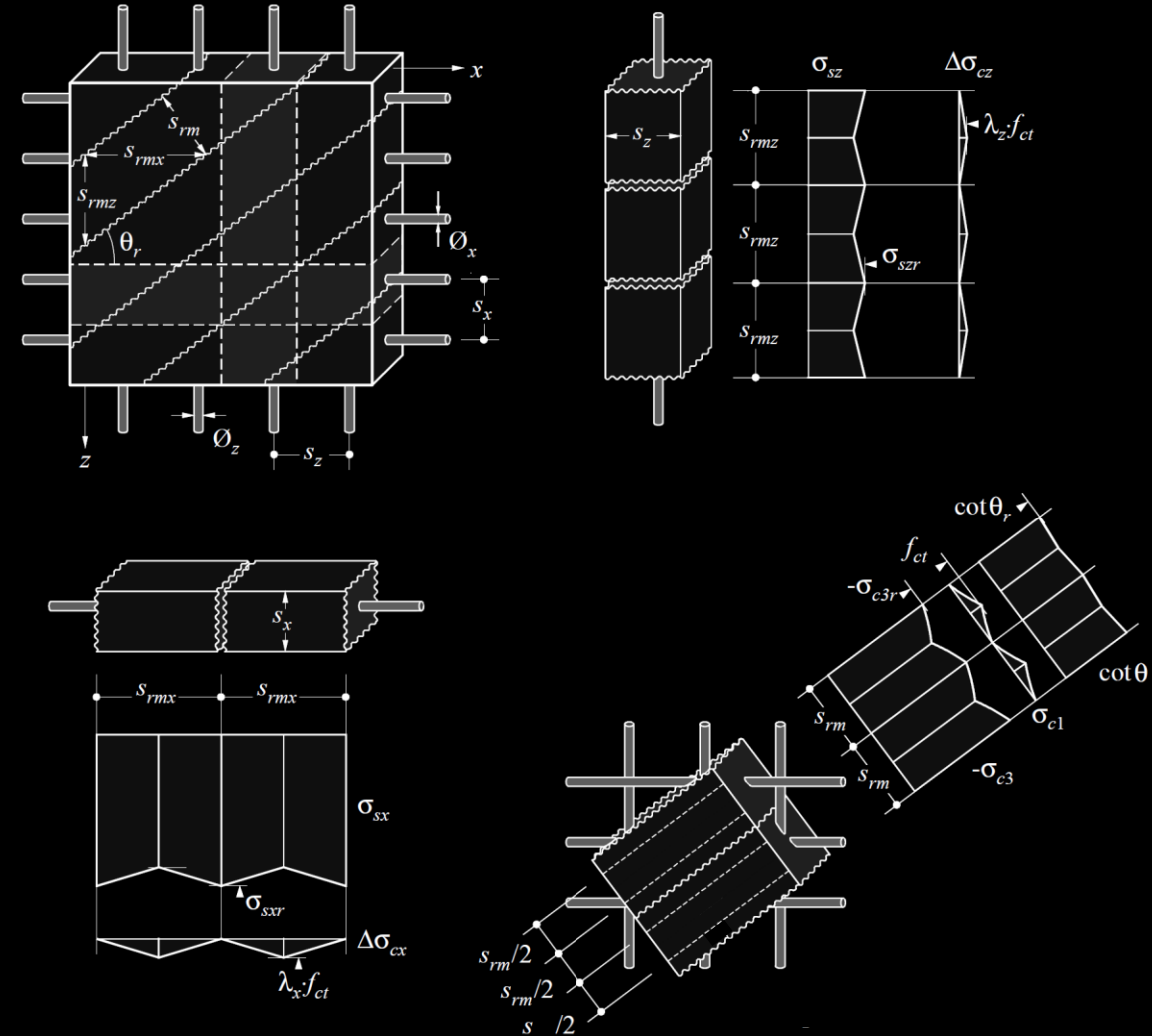
In den meisten Fällen kann das Verhalten jedoch mit **einfachen mechanischen Modellen** zutreffend erfasst werden.

Diese Modelle basieren zumeist auf dem **unteren Grenzwertsatz der Plastizitätstheorie**:

- **Gleichgewicht** + stat. Randbedingungen erfüllt und
 - **Fließbedingungen** nirgends verletzt
- unterer Grenzwert der Traglast
→ sichere Bemessung

Diese Modelle bilden den **Kern der Vorlesungen** Stahlbeton an der ETH Zürich.

(Abbildung: Gerissenes Scheibenmodell CMM = Überlagerung des Zuggurtmodells TCM in den Bewehrungsrichtungen mit diagonalem Betondruckfeld, für ebenen Spannungszustand)



1 Einführung

1.3 Bedeutung und Vorzüge von Stahlbeton

Bedeutung und Vorzüge von Stahlbeton

Beton ist (nach Wasser) das weltweit **meistverwendete Material**:

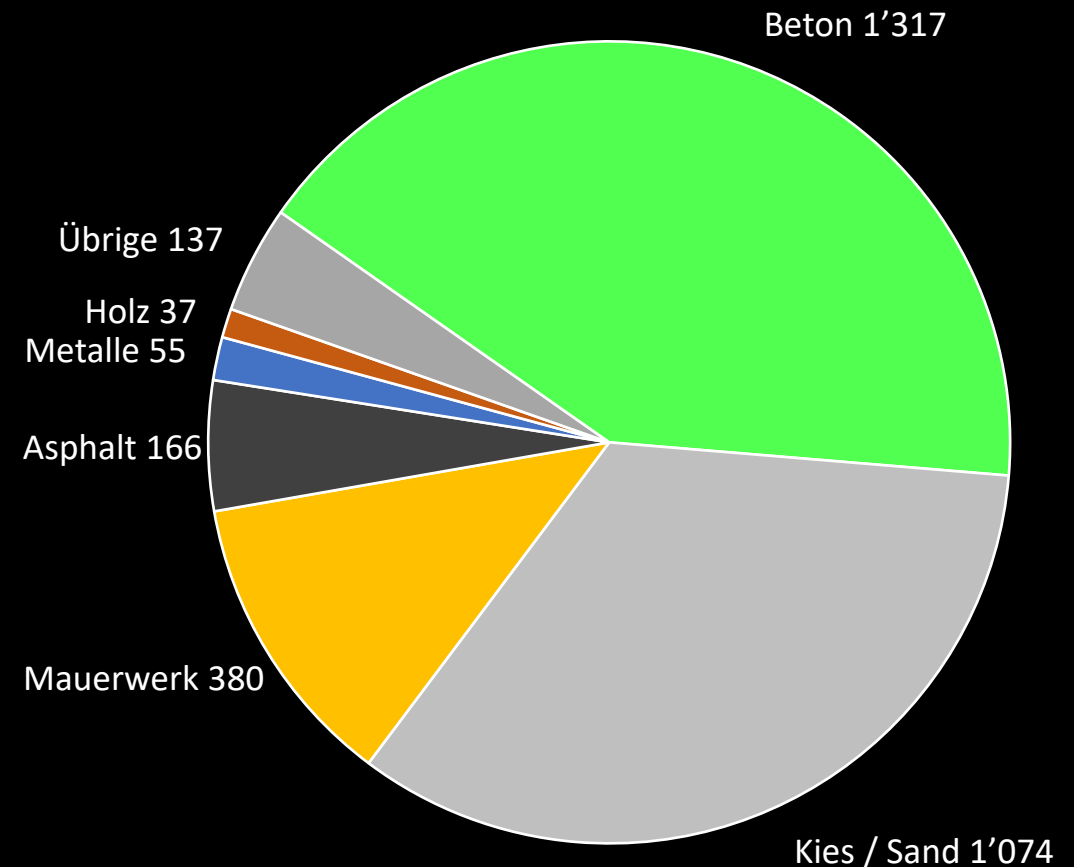
- Weltweiter Betonverbrauch 2009 ca. $15 \cdot 10^9 \text{ m}^3$
- CH Betonverbrauch 2018 ca. $20 \cdot 10^6 \text{ m}^3$
 - pro Kopf Betonverbrauch ca. $2 \dots 3 \text{ m}^3/\text{a}$
($7.7 \cdot 10^9$ resp. $8.6 \cdot 10^6$ Bewohner)

Pro m^3 Beton werden ca. 100 kg **Betonstahl** verwendet:

- CH Bewehrungsverbrauch 2018 ca. $1.6 \cdot 10^6 \text{ t/a}$
 - pro Kopf Betonstahlverbrauch ca. 200 kg/a

Stahlbeton ist die mit Abstand am meisten verbreitete Bauweise für tragende Bauteile.

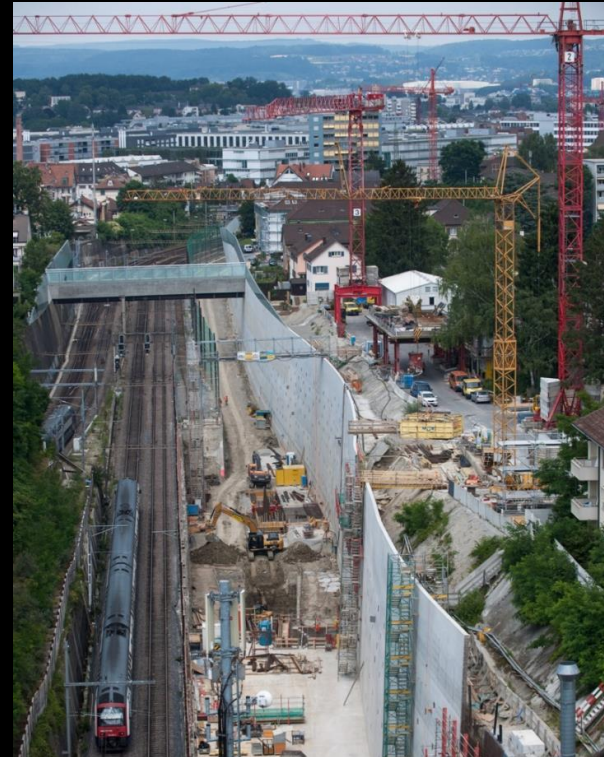
Bauwerksbestand Schweiz in Mio t
(Stand 2015)



Bedeutung und Vorzüge von Stahlbeton

Gründe für die grosse Verbreitung von Stahlbeton:

→ Für viele Anwendungen gibt es kaum taugliche (wirtschaftliche, dauerhafte, verfügbare, ...) Alternativen









THE TROLL PLATFORM TALLEST BY FAR

The Troll platform, which will be the tallest concrete gravity base installation offshore, will measure 430 metres from the top of the flare stack to the bottom of the base. The skirts around the base will be driven 36 metres into the floor of the sea in order to provide a solid foundation for a long life under rough weather conditions. The platform will be located at a depth of 303 metres and will be designed to withstand tremendous stress throughout the long life of the field. The height of the waves can reach 30 metres and there are very strong ocean currents in the area.

- The concrete structure will weigh 650,000 tonnes.
- The total height of the concrete structure will be 3619 metres.
- The volume of concrete is estimated at 240,000 cubic metres, including almost 100,000 tonnes of reinforcement steel equal to the weight of 15 Eiffel Towers.
- 400,000 tonnes of gravel and 90,000 tonnes of sand will be used.
- Approx. 2,000 people have been engaged in building the concrete structure at the height of activity.
- The deck, which will be made of steel, will be 170 metres long and 36 metres at its widest point, and it will weigh 22,500 tonnes.



Statfjord C Platform
in the North Sea - 290 metres



Eiffel Tower
in Paris - 300 metres



Troll Platform
in the North Sea - 430 metres



Kheops Pyramid
in Egypt - 139 metres



Town Hall
in Oslo - 65 metres









Bedeutung und Vorzüge von Stahlbeton

Gründe für die grosse Verbreitung von Stahlbeton:

- Für viele Anwendungen gibt es kaum taugliche (wirtschaftliche, dauerhafte, verfügbare, ...) Alternativen
- Beton bietet auch in anderen Fällen viele Vorteile
 - ... regionale Verfügbarkeit
 - ... Wirtschaftlichkeit
 - ... Effizienz (tragendes Bauteil = Raumabschluss)
 - ... freie Formgebung
 - ... ästhetische Qualität (Sichtbeton)
 - ... Dauerhaftigkeit (siehe separates Kapitel)
 - ... Brandwiderstand (siehe Advanced Structural Concrete)
 - ... Schalldämmung
 - ... etc.

















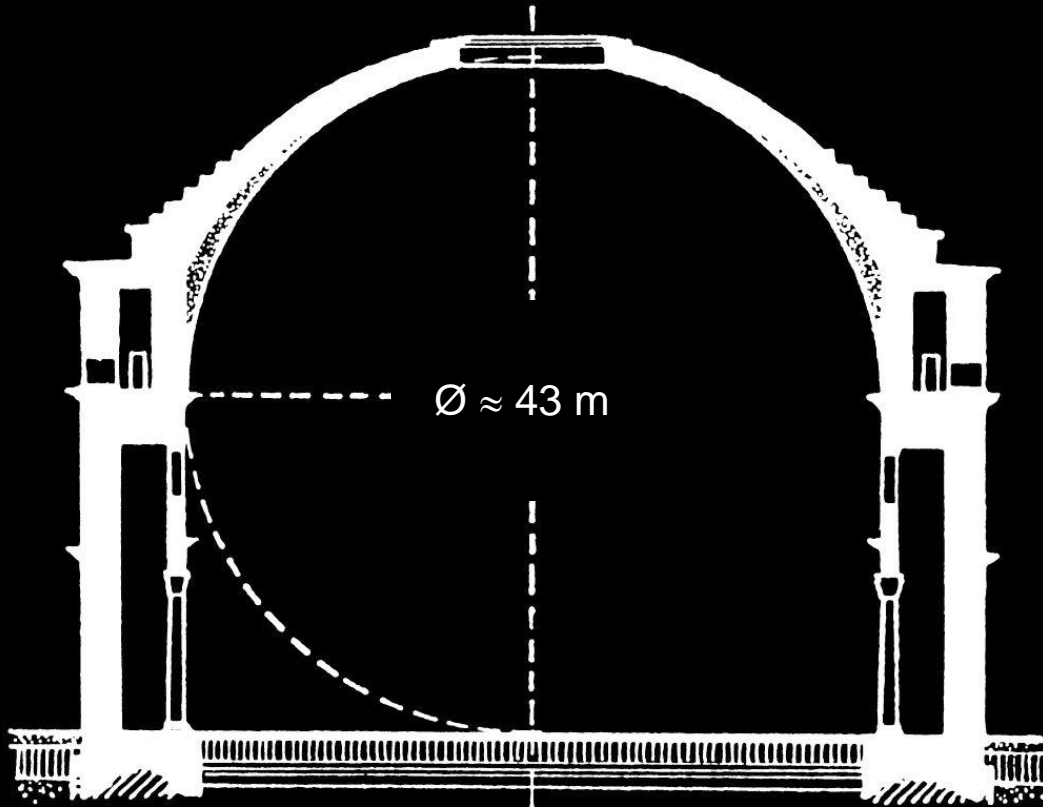


1 Einführung

1.4 Dauerhaftigkeit

Dauerhaftigkeit

Unbewehrter Beton ist sehr dauerhaft, wie beispielsweise das Pantheon in Rom zeigt – seit bald 2000 Jahren.



Dauerhaftigkeit

Auch **Stahlbeton** ist grundsätzlich **sehr dauerhaft**, insbesondere im Vergleich mit alternativen Bauweisen (Holz, Stahl, ...) und bei starker Exposition (Wasser, Erdreich, ...).

Viele Brücken aus der **Anfangszeit des Stahlbetonbaus** sind **noch heute in Betrieb** (während der Lebensdauer nur wenige Male instandgesetzt).

Wird der **Unterhalt vernachlässigt**, können die Folgen jedoch dramatisch sein (Schäden sind nicht immer visuell erkennbar).



Dauerhaftigkeit

Dauerhaftigkeitsprobleme treten bei Stahlbetonbauten primär infolge **Korrosion der Bewehrung** auf.

Die **Alkalität des Betons** ($\text{pH} \approx 12.5$) **schützt die Bewehrung** vor Korrosion. Durch diffundierendes CO_2 aus der Luft wird die Alkalität im Laufe der Zeit abgebaut („**Karbonatisierung**“), wodurch die Schutzwirkung reduziert wird und schliesslich entfällt („**Depassivierung**“). Ab dem Zeitpunkt korrodiert die Bewehrung, ausser in sehr trockener Umgebung.

Wenn **Chloride (Tausalze)** in hoher Konzentration zur Bewehrung vordringen, korrodiert Bewehrung auch in nicht karbonisiertem Beton. Diese Korrosion ist lokal (**Lochfrass**).

Entscheidend für den Schutz der Bewehrung sind somit:

- **Betonüberdeckung** (Dicke, Dichtigkeit, Rissbreiten)
- **Alkalität des Betons**
(primär durch **Klinker** bewirkt, Vorsicht bei Verwendung klinkerarmer Zementen in exponierten Bauteilen)

NB. Betonstahl mit erhöhtem Korrosionswiderstand wird aus Preisgründen nur selten eingesetzt.



Dauerhaftigkeit

Auch bei **unbewehrtem Beton** können Dauerhaftigkeitsprobleme auftreten.

Diese Gefahr besteht, wenn **reaktive Gesteinskörnung** verwendet wird, die durch die Alkalität des Porenwassers aktiviert wird («**Alkali-Aggregat-Reaktion**» **AAR** resp. ASR).

In **feuchten resp. durchnässten Verhältnissen** (Staumauern, bewitterte Bauteile) traten deshalb in der Vergangenheit Schäden auf.

Durch die **Verwendung geeigneter Gesteinskörnungen** kann dieses Problem vermieden werden. Entsprechende Prüfungen sind in der Schweiz heute Standard.

(Abbildungen: tfb AG, Wildegg)



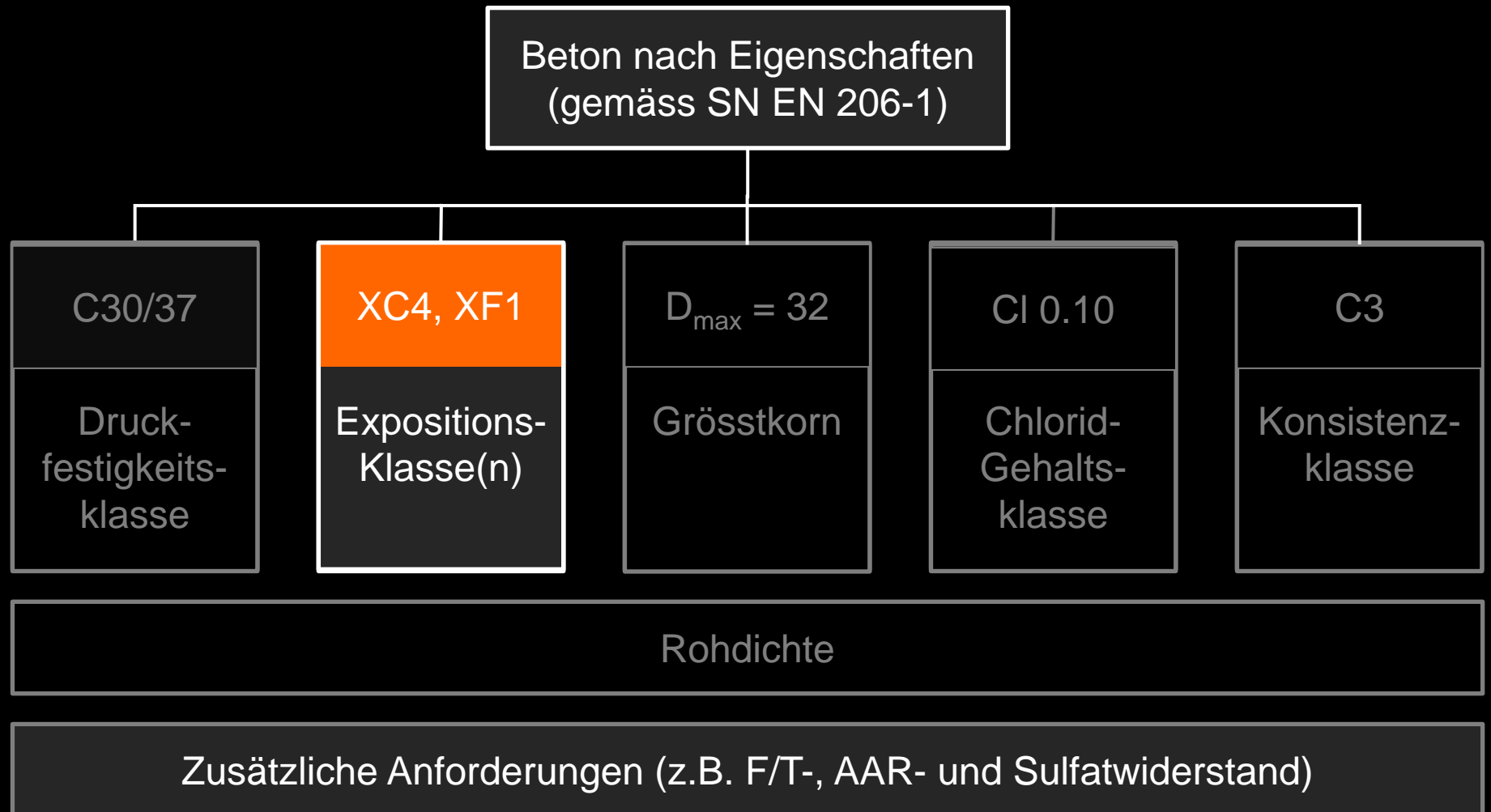
Dauerhaftigkeit

Um die Dauerhaftigkeit zu garantieren, werden heute bei der Festlegung von Beton **Expositionsklassen** und **zusätzliche Anforderungen** spezifiziert.

Die **Expositionsklassen** bestimmen die Grösse der **Bewehrungsüberdeckung** und die zu bestehenden **Prüfungen**:

- Frostwiderstand
- Frost-Tausalzwiderstand
- AAR-Beständigkeit
- ...

Meist werden **standardisierte «NPK Betone»** versendet.





Dauerhaftigkeit

X0 keine Schädigung / kein Angriff (unbewehrter Beton)

XC Bewehrungskorrosion in karbonatisiertem Beton

XC1 trocken / ständig nass (in Gebäuden mit geringer Luftfeuchtigkeit)

XC2 nass, selten trocken (langzeitig wasserbenetzte Oberflächen)

XC3 mässig feucht (vor Regen geschützte Oberflächen im Freien)

XC4 wechselnd nass und trocken (wasserbenetzte Oberflächen \neq XC2)

XD Bewehrungskorrosion induziert durch Chloride (z.B. Taumittel)

XD1 mässig feucht (Sprühnebelbereich von Strassen)

XD2 nass, selten trocken (a/b: Süsswasser-/Soleschwimmbecken, SABA)

XD3 wechselnd nass und trocken (Spritzwasserbereich von Strassen)

XS Bewehrungskorrosion bei Kontakt mit Meerwasser (XS1...XS3)

XF Gefügeschädigung des Betons bei Frosteinwirkung mit/ohne Taumittel

XF1 mässige Wassersättig. ohne Taumittel (vert. Oberfl., Regen + Frost)

XF2 mässige Wassersättig. mit Taumittel (vert. Oberfl., Sprühnebel)

XF3 hohe Wassersättig. ohne Taumittel (horiz. Oberfl., Regen + Frost)

XF4 hohe Wassersättig. mit Taumittel (Sprühnebel/Spritzwasser + Frost)

XA Chemischer Angriff durch natürl. Böden und Grundwasser (XA1...XA3)

Beton nach SN EN 206-1

Übliche Anwendungen: NPK-Betonsorten (Pfähle und Schlitzwände: Sorten H-L)

Bezeichnung	Sorte 0 (Null)	Sorte A ¹⁾	Sorte B	Sorte C	Sorte D (T1) ^{2,3)}	Sorte E (T2) ³⁾	Sorte F (T3) ⁴⁾	Sorte G (T4) ⁴⁾
Grundlegende Anforderungen								
Übereinstimmung mit dieser Norm	Beton nach SN EN 206-1	Beton nach SN EN 206-1	Beton nach SN EN 206-1	Beton nach SN EN 206-1	Beton nach SN EN 206-1	Beton nach SN EN 206-1	Beton nach SN EN 206-1	Beton nach SN EN 206-1
Druckfestigkeitsklasse	C12/15	C20/25	C25/30	C30/37	C25/30	C25/30	C30/37	C30/37
Expositionsklasse (Kombination der aufgeführten Klassen)	X0(CH)	XC2(CH)	XC3(CH)	XC4(CH), XF1(CH)	XC4(CH), XD1(CH), XF2(CH)	XC4(CH), XD1(CH), XF4(CH)	XC4(CH), XD3(CH), XF2(CH)	XC4(CH), XD3(CH), XF4(CH)
Nennwert des Grösstkorns	D _{max} 32	D _{max} 32	D _{max} 32	D _{max} 32	D _{max} 32	D _{max} 32	D _{max} 32	D _{max} 32
Chloridgehaltsklasse ⁵⁾	CI 0,10	CI 0,10	CI 0,10	CI 0,10	CI 0,10	CI 0,10	CI 0,10	CI 0,10
Konsistenzklasse	C3	C3	C3	C3	C3	C3	C3	C3
Zusätzliche Anforderung für die Expositionsklassen XF2 bis XF4								
Frost-Tausalz-widerstand	nein	nein	nein	nein	mittel	hoch	mittel	hoch

Beton nach SN EN 206-1

Übliche Anwendungen: NPK-Betonsorten (Pfähle und Schlitzwände: Sorten H-L)

Bezeichnung	Sorte 0 (Null)	Sorte A ¹⁾	Sorte B	Sorte C	Sorte D (T1) ^{2,3)}	Sorte E (T2) ³⁾	Sorte F (T3) ⁴⁾	Sorte G (T4) ⁴⁾
Grundlegende Anforderungen								
Übereinstimmung mit dieser Norm	Beton nach SN EN 206-1	Beton nach SN EN 206-1	Beton nach SN EN 206-1	Beton nach SN EN 206-1	Beton nach SN EN 206-1	Beton nach SN EN 206-1	Beton nach SN EN 206-1	Beton nach SN EN 206-1
Druckfestigkeitsklasse	C12/15	Druckfestigkeitsklasse C25/30 oder C30/37						
Expositionsklasse (Kombination der aufgeführten Klassen)	Hauptunterschied: Expositionsklassen							
Nennwert des Grösstkorns	Grösstkorn $D_{max} = 32$							
Chloridgehaltsklasse ⁵⁾	Chloridgehaltsklasse Cl 0.10							
Konsistenzklasse	Konsistenzklasse C3							
Zusätzliche Anforderung für die Expositionsklassen XF2 bis XF4								
Frost-Tausalzwiderstand	Weiterer Unterschied: Frost-Tausalz-Beständigkeit							

Beton nach SN EN 206-1

Übliche Anwendungen: NPK-Betonsorten (Pfähle und Schlitzwände: Sorten H-L)

NPK A...C
Hochbaubetone

NPK D...F
Tiefbaubetone

Bezeichnung	Sorte 0 (Null)	Sorte A ₁₎	Sorte B	Sorte C	Sorte D (T1) ^{2,3)}	Sorte E (T2) ³⁾	Sorte F (T3) ⁴⁾	Sorte G (T4) ⁴⁾
Grundlegende Anforderungen								
Übereinstimmung mit dieser Norm	Beton nach SN EN 206-1	Beton nach SN EN 206-1	Beton nach SN EN 206-1	Beton nach SN EN 206-1	Beton nach SN EN 206-1	Beton nach SN EN 206-1	Beton nach SN EN 206-1	Beton nach SN EN 206-1
Druckfestigkeitsklasse	C12/15	C20/25	C25/30	C30/37	C25/30	C25/30	C30/37	C30/37
Expositionsklasse (Kombination der aufgeführten Klassen)	X0(CH)	XC2(CH)	XC2(CH), XF1(CH)	XC4(CH), XF1(CH)	XC4(CH), XD1(CH), XF2(CH)	XC4(CH), XD1(CH), XF4(CH)	XC4(CH), XD3(CH), XF2(CH)	XC4(CH), XD3(CH), XF4(CH)
Nennwert des Grösstkorns	D _{max} 32	D _{max} 32	D _{max} 32	D _{max} 32	D _{max} 32	D _{max} 32	D _{max} 32	D _{max} 32
Chloridgehaltsklasse ⁵⁾	Cl 0,10	Cl 0,10	Cl 0,10	Cl 0,10	Cl 0,10	Cl 0,10	Cl 0,10	Cl 0,10
Konsistenzklasse	C3	C3	C3	C3	C3	C3	C3	C3
Zusätzliche Anforderung für die Expositionsklassen XF2 bis XF4								
Frost-Tausalz-widerstand	nein	nein	nein	nein	mittel	hoch	mittel	hoch

XC2 / XC3

XF1

XC4

XD1 / XD3

XF2 / XF4

Frost-Tausalzwiderstand nicht erforderlich

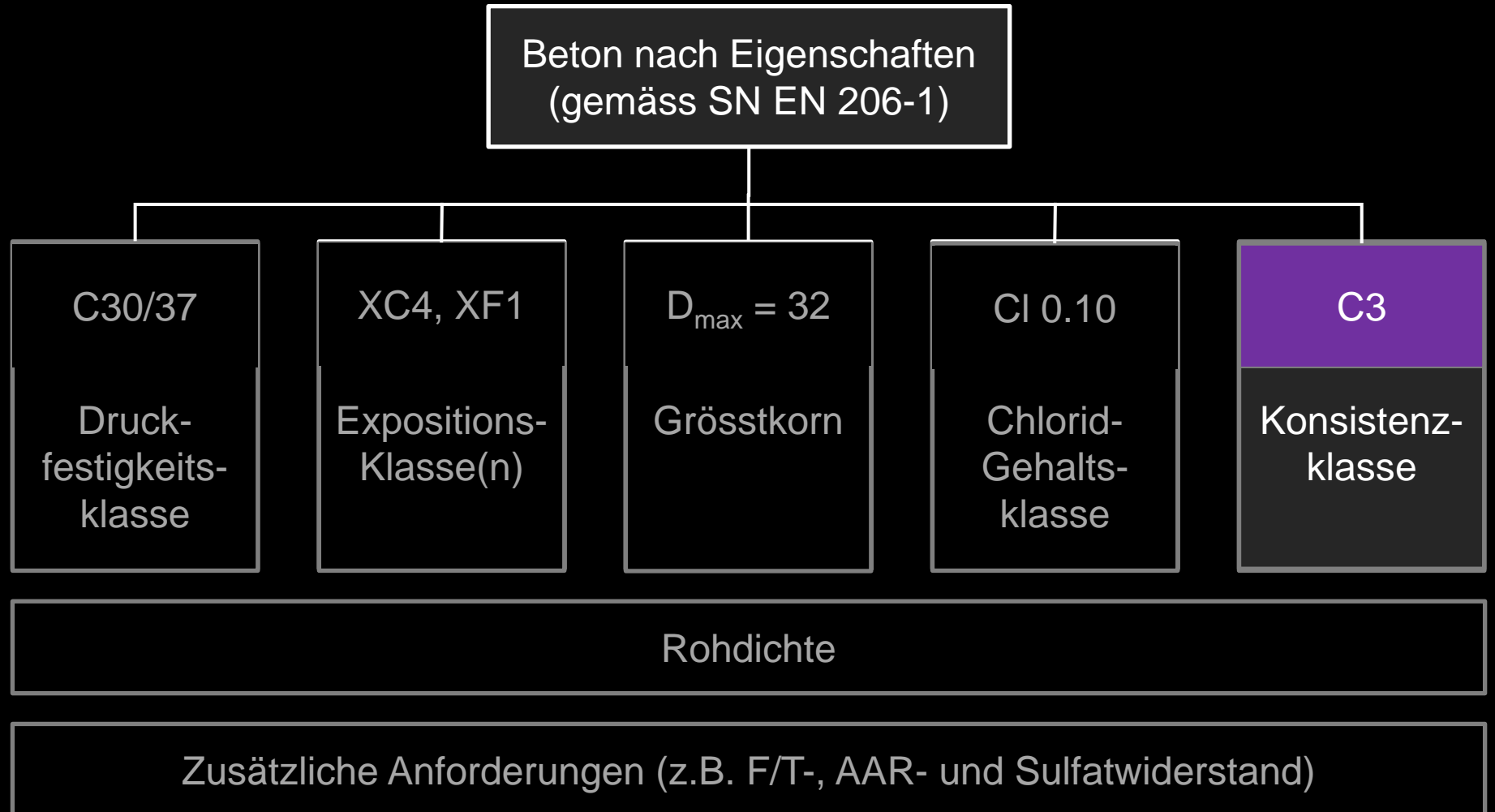
Frost-Tausalz-Widerstand mittel / hoch

Beton

Sehr wichtig für die Dauerhaftigkeit ist auch die Dichtigkeit, für die relevant sind:

- Konsistenz des Frischbetons
- Verdichtung

Absolut entscheidend ist zudem die Nachbehandlung.



Konsistenzklassen

Setzmass

S1 (10...40 mm)
bis
S5 (≥ 220 mm)



Verdichtungsmass nach Walz

C0 (≥ 1.46)
bis
C3 (1.10...1.04)



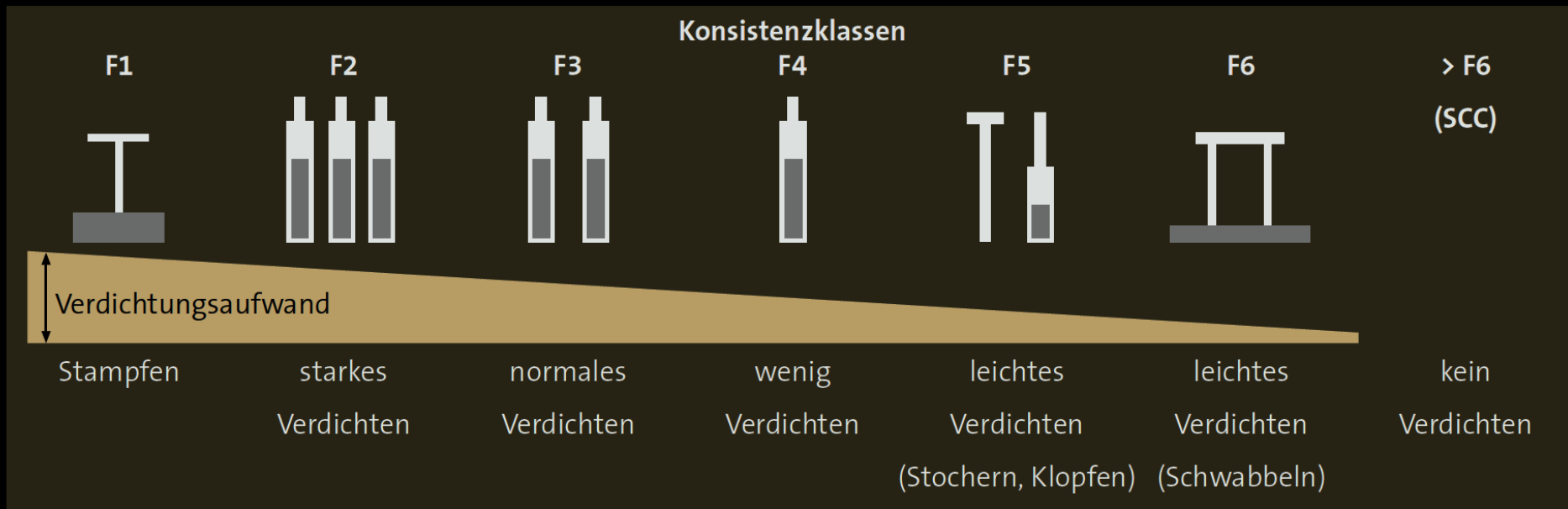
Ausbreitmass

F1 (≤ 340 mm)
bis
F6 (≥ 630 mm)

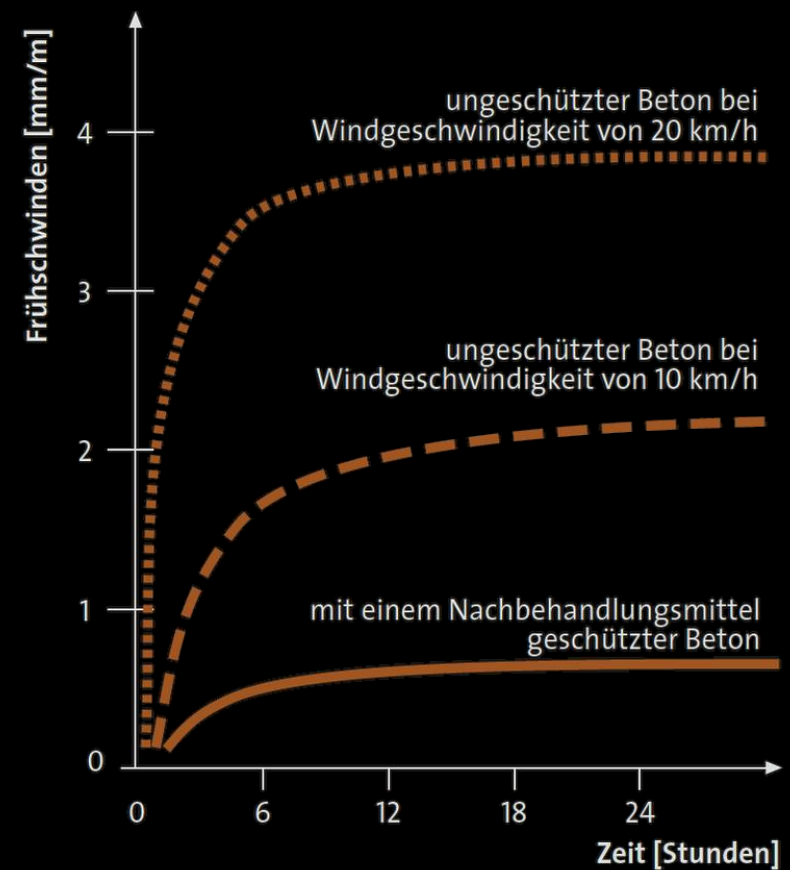
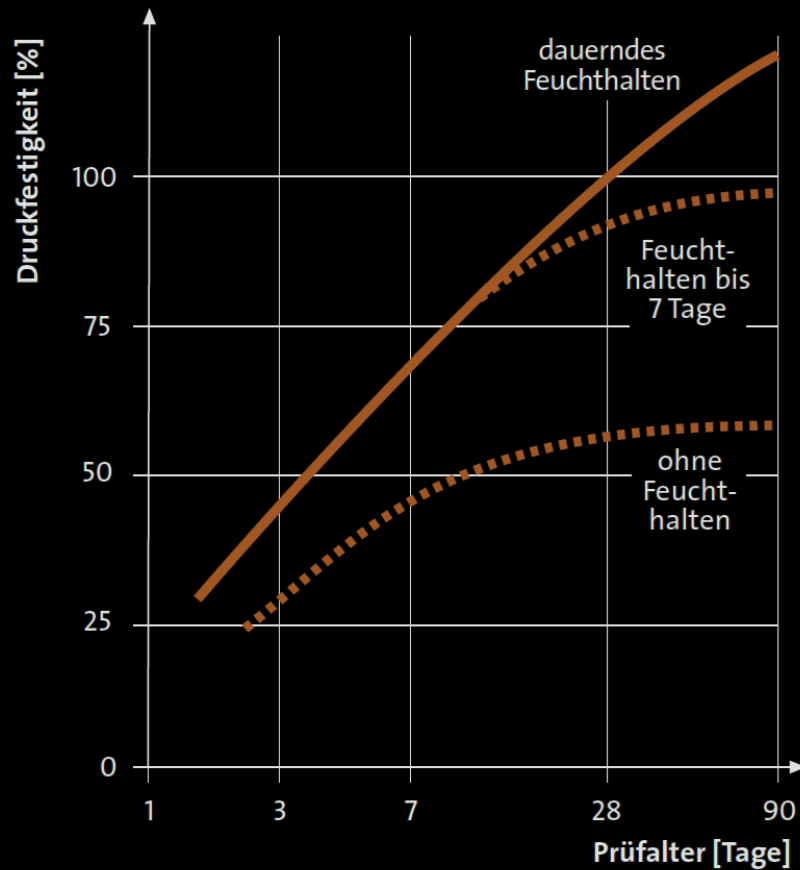


Konsistenzklassen

Fördermittel	Betonkonsistenz			
	C1	C2/F2	C3/F3	F4
Förderband				
Kübel				
Betonpumpe				
Kübel mit Fallrohr				
Rinne oder Rutsche				



Nachbehandlung

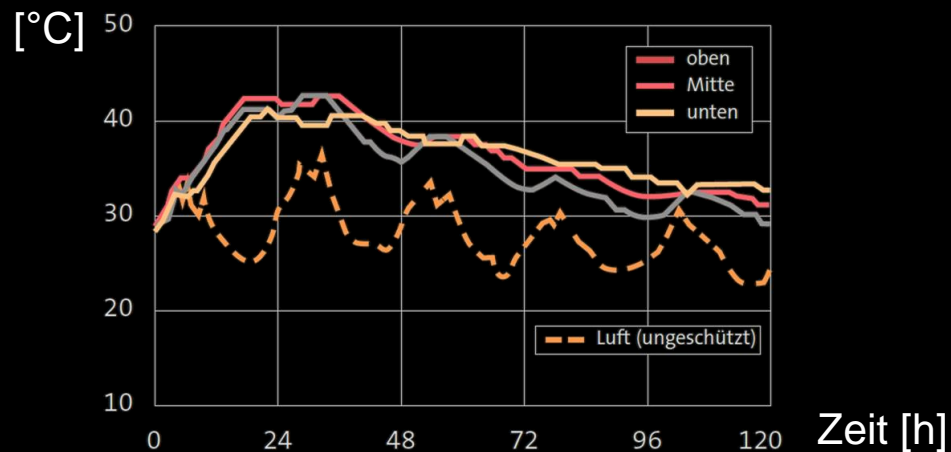


Die Nachbehandlung ist für die Dauerhaftigkeit von zentraler Bedeutung

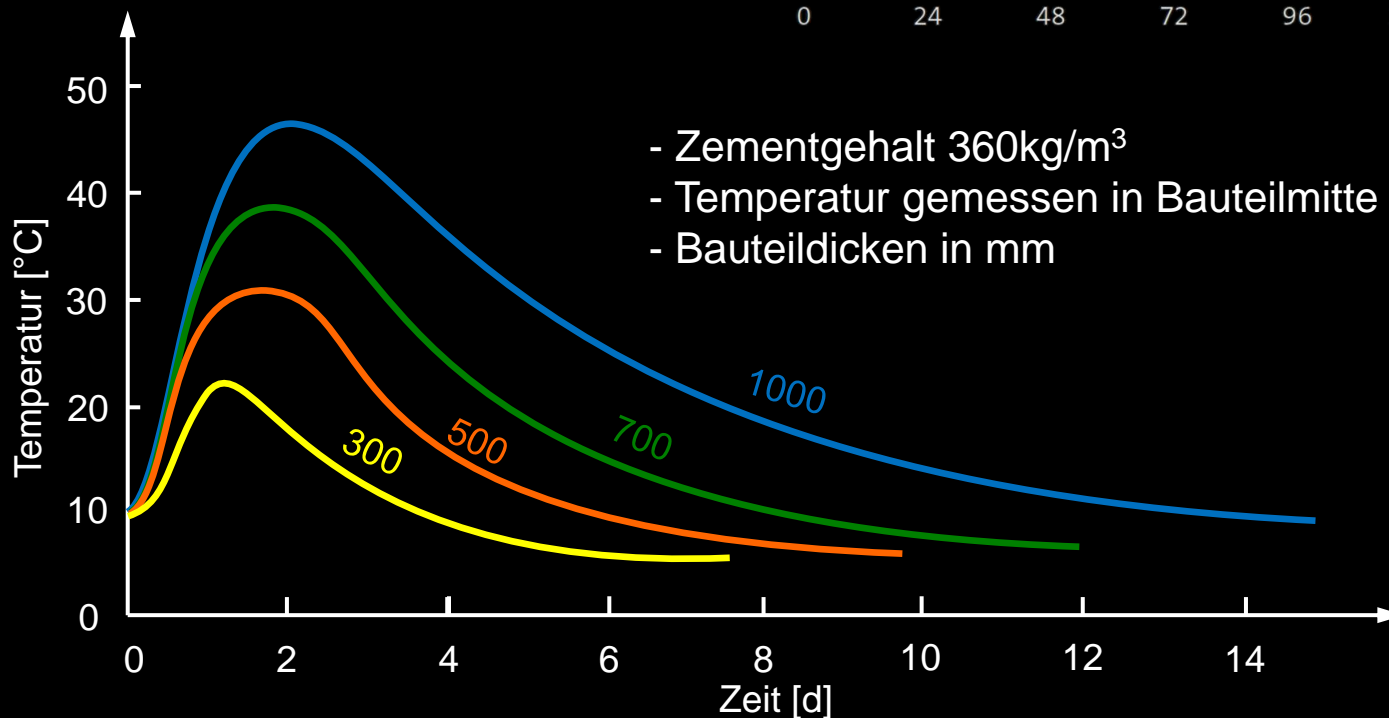
Nachbehandlungsdauer gem. SIA 262 (2013) / Tabelle 23 ist mit Vorsicht anzuwenden
(bei schneller Druckfestigkeitsentwicklung resultiert zu kurze Nachbehandlung)

Betontemperaturentwicklung während der Zementhydratation

Beispiel (kein besonders dickes Bauteil)



Einfluss der Bauteildicke auf die Betontemperatur



1 Einführung

1.5 Ressourcenverbrauch und Treibhausgasemissionen

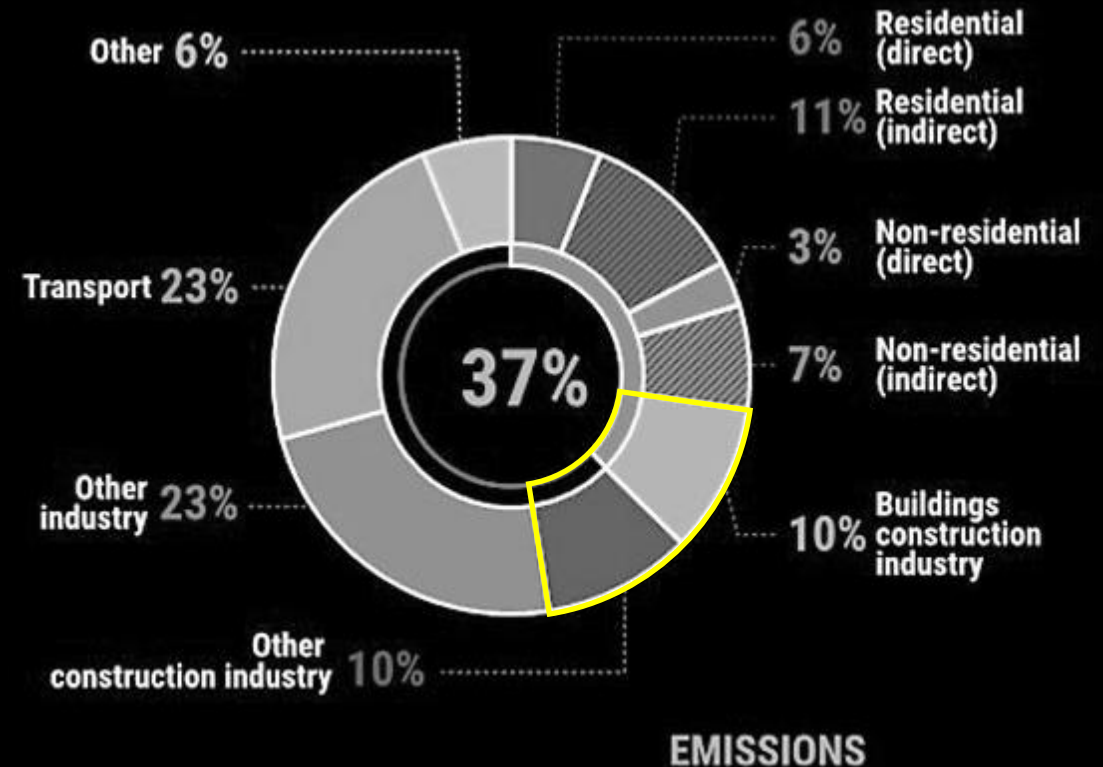
Bedeutung des Bauwesens

Die Bauindustrie ist je nach Quelle für ca. **20 % der globalen Treibhausgasemissionen** direkt verantwortlich. Dies ist mit den durch Mobilität verursachten Treibhausgasemissionen vergleichbar.

Auch bezüglich **Ressourcenverbrauch**, **Energieverbrauch** und **Abfallproduktion** spielt das Bauwesen eine gewichtige Rolle.

Erschwerend kommt hinzu, dass davon ausgegangen wird, dass sich die benötigte Nutzfläche bis 2060 aufgrund des steigenden Lebensstandards (vor allem in Afrika und Asien) verdoppeln wird.

Das Bauwesen muss also bei steigendem Bedarf an Nutzfläche und Infrastruktur Treibhausgasemissionen und Ressourcenverbrauch signifikant reduzieren.



Bedeutung des Bauwesens

Die immense Bedeutung des Bauwesens (und damit einhergehend die Verantwortung, die man als Tragwerksplanende:r trägt), kann mit folgender Statistik verdeutlicht werden, welche den möglichen Einfluss von Tragwerksplanenden zeigt:



Ressourcenverbrauch

Der **Ressourcenverbrauch** der Stahlbetonbauweise ist entsprechend der grossen Verbreitung hoch.

Er kann reduziert werden durch

- **effiziente Tragwerke** und Bemessung
- Reduktion von **Mindestbauteilstärken** (aber: Dauerhaftigkeit muss gewährleistet bleiben)
- **Rezyklierung der Gesteinskörnung** beim Abbruch (SIA Merkblatt 2030 Recyclingbeton)
- **Rezyklierung von Betonstahl** resp. Verwendung von Schrott bei dessen Produktion (in Schweiz bereits umgesetzt, > 98% des Betonstahls wird aus Schrott hergestellt)

Die Verwendung **alternativer Bauweisen** ist dagegen hinsichtlich Ressourcenverbrauch **selten zielführend**: Kaum ein anderer Baustoff ist so effizient wie Stahlbeton (gleichzeitig Tragwerk, flächiger Raumabschluss und definitive Oberfläche).

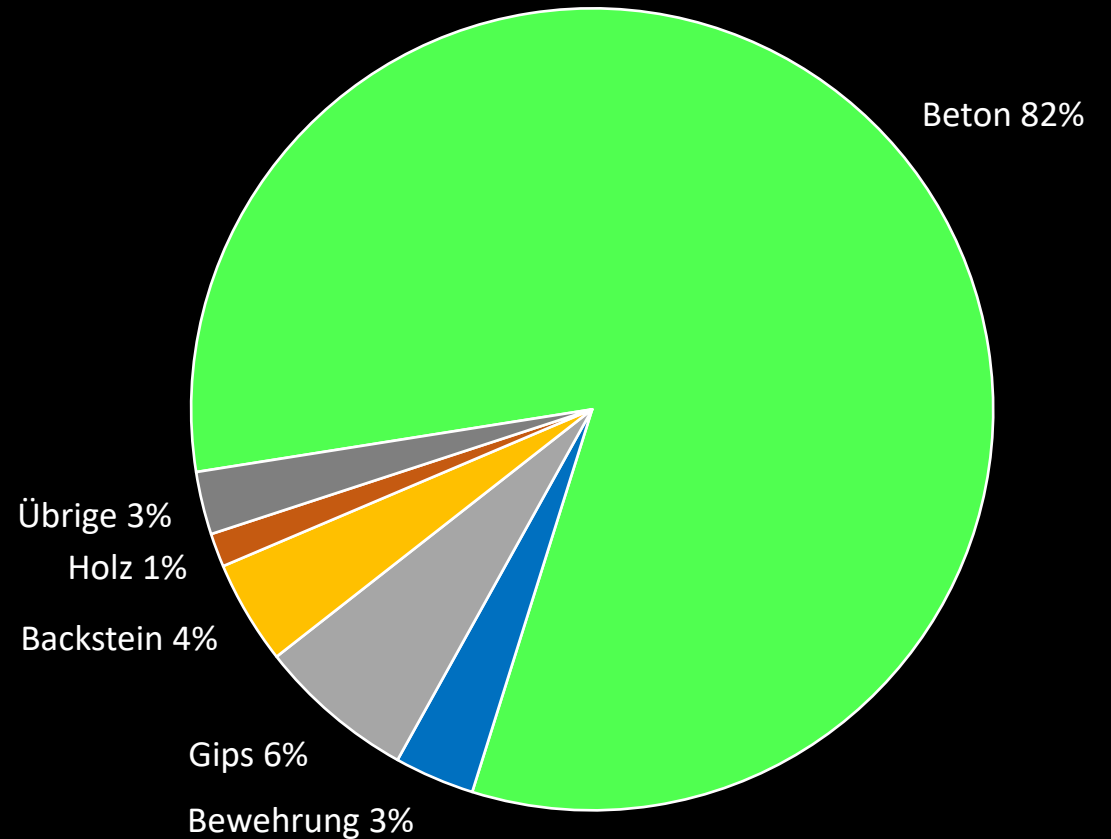


Treibhausgasemissionen

Für die hohen Treibhausgasemissionen der Betonbauweise ist primär ihre **grosse Verbreitung** verantwortlich.

Der Vergleich von Massen- und CO₂-Bilanz (Abbildungen auf dieser und nächster Folie) zeigt, dass die Emissionen von Stahlbeton **pro Massen- oder Volumeneinheit effektiv kleiner** sind als bei den meisten anderen Baustoffen.

**Massenbilanz Typisches Gebäude
(Zürich, 2018)**



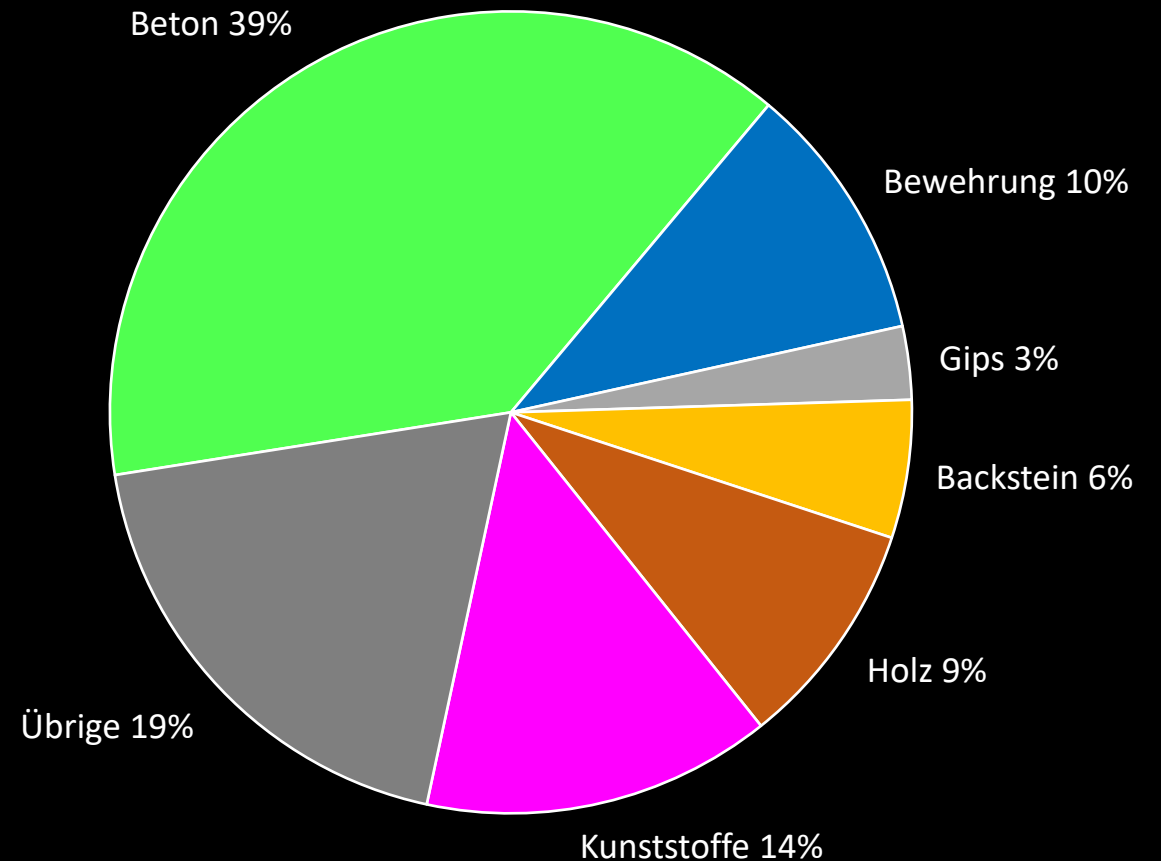
Treibhausgasemissionen

Für die hohen Treibhausgasemissionen der Betonbauweise ist primär ihre **grosse Verbreitung** verantwortlich.

Der Vergleich von Massen- und CO₂-Bilanz (Abbildungen auf dieser und letzter Folie) zeigt, dass die Emissionen von Stahlbeton **pro Massen- oder Volumeneinheit effektiv kleiner** sind als bei den meisten anderen Baustoffen.

Erfolgversprechender als alternative Bauweisen sind daher **Lösungsansätze zur Reduktion der Emissionen der Stahlbetonbauweise** (siehe «5C-Approach»).

**CO₂-Bilanz Typisches Gebäude
(Zürich, 2018)**



Zementverbrauch

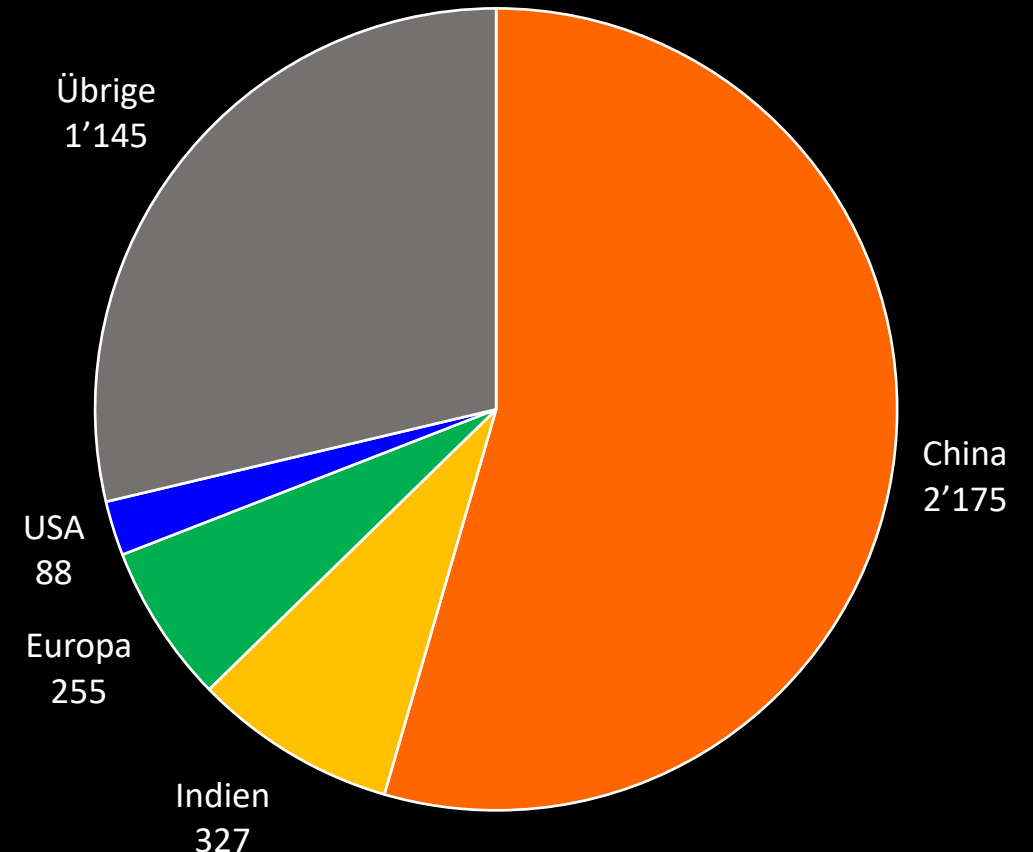
Entsprechend der grossen Verbreitung von Beton ist auch der **Zementverbrauch** sehr gross:

- Weltweite Zementproduktion 2018: $3.99 \cdot 10^9$ t/a
- CH Zementproduktion 2018 ca. $4.21 \cdot 10^6$ t/a
- pro Kopf Zementverbrauch ca. 500 kg/a
($7.7 \cdot 10^9$ resp. $8.6 \cdot 10^6$ Bewohner)

Bei der Zementproduktion wird viel **CO₂ freigesetzt**. Einerseits werden **Brennstoffe** benötigt (Energieverbrauch ca. 3.5 GJ pro Tonne Klinker), andererseits wird bei der **Kalzinierung** «geogenes» CO₂ freigesetzt:

- **Kalzinierung:** ca. 470 kg CO₂/t
- **Brennstoffe:** ca. 100...400 kg CO₂/t
(je nach Brennstoffmix)

Zementproduktion weltweit in Mio t
(Stand 2018)



Ersatz durch alternative Baustoffe?

Beton ist (nach Wasser) das weltweit **meistverwendete Material**:

- Weltweiter Betonverbrauch 2009 ca. $15 \cdot 10^9 \text{ m}^3$
- CH Betonverbrauch 2018 ca. $20 \cdot 10^6 \text{ m}^3$
 - pro Kopf Betonverbrauch ca. $2 \dots 3 \text{ m}^3/\text{a}$
($7.7 \cdot 10^9$ resp. $8.6 \cdot 10^6$ Bewohner)

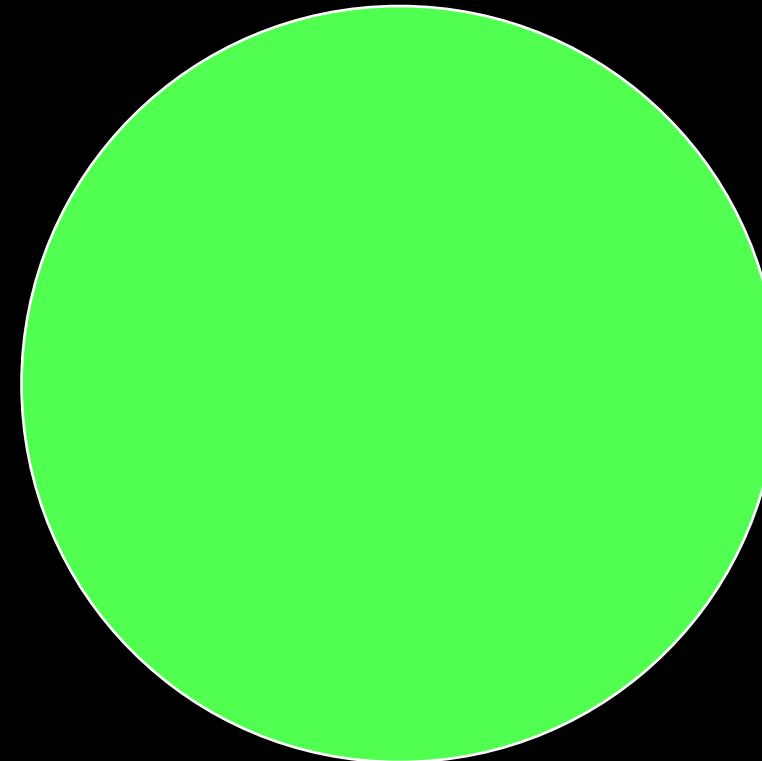
Zum Vergleich

- Weltweite Bauholzproduktion 2020 ca. $2 \cdot 10^9 \text{ m}^3/\text{a}$ /a

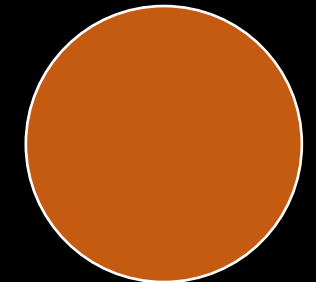
Durch die grosse Verbreitung von Beton ist es schlicht nicht möglich (und auch nicht sinnvoll), Beton komplett durch alternative Baustoffe zu ersetzen.

Erfolgversprechender als alternative Bauweisen sind Lösungen zur **Reduktion der Emissionen der Betonbauweise**.

Weltweiter
Betonverbrauch 2009

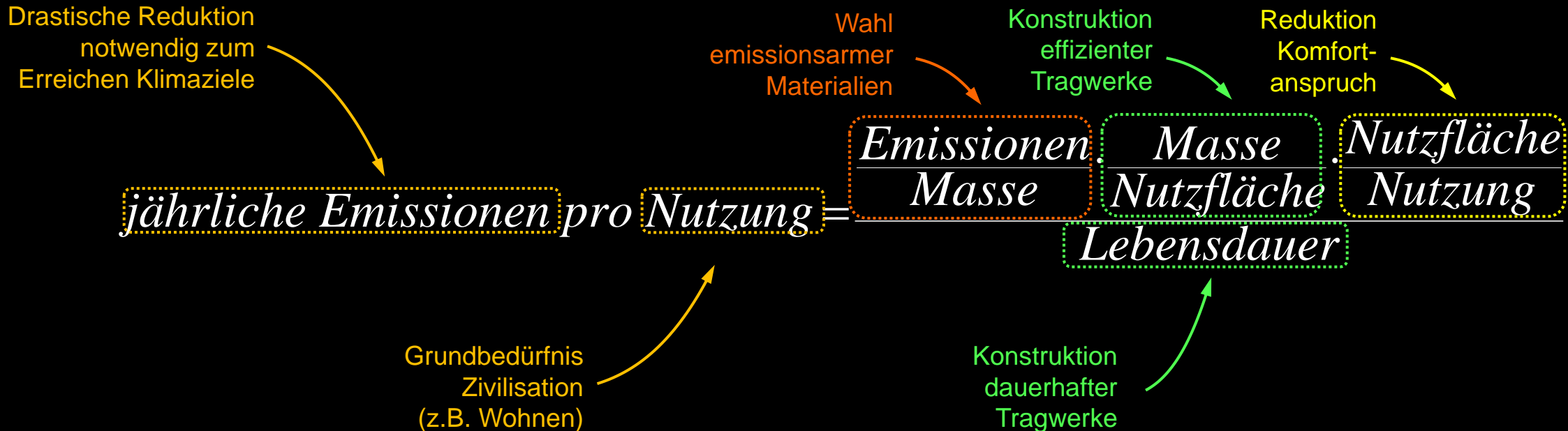


Weltweite
Bauholzproduktion 2020



Einflussmöglichkeiten für nachhaltigere (Beton-)bauten

Die jährlichen Emissionen pro Nutzung lassen sich mit folgendem Zusammenhang ausdrücken:

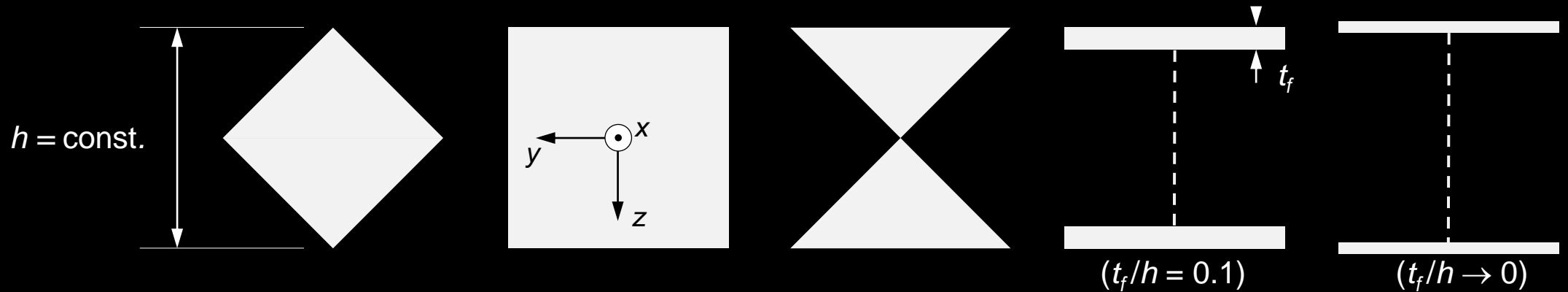


Effiziente, dauerhafte Bauwerke sind Thema der Vorlesung Stahlbeton → Kapitel **Nachhaltige Betonbauten (Stahlbeton II)**.

Materialeffizienz

Materialeffizienz – eine Kernkompetenz von BauingenieurInnen – ist leider in den letzten Jahrzehnten vernachlässigt worden.

Das Einsparpotential ist jedoch immens.



$\frac{\text{Steifigkeit}}{\text{Masse}} \quad (*)$	0.5	1	1.5	2.71	3
$\frac{\text{Biegewiderstand}}{\text{Masse}} \quad (**)$	0.67	1	1.33	1.90	2

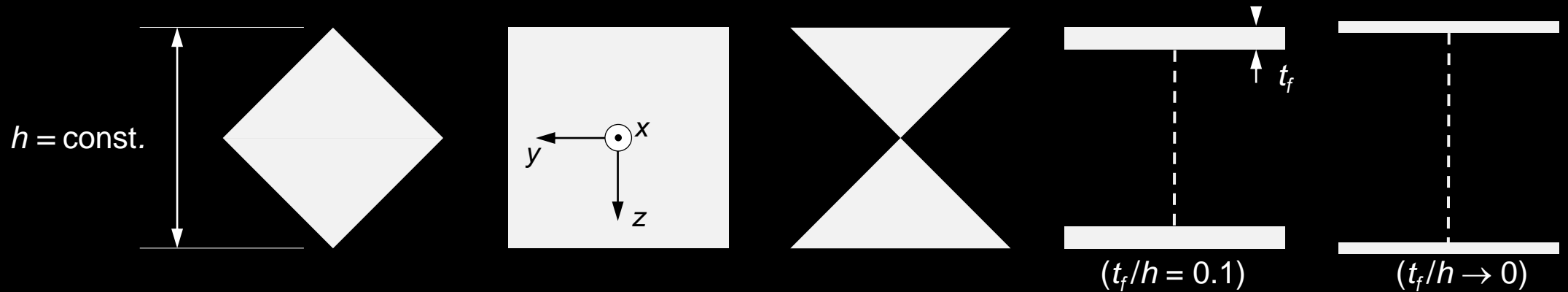
(*) I_y/A , normalisiert mit \blacksquare ; (**) M_u/A , normalisiert mit \blacksquare

Materialeffizienz

Materialeffizienz – eine Kernkompetenz von BauingenieurInnen – ist leider in den letzten Jahrzehnten vernachlässigt worden.

Statisch effiziente Querschnitte → gleiche Steifigkeit resp. Widerstand mit viel weniger Material (bei gleicher Höhe).

Grössere Höhe → bei profilierten Querschnitten (dünne Stege) weitere grosse Materialeinsparungen möglich.



$\frac{\text{Masse}}{\text{Steifigkeit}} \quad (*)$	2	1	0.67	0.37	0.33
$\frac{\text{Masse}}{\text{Biegewiderstand}} \quad (**)$	1.5	1	0.75	0.53	0.5

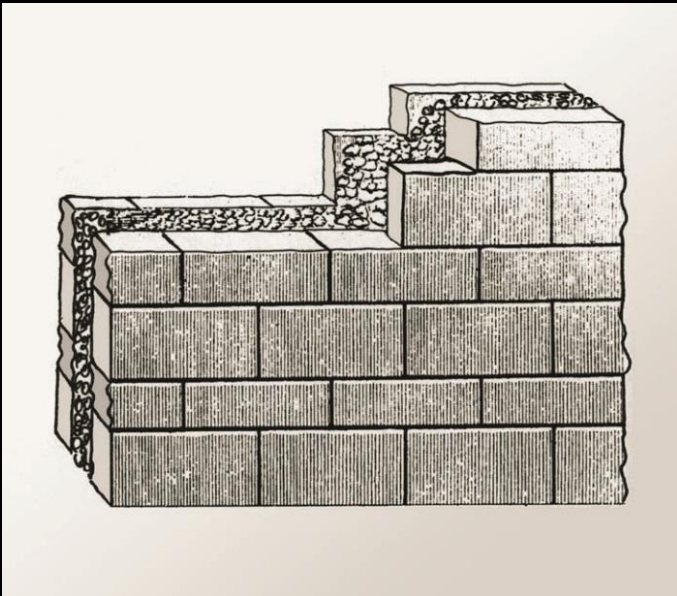
(*) A/I_y , normalisiert mit ■ ; (**) A/M_{Uy} , normalisiert mit ■

1 Einführung

1.6 Entwicklung des Betonbaus

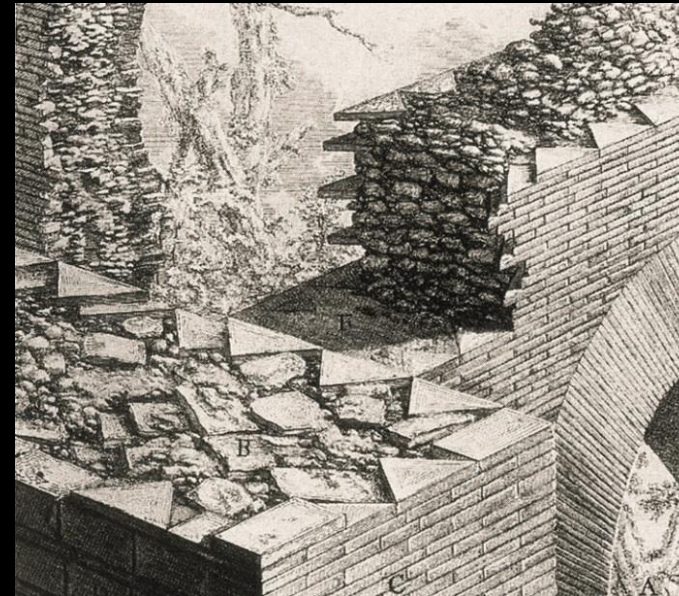
Vorläufer der Betonbauweise

Emplekton (Süditalien ca. 200 v. Chr.)

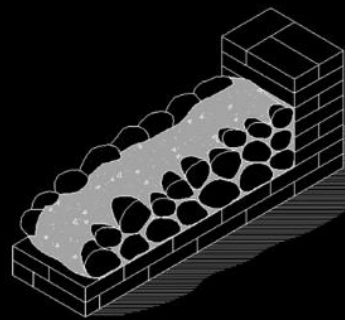


Massive
Verkleidungsmauern, gefüllt
mit Schutt, Steinen und
«Mörtel»

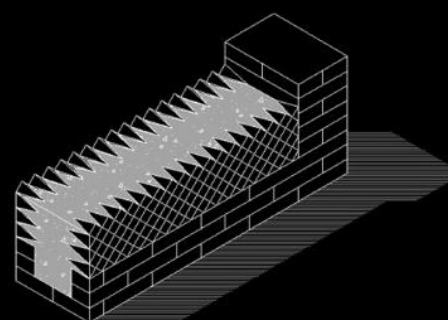
Opus Caementitium (als Füllung)



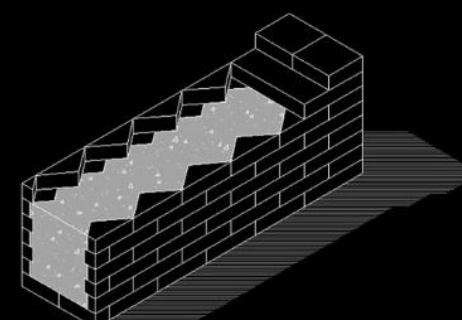
Steine, Sand und
gebrannter Kalk mit
Zugabe von gemahlene
Ziegeln und Puzzolanen
(Vulkanasche aus
Puozzoli bei Neapel),
reagieren mit Kalkhydrat
hydraulisch



OPUS INCERTUM



OPUS RETICULATUM

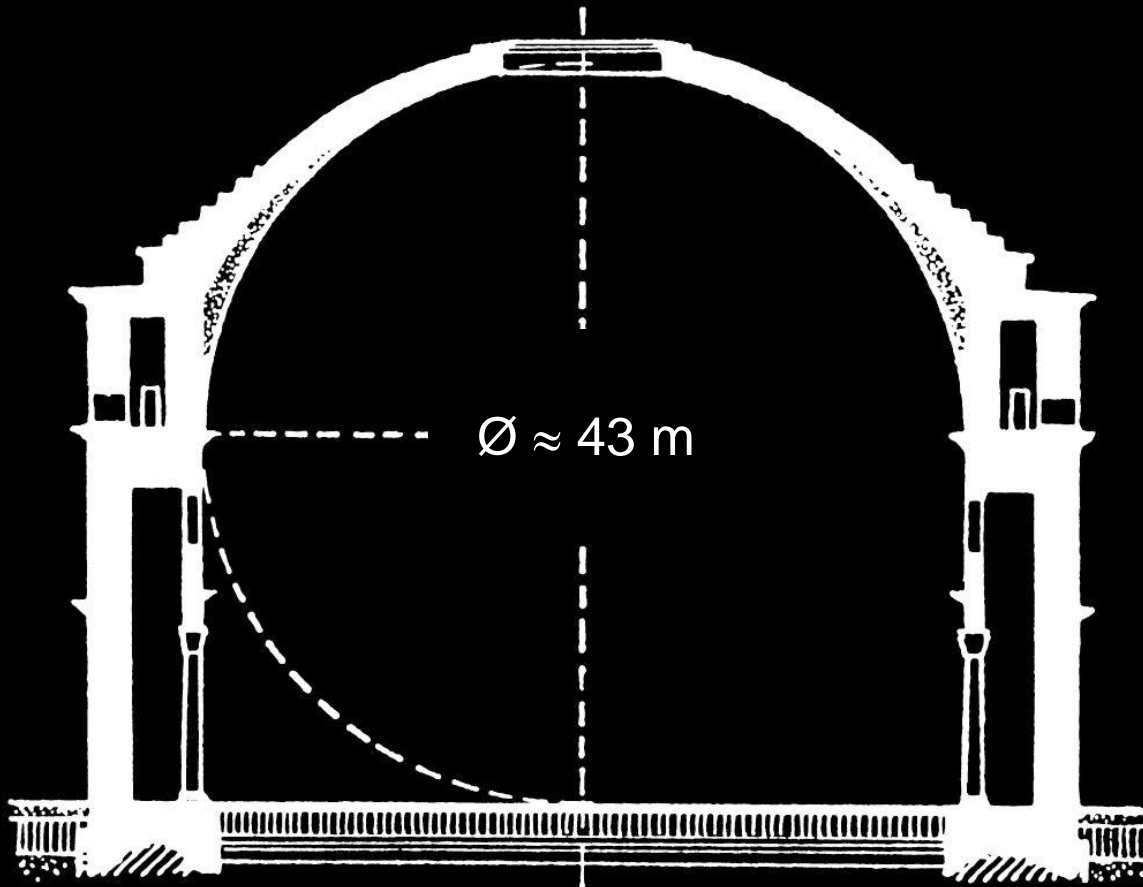


OPUS LATERICIUM

Vorläufer der Betonbauweise

Opus caementitium

NB: Unbewehrte Konstruktionen: nur für Druckbeanspruchung geeignet, dafür sehr dauerhaft (keine Korrosion)



Entwicklung des heutigen Zements

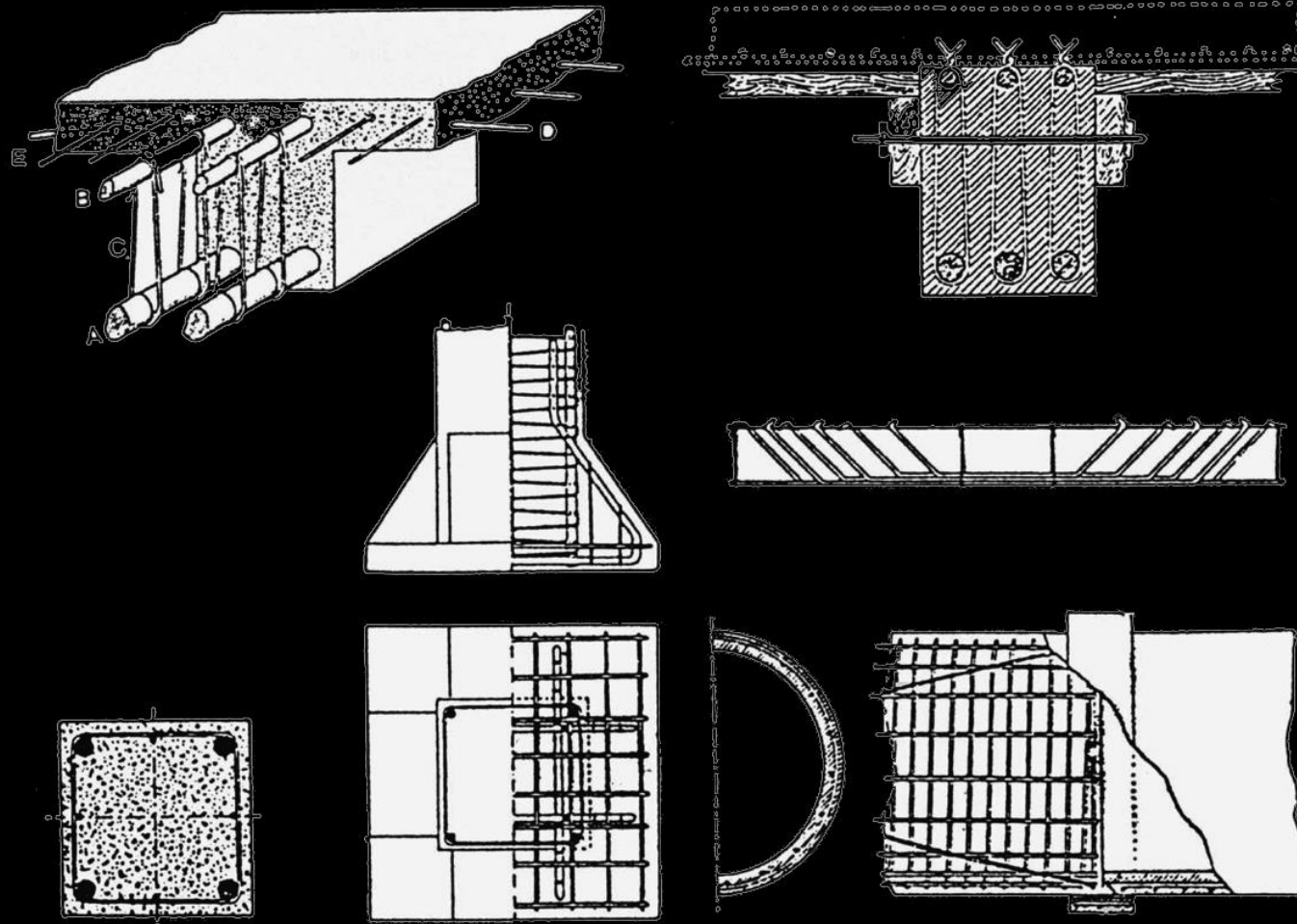
- Mittelalter Untergang des Römischen Reichs, Wissen ging verloren, nicht wasserbeständige Lehm-Kalk-(Sand-)Mörtel
17. Jh. Trass (gemahlenes Tuffgestein = natürl. Puzzolan aus der Eifel)
Trassmörtel hydraulisch (= unter Wasser härtend)
18. Jh. John Smeaton entdeckt den «Romancement» (heute Romankalk) aus gebranntem Ton und Kalkstein.
Hydraulische Eigenschaften, aber nicht optimal
19. Jh. Joseph Aspdin stellt 1824 aus gebranntem Kalk und Ton künstliche Steine her
- Bezeichnung «Portlandcement» wegen Farbe
 - Sein Sohn William Aspdin erreicht in einer neuen Fabrik für «Portlandcement» Temperaturen $>1450^{\circ}\text{C}$ und produziert den ersten Zement im heutigen Sinn
- Erst Isaac Charles Johnson erkennt 1844 die Bedeutung einer hohen Brenntemperatur über dem Sinterungspunkt (in Frankreich gilt L. Vicat als Erfinder des Zements und Entdecker des Klinkers)
20. Jh. Entwicklung von Zementen mit optimierten Eigenschaften
21. Jh. Entwicklung von Zementen mit geringerer Umweltbelastung (z.B. Reduktion des Klinkeranteils)

Zementherstellung in der Schweiz

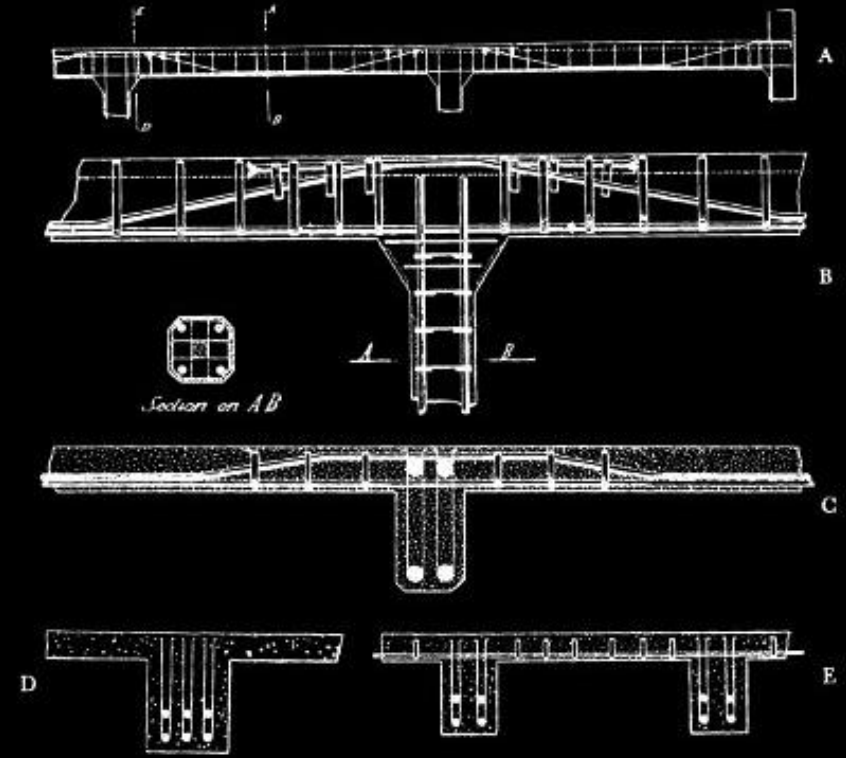
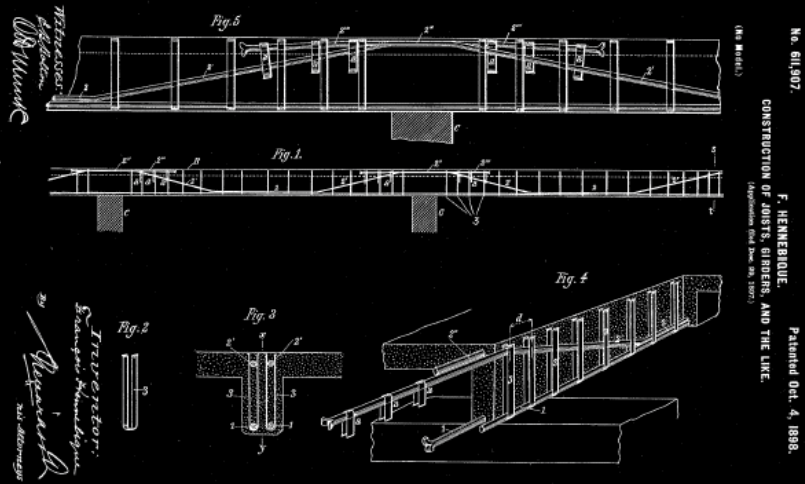
- 1833 K. Herosé stellt im Aargau Romancement her
(wird 1903 Teil der Jura-Cement-Fabriken Aarau-Wildegg)
- 1871 R. Vigier gründet erste Portlandcementfabrik der CH in Luterbach
- 1879 G. Dubied gründet Cementfabrik in St. Sulpice
- 1882/90 F. R. Zurlinden baut Cementfabriken in Aarau und Wildegg
(später Jura-Cement-Fabriken A-W, heute Jura Cement)
- 1912 Portland-Cement-Werk Würenlingen-Siggenthal (PCW)
- 1913 Aargauische Portlandcementfabrik in Holderbank (später Holderbank Cement und Beton HCB, seit 2001 Holcim)
- Heute Jahresproduktion ca. 4.5 Mio t in 6 Zementwerken
- | | |
|--------------|--------------------------------|
| Holcim: | Siggenthal, Untervaz, Eclépens |
| Jura Cement: | Wildegg, Cornaux |
| Vigier: | Péry |

Erste Anwendungen von bewehrtem Beton

François Coignet (1853/1855)



System Hennebique



NO MAS TREPIDACIONES EN LAS FABRICAS

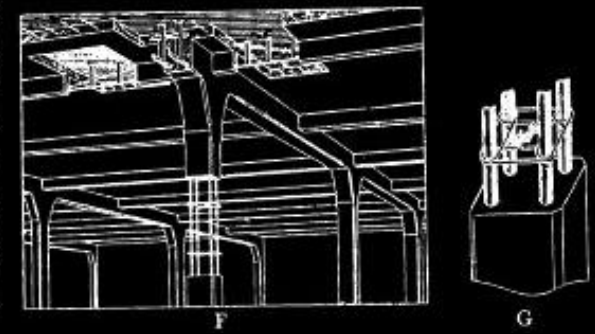
NO MAS INCENDIOS DESASTROSOS

NO MAS GRIETAS EN CIELOS-RASOS

SOLIDEZ Y RESISTENCIA A LAS MAS FUERTES CARGAS

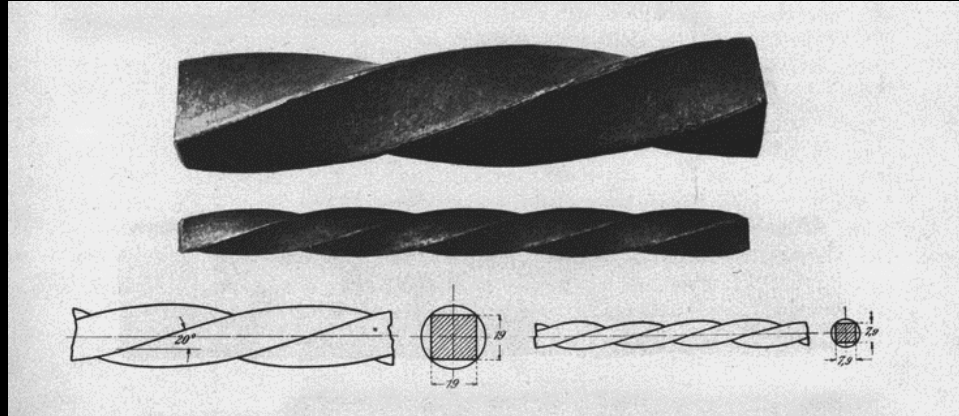
HENNEBIQUES SYSTEM OF REINFORCED CONCRETE

- A. SECTION THROUGH BEAM.
- B. JUNCTION OF BEAM AND COLUMN.
- C. CROSS-SECTION THROUGH BEAM AND FLOOR.
- D. SECTION THROUGH MAIN BEAM.
- E. SECTION THROUGH SECONDARY BEAMS AND FLOOR.
- F. MAIN BEAMS, SECONDARY BEAMS AND FLOOR, FORMING A MONOLITHIC MASS.
- G. METHOD OF REINFORCING COLUMNS.

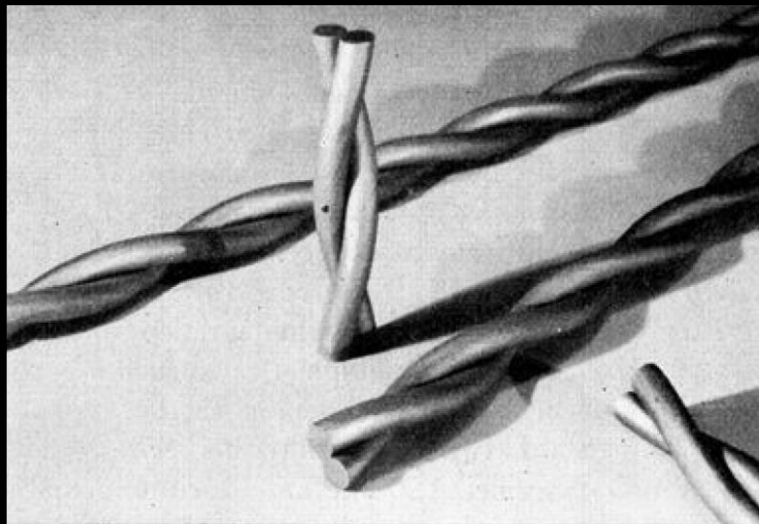


Bewehrung

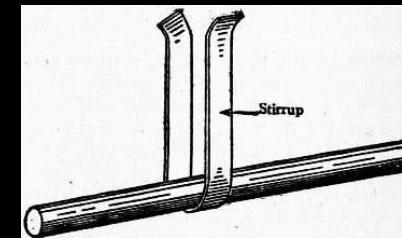
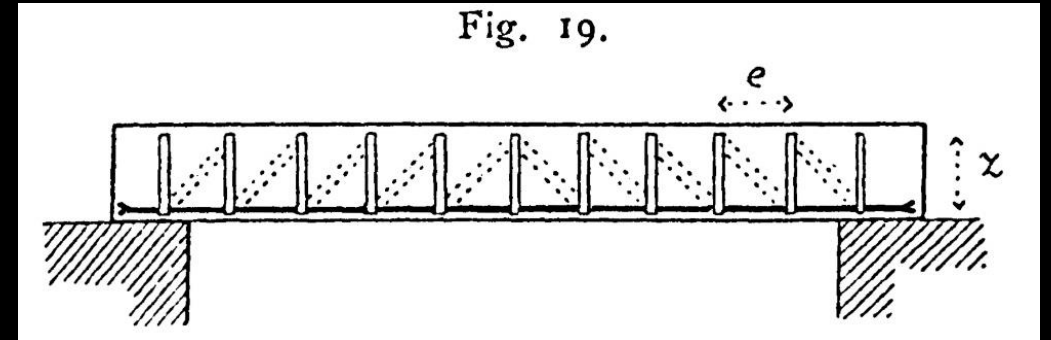
Ransome-Eisen



Isteg-Eisen



System Hennebique

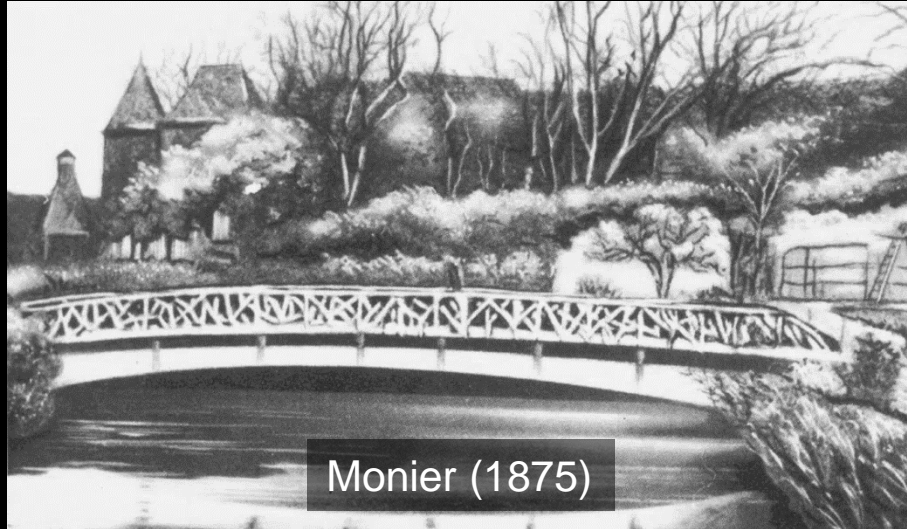


(glatte Rundeisen)

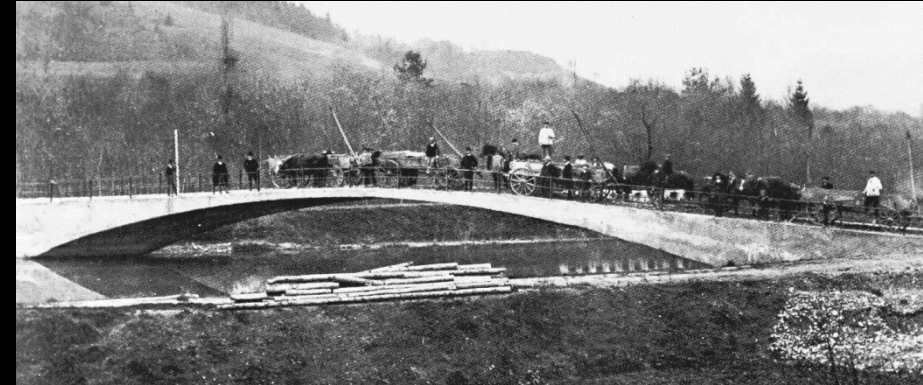
Kahn Trussed Concrete Steel Co.



Bedeutende frühe Betonbauten (Auswahl)



Monier (1875)



Juramentwerke Wildegg (1890)

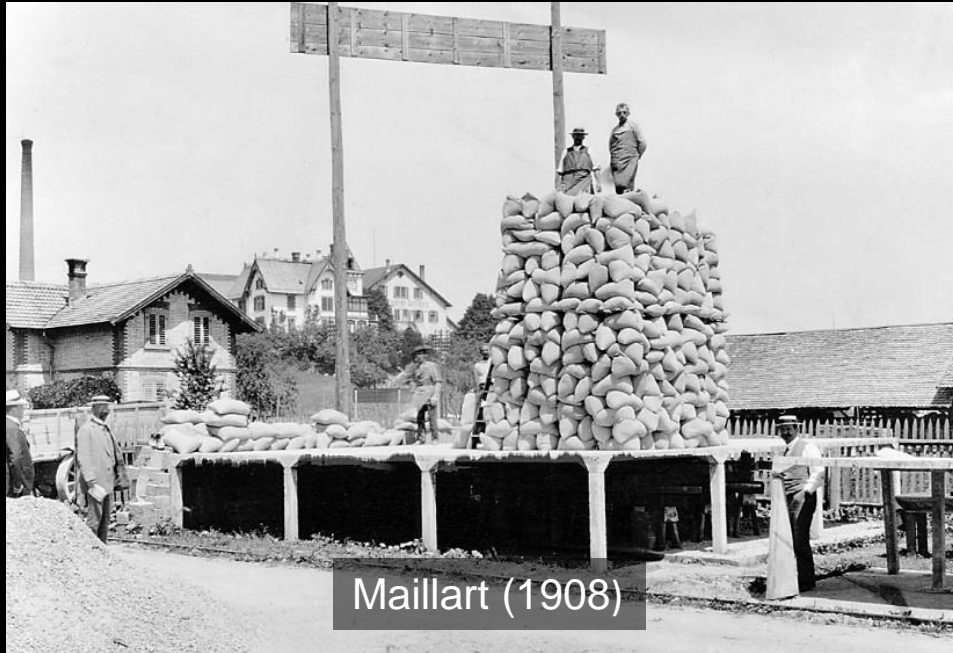


Maillart (1930)



Sarrasin (1934)

Bedeutende frühe Betonbauten (Auswahl)



Maillart (1908)



Maillart (1912)



Torroja (1935)



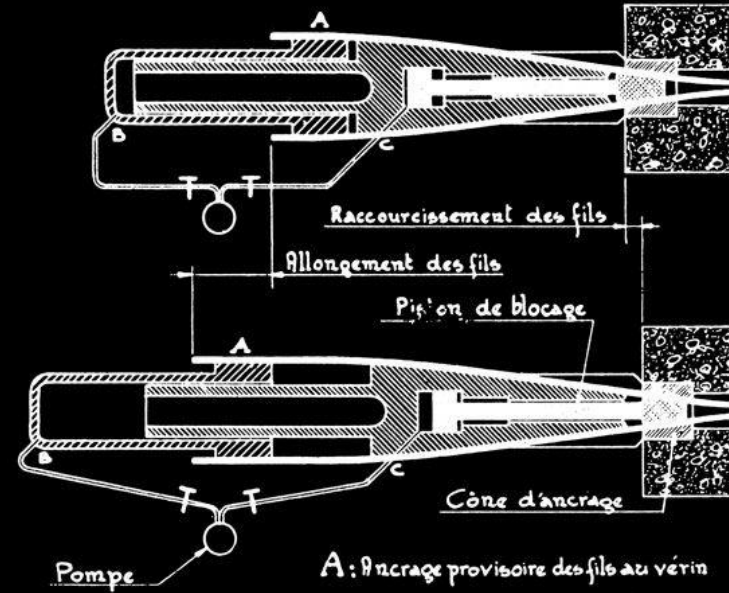
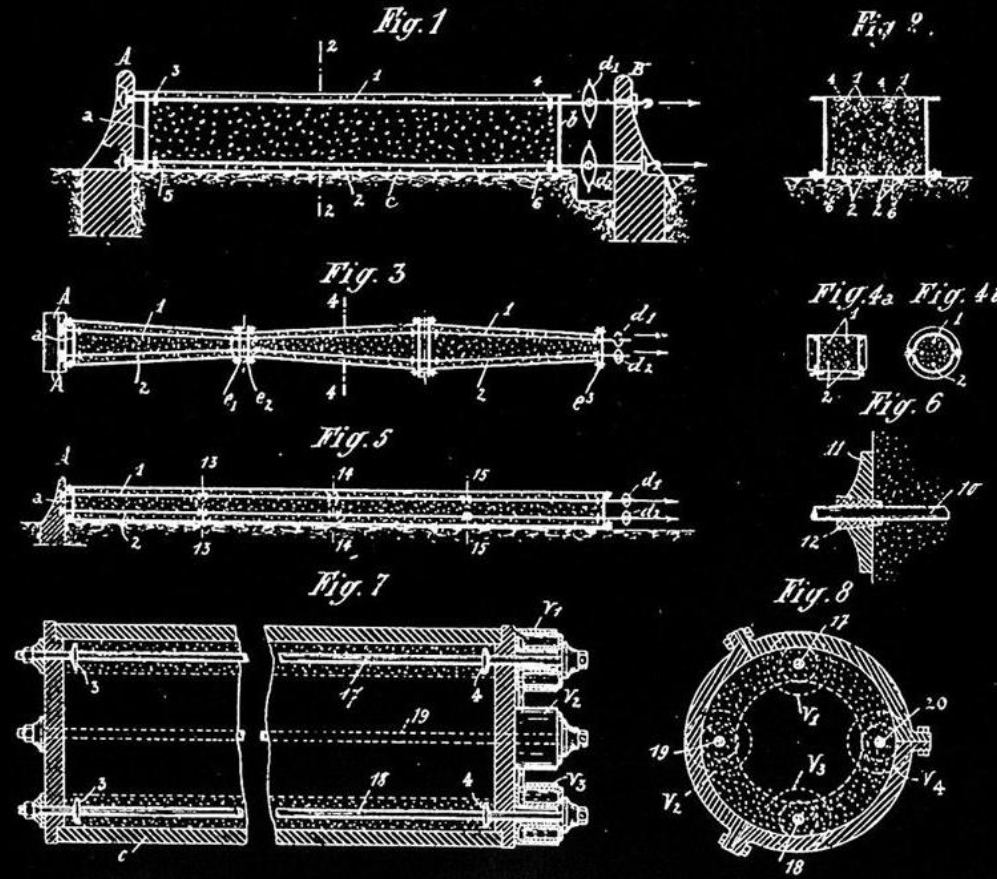
Nervi (1936)

Vorspannung

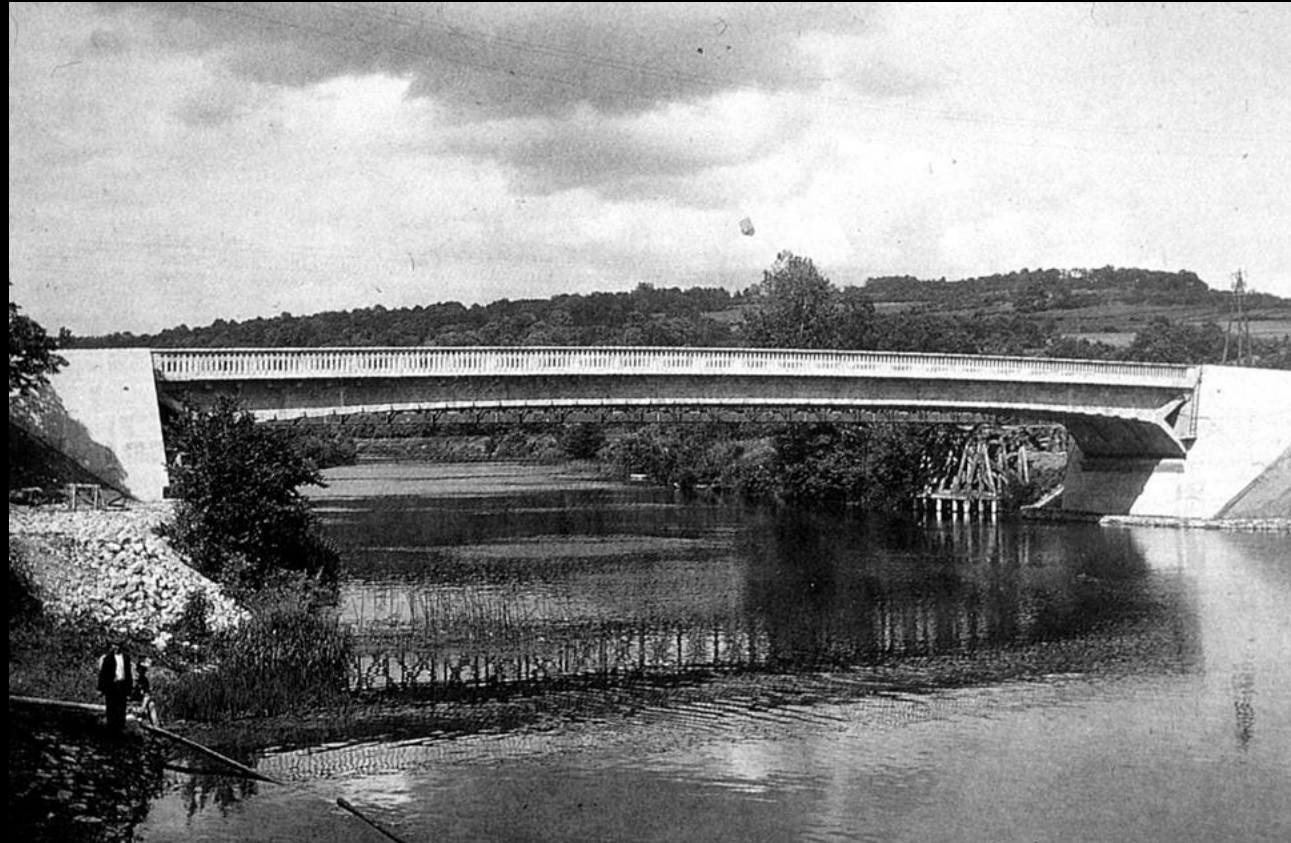
• 680.547

MM. Freyssinet et Seailles

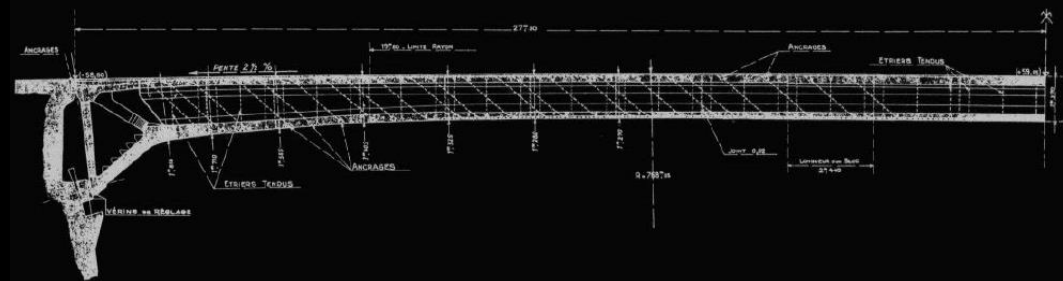
Pl. unique



Frühe vorgespannte Betonbauten



Marnebrücke Luzancy (1941-46)
Eugène Freyssinet



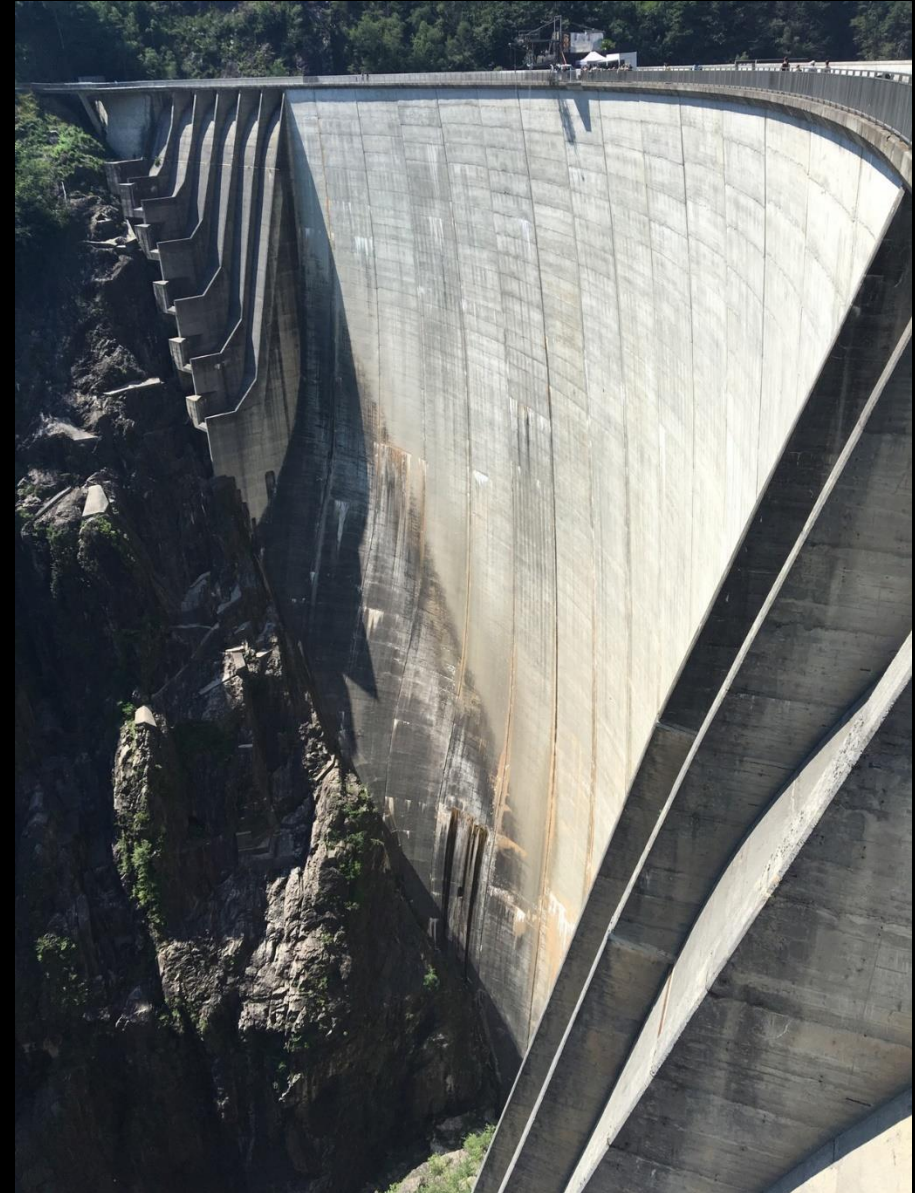
Bekannte Betonbauten in der Schweiz – Ch. Menn



Aktuelle Betonbauten in der Schweiz



Aktuelle Betonbauten in der Schweiz



1 Einführung

1.7 Bemessungskonzepte

Frühere Normen

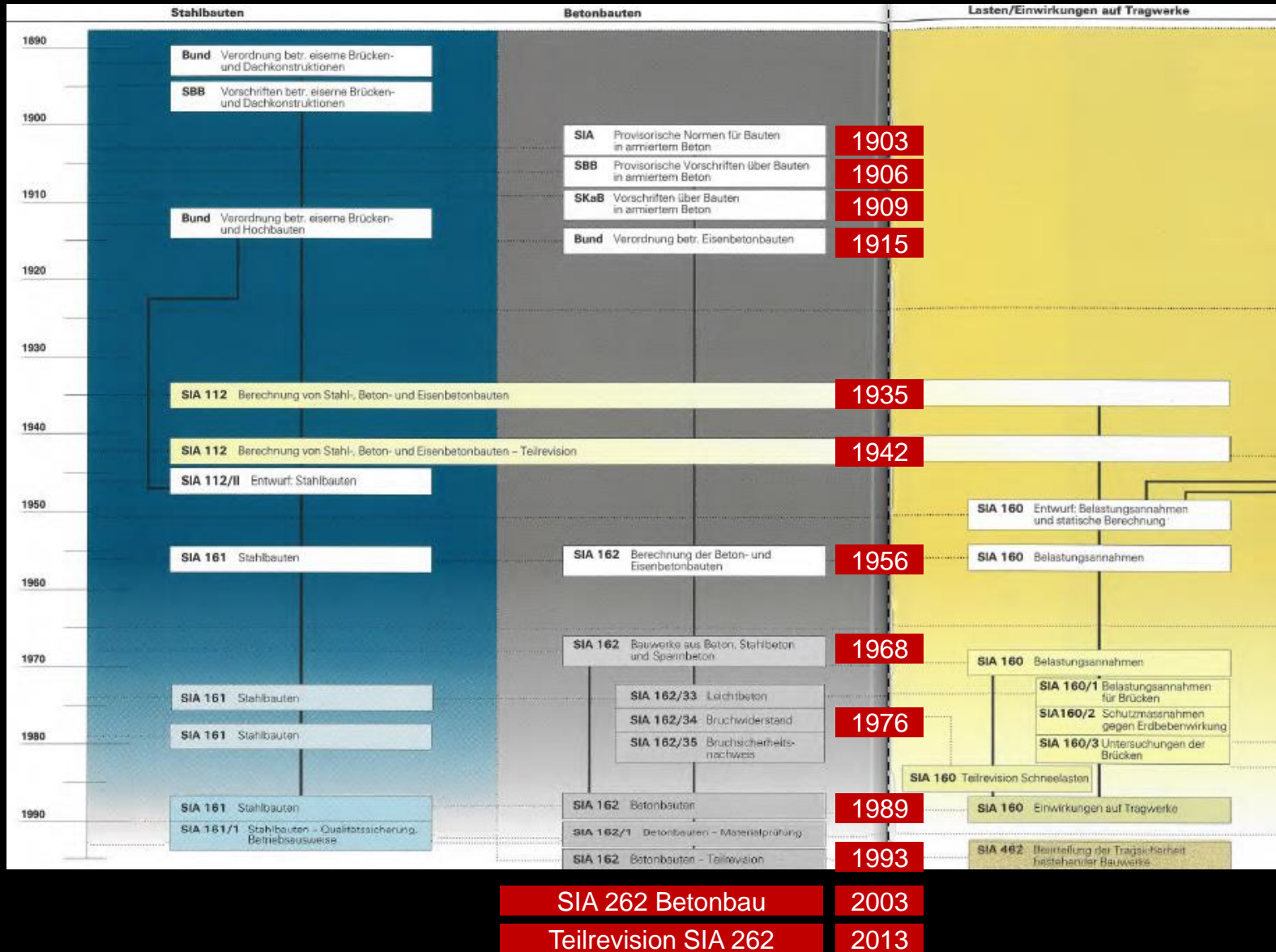
Tragwerksnormen 1892-1956

Eine Sammlung der in der Schweiz
zwischen 1892 und 1956 erlassenen
Verordnungen, Vorschriften und
Normen für Tragwerke aus Stahl,
Beton, Mauerwerk und Holz.

sia

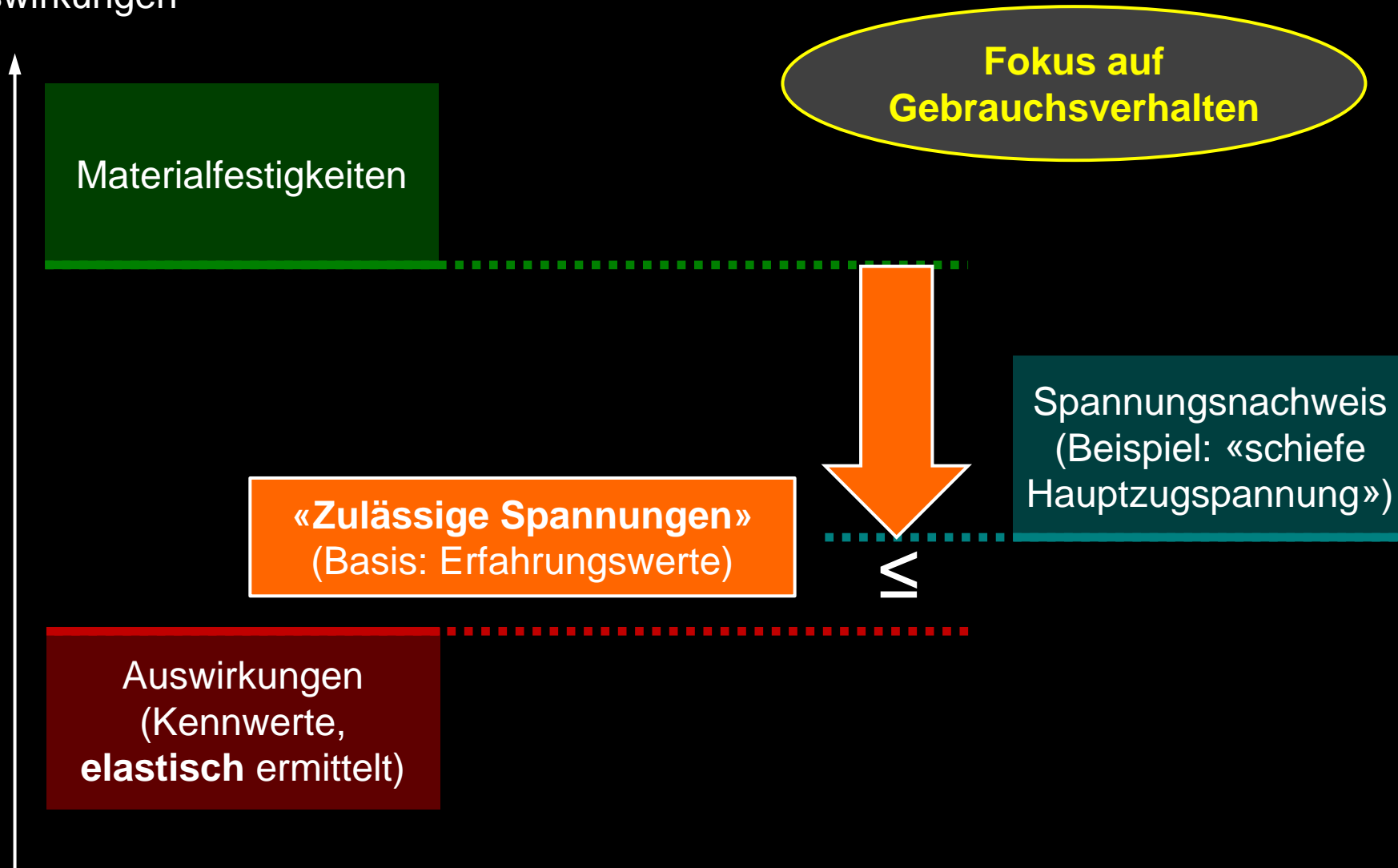
Schweizerischer Ingenieur- und
Architekten-Verein
Société suisse des ingénieurs
et des architectes
Società svizzera degli ingegneri
e degli architetti
Swiss Society of Engineers
and Architects

Frühere Normen



Sicherheitskonzepte frühere Normen (Anfänge bis 1960er Jahre)

Auswirkungen



Plastische Bemessungsverfahren

Paradigmenwechsel in den 1960er Jahren

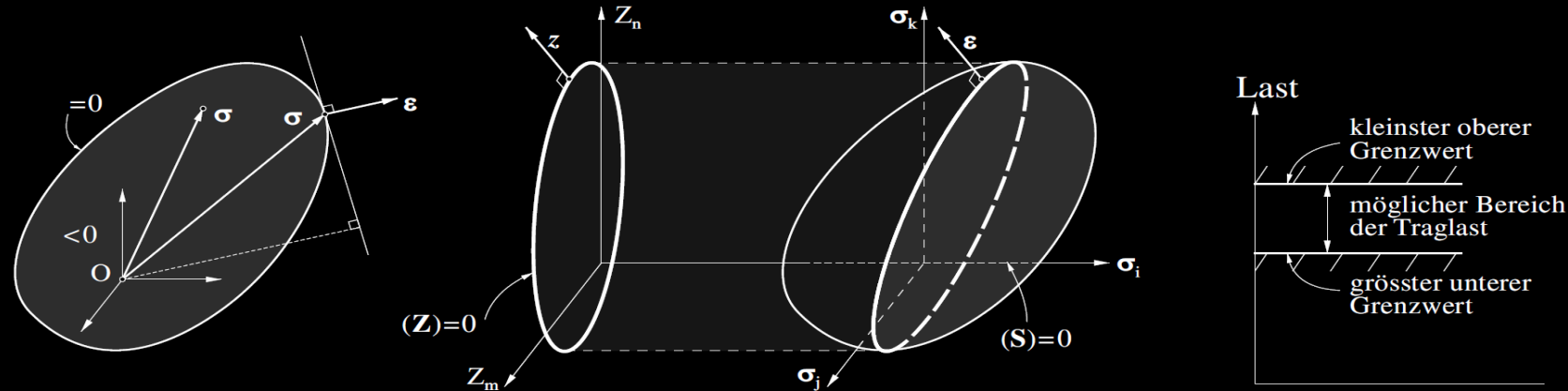
- Bemessung bis in 1960er Jahre: «zulässige Spannungen» für **am elastischen System auf Gebrauchsniveau ermittelte Schnittgrößen**, Fokus auf Verhalten im Gebrauchszustand
(= implizite Begrenzung der Verformung und genügender Abstand zu einem möglichen Versagen)
- Problem, bereits von Melan (1938) erkannt:
*"... dass die Aufgabe, die Spannungen in einem elastisch-plastischen Körper zu bestimmen, die Kenntnis der in dem betreffenden Augenblick bereits vorhandenen bleibenden Dehnungen voraussetzt. Nachdem diese aber von den vorangegangenen Belastungszuständen abhängen, ist es notwendig, die Vorgeschichte der Belastung zu kennen. In der Praxis liegen nun in den weitaus meisten Fällen die Verhältnisse so, dass verschiedene Belastungszustände möglich sind, die in beliebiger Reihenfolge und beliebig oftmalig einander folgen können. Es wird also der von einer bestimmten Belastung hervorgerufene Spannungszustand im allgemeinen nicht der gleiche sein, wenn diese Belastung nach einer Reihe von Belastungswechseln wieder auftritt. Da, wie schon erwähnt, die Reihenfolge der Belastungen willkürlich zu sein pflegt, **hat die Frage nach einem Spannungszustand bei einer bestimmten Belastung keinen Sinn**".*

Plastische Bemessungsverfahren

Paradigmenwechsel in den 1960er Jahren

- Spannungs- und Verformungsberechnungen im Gebrauchszustand werden durch vielfältige initiale Spannungszustände erschwert und grundsätzlich in Frage gestellt. Ursachen:
 - Herstellungsprozess Betonbau: Etappierung, abfließende Hydratationswärme, ...
 - Herstellungsprozess Stahlbau: Abkühlung aus Walzhitze, Schweissungen, ...
 - Zwangsbeanspruchungen (Temperaturdifferenzen, Setzungsdifferenzen, ...)
 - Zeitabhängiges Materialverhalten (Schwinden, Kriechen, Relaxation)
 - ...
 - Die Traglast ist hingegen bei ausreichend duktilem Verhalten von der Belastungsgeschichte unabhängig (Ausnahme: Stabilitätsprobleme)
- Paradigmenwechsel in den 1960er Jahren:
- Einführung plastischer Berechnungsmethoden mit Fokus auf den Tragwiderstand
 - Spannungsnachweis durch Bruchnachweis (plastizitätstheoretischen Traglast) ersetzt
 - zulässige Belastung im Gebrauchszustand über Sicherheitsfaktoren «rückrechenbar»

Plastische Bemessungsverfahren



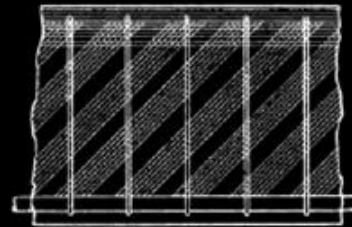
- Heutige Bemessungskonzepte und Bemessungsmodelle beruhen weitgehend auf der Plastizitätstheorie
- Die ETH Zürich spielte bei deren Entwicklung eine zentrale Rolle – namentlich die Professoren Bruno Thürlimann und Peter Marti
- International ist dies als «Zürcher Schule» bekannt. Sie basiert auf konsistenten mechanischen Modellen und deren Überprüfung mit Grossversuchen
- Weitere wichtige Beiträge kamen insbesondere aus Dänemark und England. Später wurden viele dieser Beiträge in anderen Ländern «wiederentdeckt».

Plastische Bemessungsverfahren

Frühe Fachwerkmodelle (anschaulich)

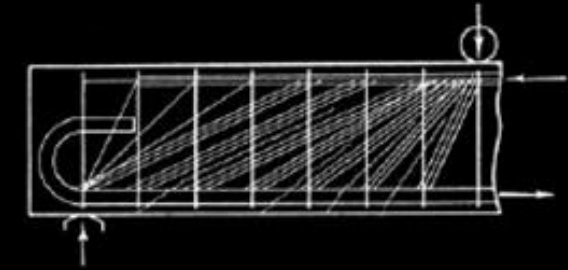


K. W. Ritter, «Die Bauweise Hennebique» (1899)



Mörsch, «Der Eisenbetonbau» (1908)

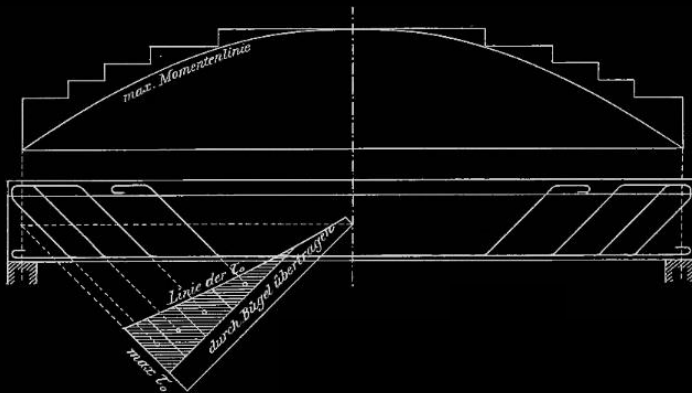
E. Mörsch, «Der Eisenbetonbau» (1908)



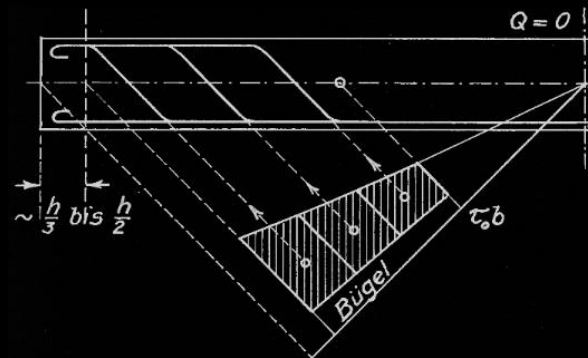
Mörsch, «Der Eisenbetonbau» (1922)

E. Mörsch, «Der Eisenbetonbau» (1922)

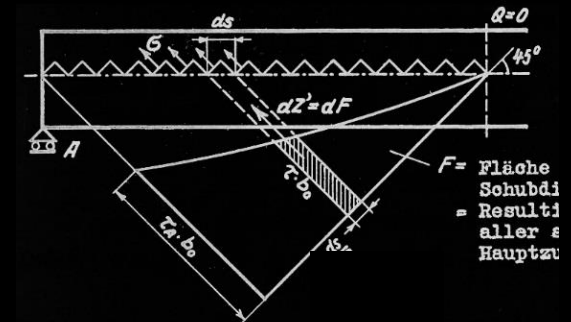
Elastische Bemessung mit Hauptzugspannungen (semi-empirisch)



E. Mörsch, «Der Eisenbetonbau» (1908)



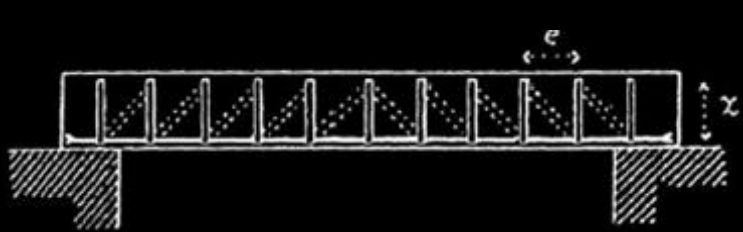
M. Ritter, «Vorlesung Massivbau» (ca. 1940)



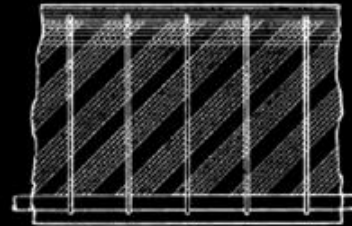
P. Lardy, «Vorlesung Massivbau» (1951)

Plastische Bemessungsverfahren

Frühe Fachwerkmodelle (anschaulich)

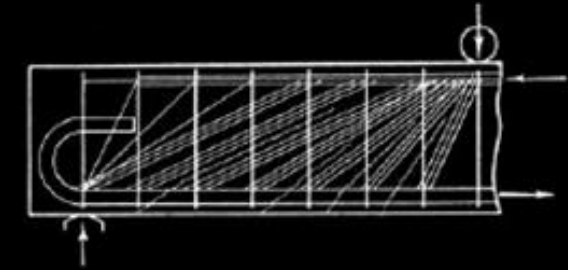


K. W. Ritter, «Die Bauweise Hennebique» (1899)



Mörsch, «Der Eisenbetonbau» (1908)

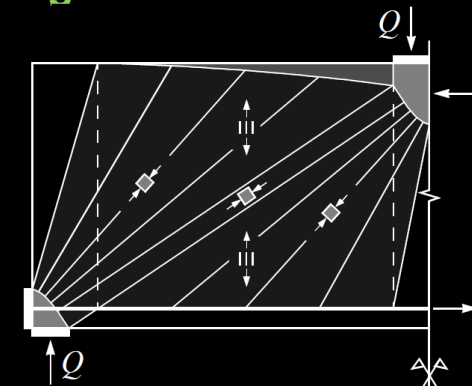
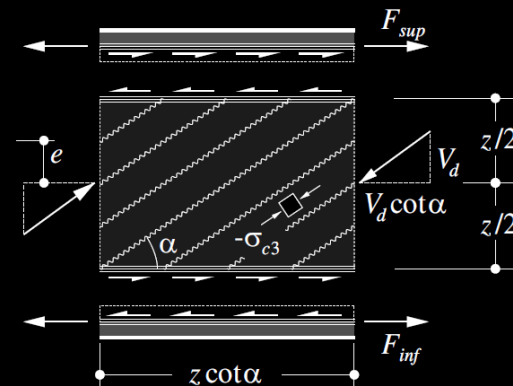
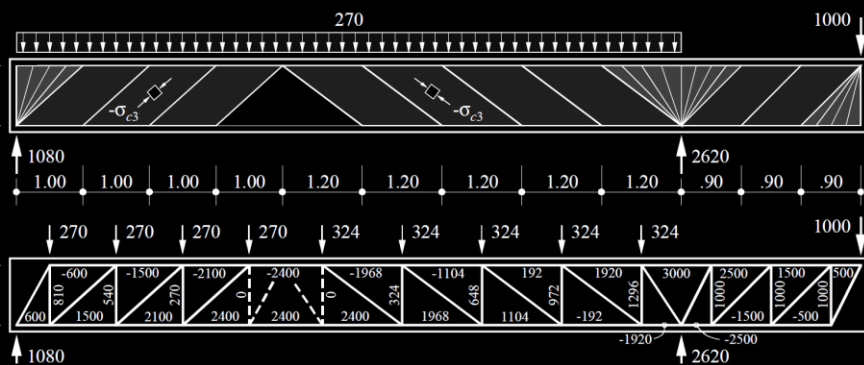
E. Mörsch, «Der Eisenbetonbau» (1908)



Mörsch, «Der Eisenbetonbau» (1922)

E. Mörsch, «Der Eisenbetonbau» (1922)

Heutige Fachwerkmodelle / Spannungsfelder: Plastizitätstheorie = konsistente Grundlage



Betonbau an der ETH – ehemalige Professoren

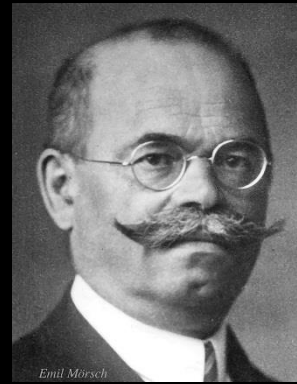


Karl Culmann
1821-1881

Prof. 1855-1881
(→ Ritter)



Karl Wilhelm Ritter
1847-1906



Emil Mörsch
1872-1950



Arthur Rohn
1878-1956



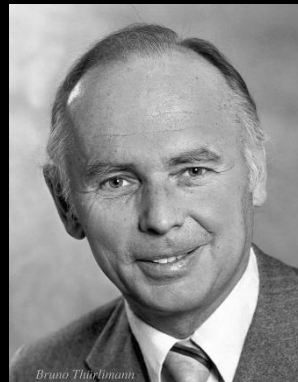
Max Ritter
1884-1946

Führende Rolle bei der Anwendung der Plastizitätstheorie im Stahlbetonbau



Pierre Lardy
1903-1958

Prof. 1946-1958
(→ Thürlimann)



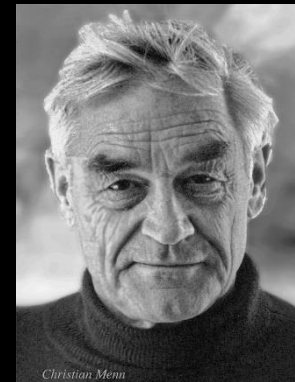
Bruno Thürlimann
1923-2008

Prof. 1960-1990
(→ Marti)



Hugo Bachmann
1935

Prof. 1969-2000
(→ Stojadinovic)



Christian Menn
1927-2018

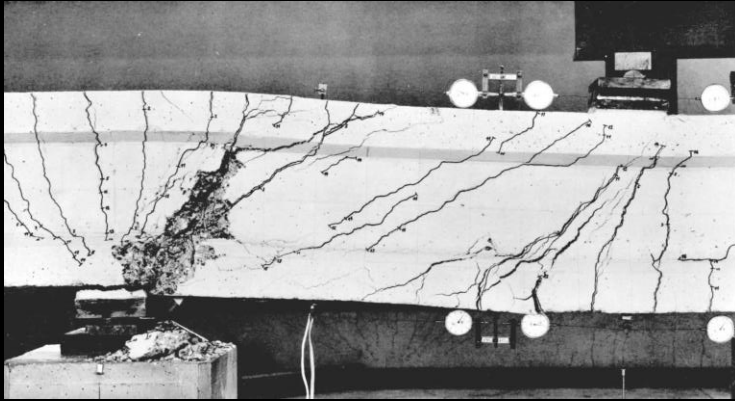
Prof. 1971-1992
(→ Vogel)



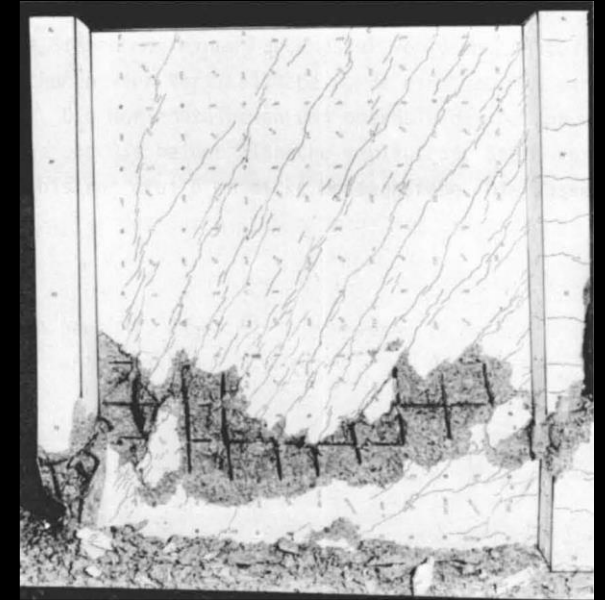
Peter Marti
1949

Prof. 1990-2014
(→ Kaufmann)

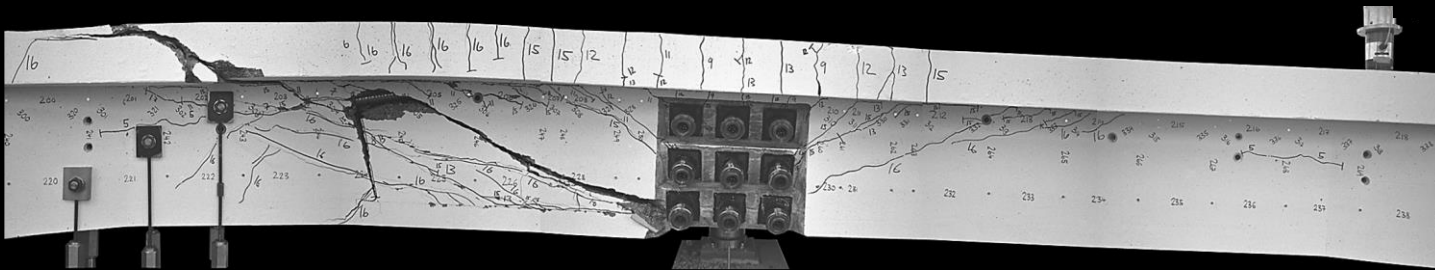
Plastische Bemessungsverfahren



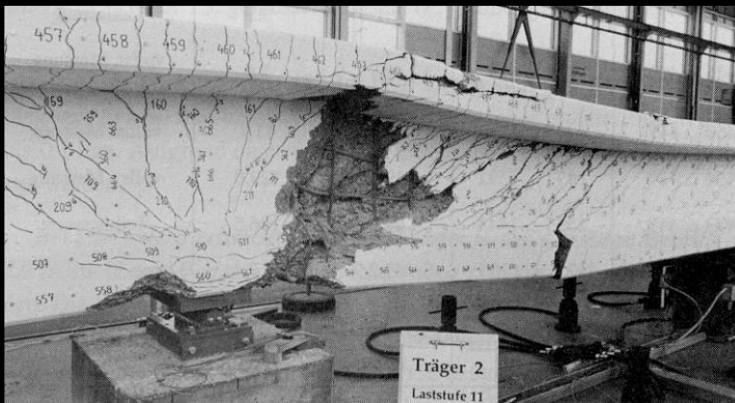
Bachmann / Thürlimann
(1965)



Maier / Thürlimann
(1985)

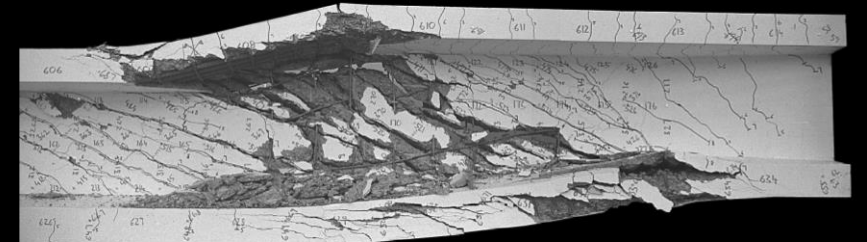


Stoffel / Marti
(1995)



Sigrist / Marti
(1992)

Kaufmann / Marti
(1995)



Sicherheitskonzepte frühere Normen (Normgeneration SIA 1968/74)

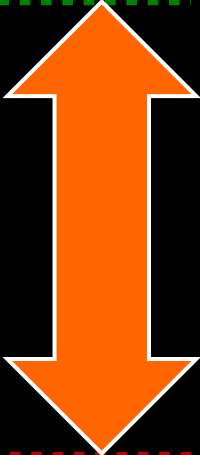
Auswirkungen
Tragwiderstand

(Bauteil-)Widerstand
(zB. 2%-Fraktilwerte)

Fokus auf
Tragsicherheit

«Bruchniveau»

«Globale Sicherheit»
> Sicherheitsfaktor γ

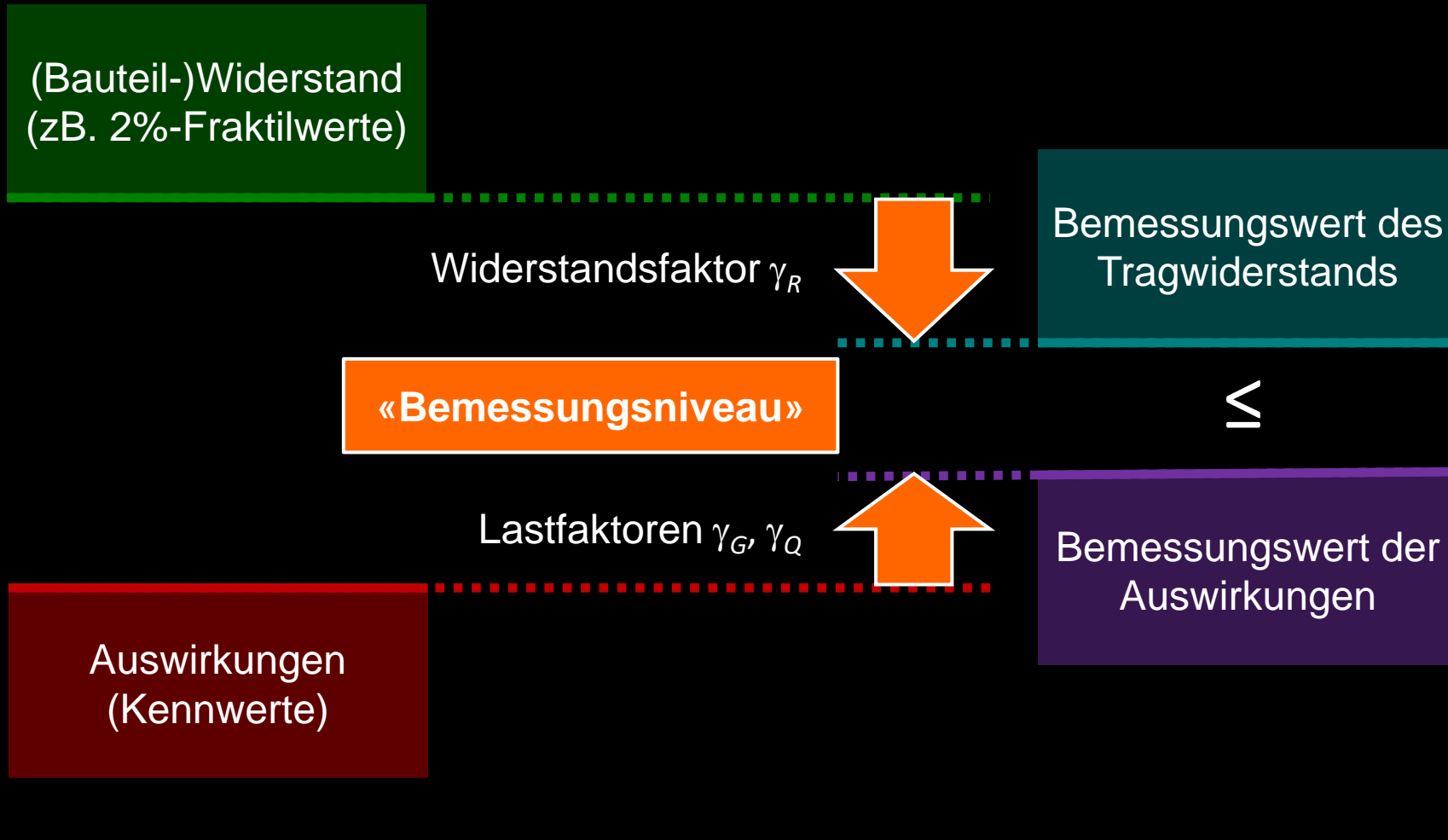


«Gebrauchsniveau»

Auswirkungen
(Kennwerte)

Sicherheitskonzepte frühere Normen (Normgeneration SIA 1989/90)

Auswirkungen
Tragwiderstand



Sicherheitskonzept Swisscodes

Auswirkungen
Tragwiderstand

Charakterist. Werte
der Widerstände
 R_k

Widerstandsbeiwerte $\gamma_M = \gamma_m \cdot \gamma_R$
Umrechnungsfaktoren η

Bemessungswert des
Tragwiderstands
 $R_d = \eta \cdot R_k / \gamma_M$

«Grenzzustand»

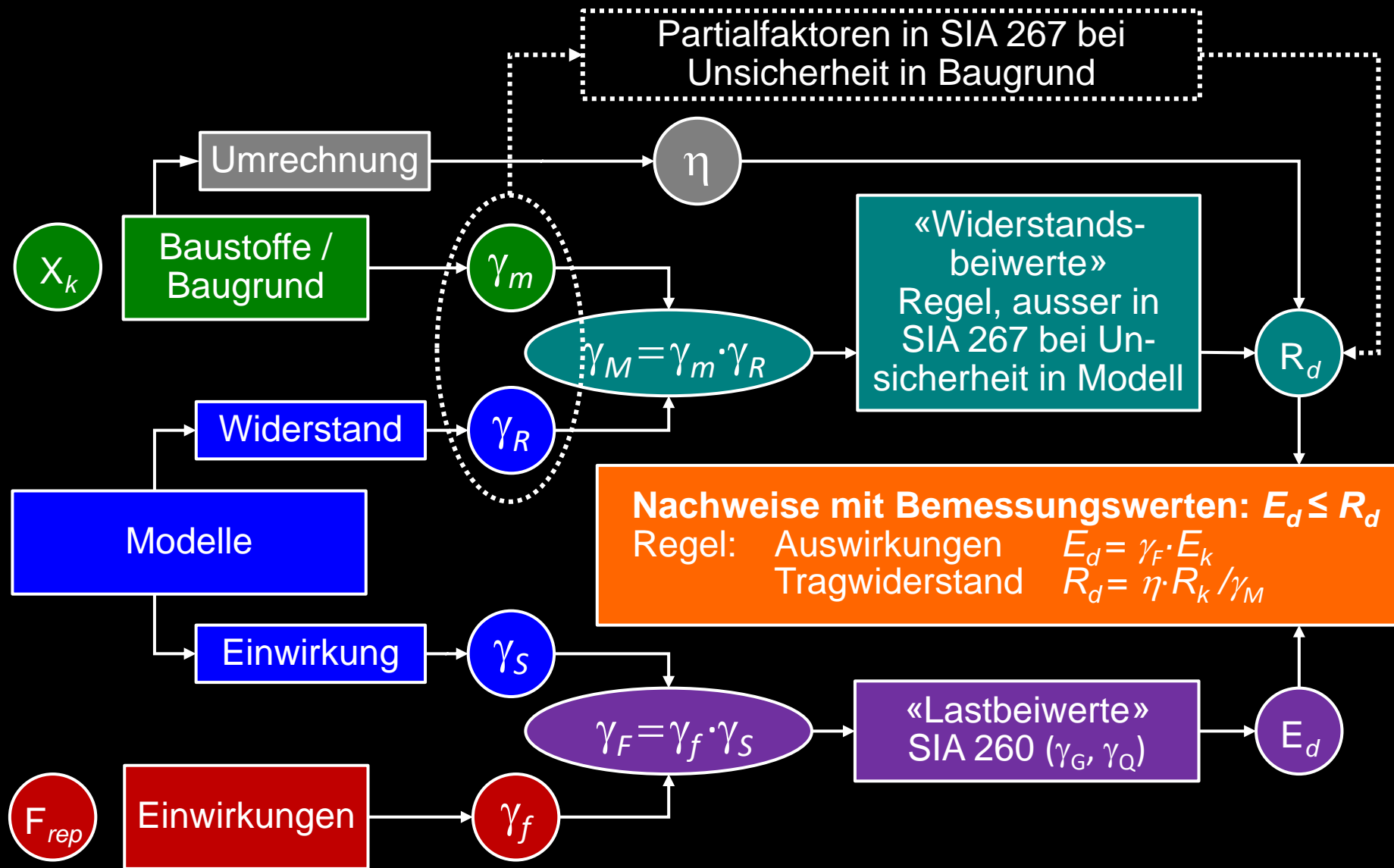
\leq

Lastbeiwerte $\gamma_F = \gamma_f \cdot \gamma_S$

Bemessungswert der
Auswirkungen
 $E_d = \gamma_F \cdot E_k$

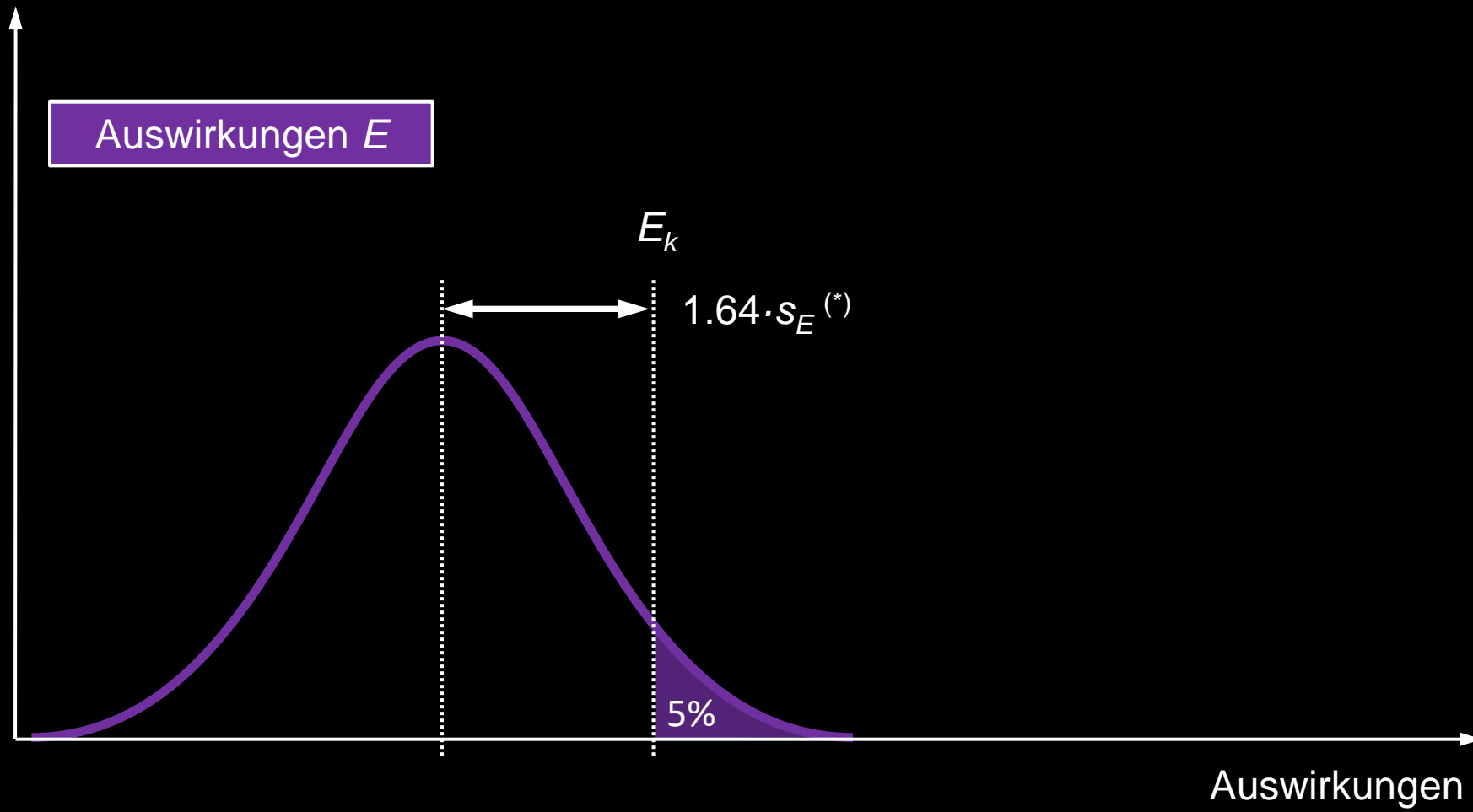
Repräsentative Werte
der Einwirkungen
 E_k

Swisscodes: Bemessungskonzept (vereinfacht)



Probabilistisches Bemessungskonzept (schematisch)

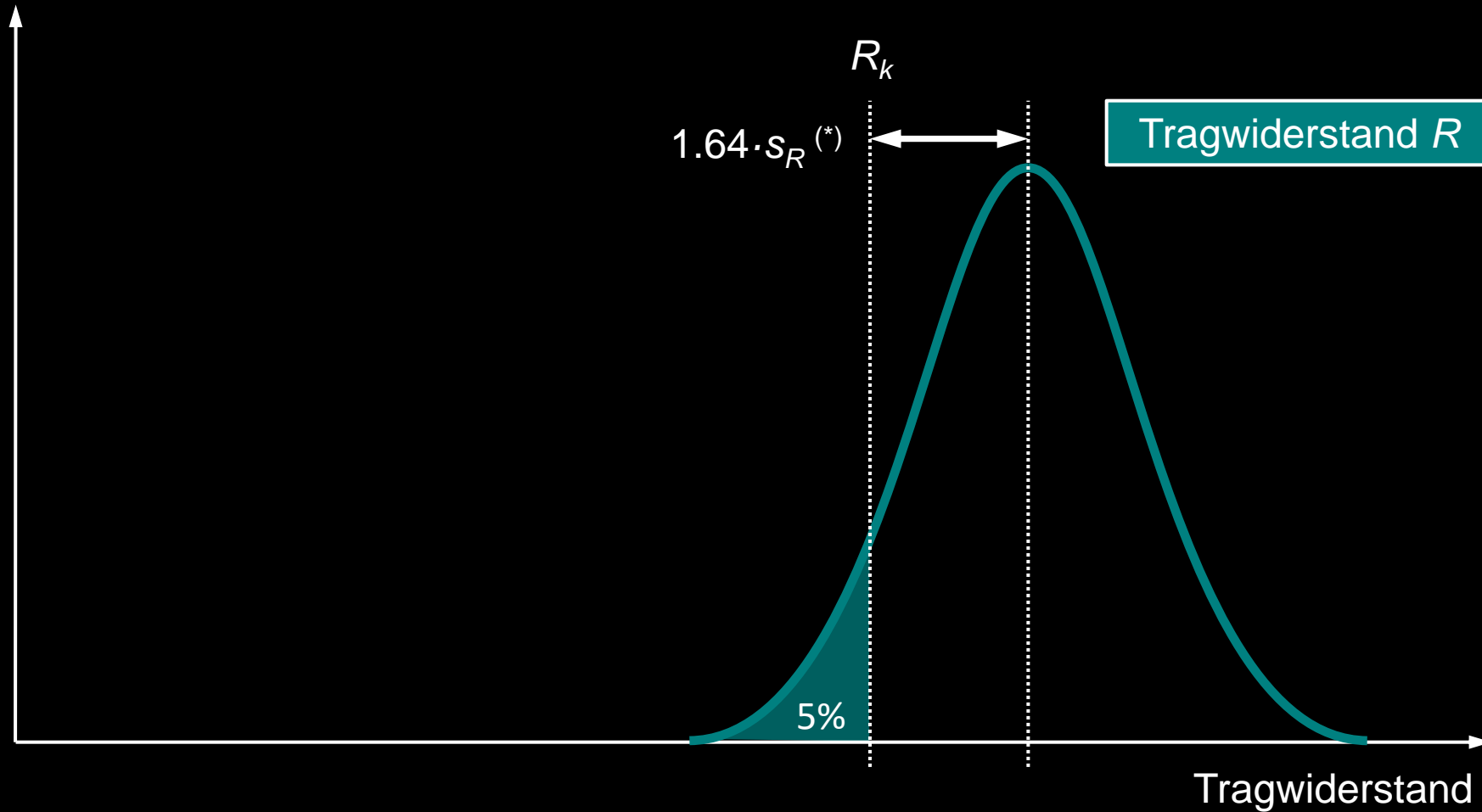
Dichtefunktion
(Wahrscheinlichkeit)



(*) bei Normalverteilung

Probabilistisches Bemessungskonzept (schematisch)

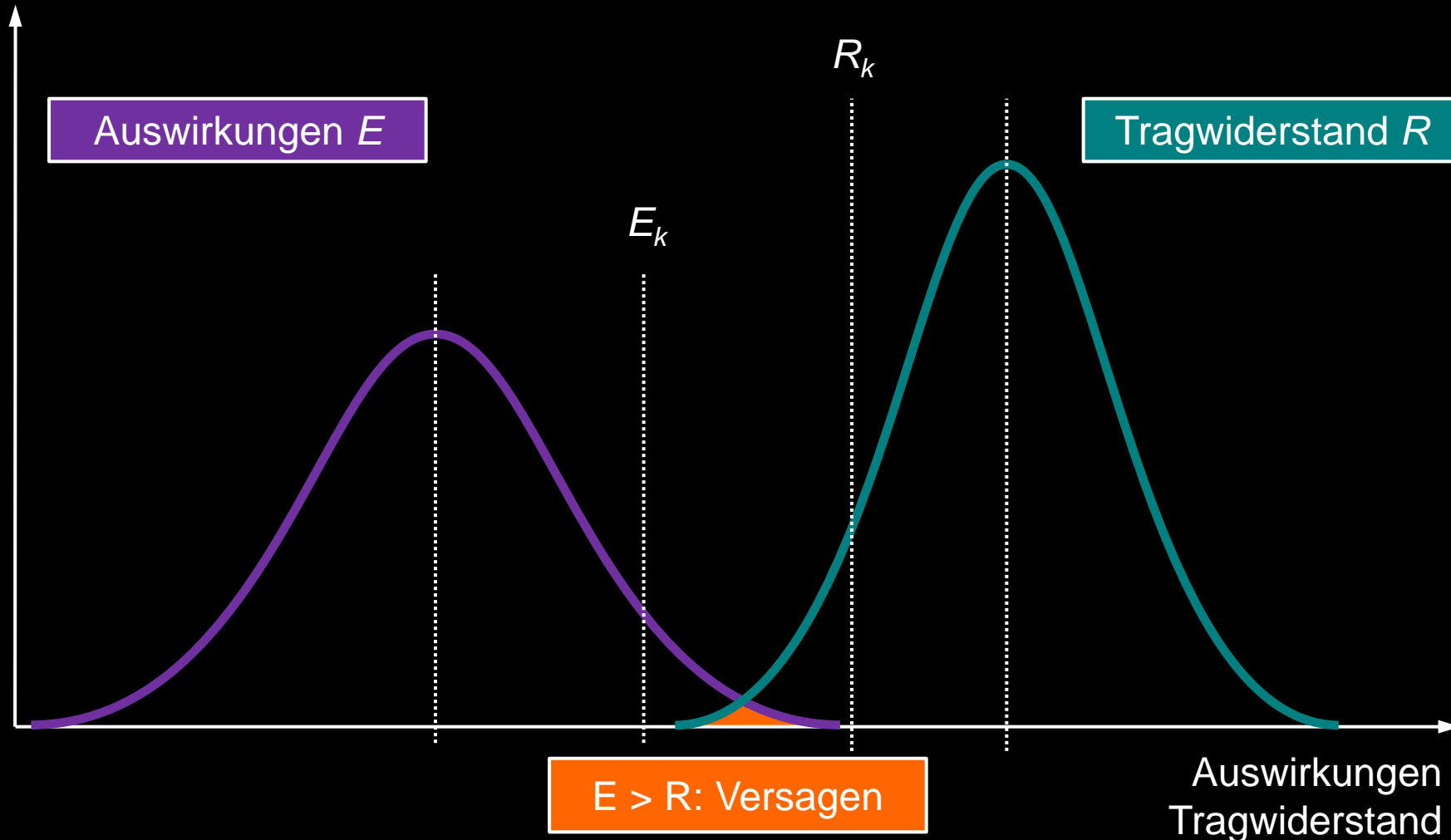
Dichtefunktion
(Wahrscheinlichkeit)



(*) bei Normalverteilung

Probabilistisches Bemessungskonzept (schematisch)

Dichtefunktion
(Wahrscheinlichkeit)



Sicherheitskonzept Swisscodes

Auswirkungen
Tragwiderstand

Charakterist. Werte
der Widerstände
 R_k

Widerstandsbeiwerte $\gamma_M = \gamma_m \cdot \gamma_R$
Umrechnungsfaktoren η



Bemessungswert des
Tragwiderstands
 $R_d = \eta \cdot R_k / \gamma_M$

«Grenzzustand»

\leq

Lastbeiwerte $\gamma_F = \gamma_f \cdot \gamma_S$

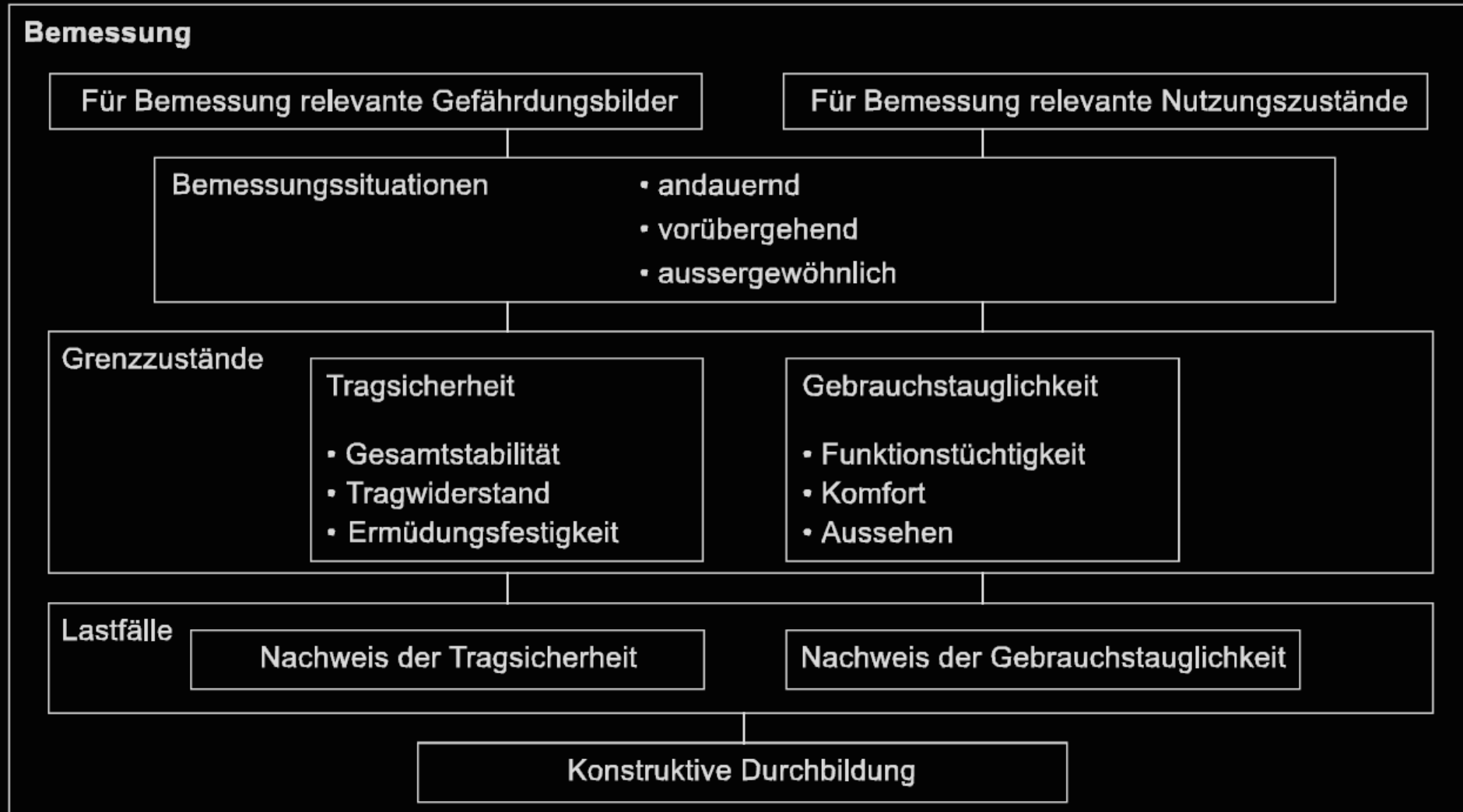


Bemessungswert der
Auswirkungen
 $E_d = \gamma_F \cdot E_k$

Repräsentative Werte
der Einwirkungen
 E_k

Sicherheitskonzept Swisscodes

Übersicht: Bemessung nach SIA 260



Sicherheitskonzept Swisscodes

Grenzzustände der Tragsicherheit (SIA 260)

Typ 1 Gesamtstabilität

Kippen, Abheben, Aufschwimmen als starrer Körper
(stabilisierende / destabilisierende Auswirkungen)

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab}$$

Typ 2 Erreichen Tragwiderstands Tragwerk oder Bauteil(e)

Bruch, Umwandlung in Mechanismus, Stabilitätsverlust

Typ 3 Erreichen Tragwiderstands Baugrund

Hangrutschung, Böschungsbruch, Geländebruch

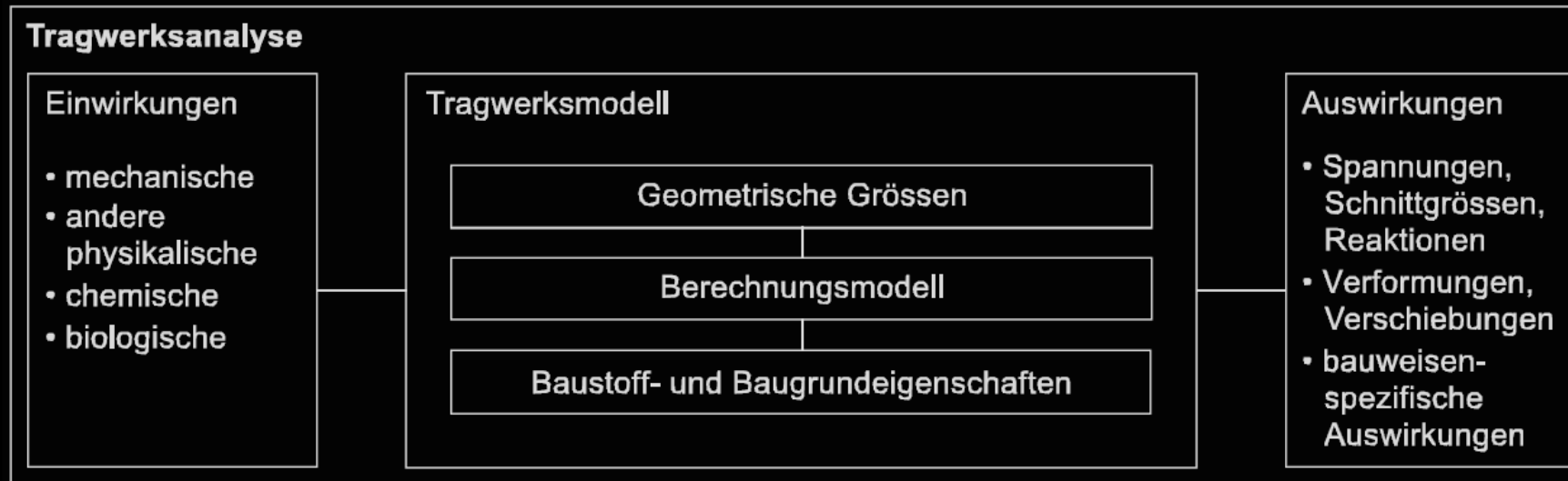
Typ 4 Ermüdung

Erreichen Ermüdungsfestigkeit Bauwerk oder Bauteil(e)

$$E_d \leq R_d$$

Sicherheitskonzept Swisscodes

Ermittlung von E_d nach SIA 260 und SIA 262



- Die Tragwerksanalyse soll im Allgemeinen nach dem unteren Grenzwertsatz der Plastizitätstheorie (statische Methode) vorgenommen werden (...)
- Ein duktilen Verhalten ist durch konstruktive Massnahmen (z.B. Verbügelung der Biegedruckzone), die Wahl der Baustoffe und das Einlegen einer Mindestbewehrung sicherzustellen.
- Schnittgrössen statisch unbestimmter, vorwiegend auf Biegung beanspruchter Bauteile (...) können unter Einhaltung der Gleichgewichtsbedingungen (...) ohne rechnerischen Nachweis des Verformungsvermögens umgelagert werden, wenn (...)

Sicherheitskonzept Swisscodes

Andauernde und vorübergehende Bemessungssituationen:

$$E_d = E\{\gamma_G G_k, \gamma_P P_k, \gamma_{Q1} Q_{k1}, \psi_{0i} Q_{ki}, X_d, a_d\}$$

Aussergewöhnliche Bemessungssituationen:

$$E_d = E\{G_k, P_k, A_d, \psi_{2i} Q_{ki}, X_d, a_d\}$$

Mit den Bezeichnungen:

G_k	ständige Einwirkungen
P_k	Vorspannung
Q_{k1}	(veränderliche) Leiteinwirkung
Q_{ki}	(veränderliche) Begleiteinwirkungen
X_d	Bemessungswert Baustoff-/Baugrundeigenschaften
a_d	Bemessungswert geometrische Grössen
γ	Lastbeiwerte
ψ	Reduktionsbeiwerte

Sicherheitskonzept Swisscodes

Lastbeiwerte für die verschiedenen Grenzzustände:

Einwirkungen	γ_F	Grenzzustand		
		Typ 1	Typ 2	Typ 3
Ständige Einwirkungen				
– ungünstig wirkend	$\gamma_{G,sup}$	1,10 ¹⁾	1,35 ¹⁾	1,00
– günstig wirkend	$\gamma_{G,inf}$	0,90 ¹⁾	0,80 ¹⁾	1,00
Veränderliche Einwirkungen				
– im Allgemeinen	γ_Q	1,50	1,50	1,30
– Strassenverkehrslasten	γ_Q	1,50	1,50	1,30
– Bahnverkehrslasten:				
– Lastmodelle 1, 2, 4 bis 7	γ_Q	1,45	1,45	1,25
– Lastmodell 3	γ_Q	1,45	1,20	1,25
Einwirkungen aus dem Baugrund				
Erdauflasten				
– ungünstig wirkend	$\gamma_{G,sup}$	1,10	1,35 ^{2) 3)}	1,00
– günstig wirkend	$\gamma_{G,inf}$	0,90	0,80	1,00
Erddruck				
– ungünstig wirkend	$\gamma_{G,Q,sup}$	1,35	1,35	1,00
– günstig wirkend ⁴⁾	$\gamma_{G,Q,inf}$	0,80	0,70	1,00
Wasserdruck				
– ungünstig wirkend	$\gamma_{G,Q,sup}$	1,05	1,20 ³⁾	1,00
– günstig wirkend	$\gamma_{G,Q,inf}$	0,95	0,90	1,00

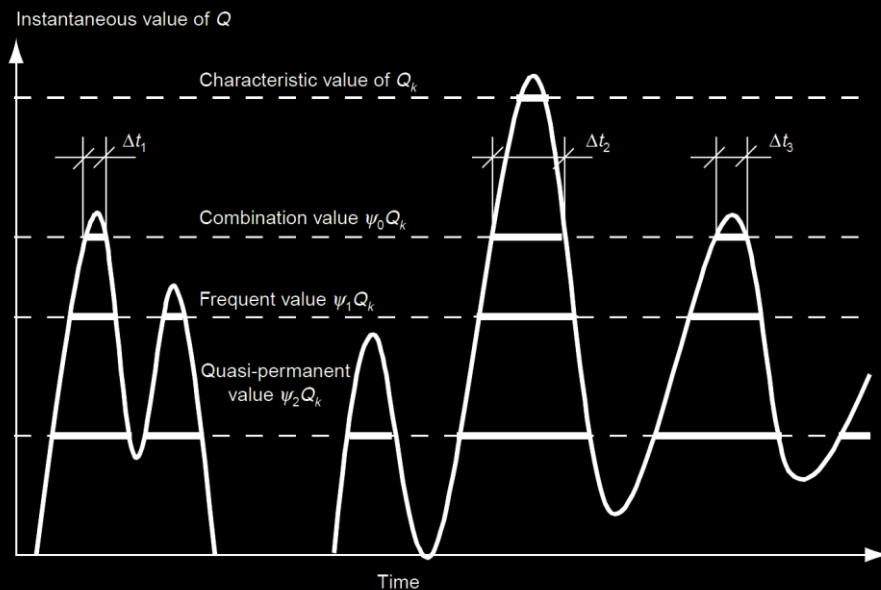
Weitaus am häufigsten verwendet!

Sicherheitskonzept Swisscodes

Reduktionsbeiwerte $\psi (< 1)$

Berücksichtigung der reduzierten Wahrscheinlichkeit, dass die ungünstigsten Werte mehrerer unabhängiger Einwirkungen gleichzeitig auftreten:

- ψ_0 seltener Wert einer veränderlichen Einwirkung (Begleiteinwirkung)
- ψ_1 häufiger Wert einer veränderlichen Einwirkung (z.B. 1% der Zeit)
- ψ_2 quasi-ständiger Wert einer veränderlichen Einwirkung (z.B. 50% der Zeit)



(in der Regel ist es ausreichend,
nur eine einzige veränderliche Begleiteinwirkung anzusetzen)

Sicherheitskonzept Swisscodes

Reduktionsbeiwerte ψ (< 1): Beispiel für Hochbauten, SIA 260 Tab. 2

Tabelle 2: Reduktionsbeiwerte für Gebäude

Einwirkungen	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Nutzlasten in Gebäuden			
– Kategorie A Wohnflächen	0,7	0,5	0,3
– Kategorie B Büroflächen	0,7	0,5	0,3
– Kategorie C Versammlungsräume	0,7	0,7	0,6
– Kategorie D Verkaufsflächen	0,7	0,7	0,6
– Kategorie E Lagerflächen	1,0	0,9	0,8
Verkehrslasten in Gebäuden			
– Kategorie F Fahrzeuge unter 3,5 t	0,7	0,7	0,6
– Kategorie G Fahrzeuge von 3,5 bis 16 t	0,7	0,5	0,3
– Kategorie H Dächer	0	0	0
Schneelasten	$1 - 60/h_0$	$1 - 250/h_0$	$1 - 1000/h_0$
Windkräfte	0,6	0,5	0
Temperatureinwirkungen	0,6	0,5	0
Einwirkungen aus dem Baugrund			
– Erddruck	0,7	0,7	0,7
– Wasserdruck	0,7	0,7	0,7

Sicherheitskonzept Swisscodes

Ermittlung von R_d nach SIA 262

$$f_{cd} = \frac{\eta_{fc} \eta_t f_{ck}}{\gamma_c} \quad \text{Betondruckfestigkeit}$$

$$\tau_{cd} = \frac{0.3 \eta_t \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \quad \text{Schubspannungsgrenze Beton}$$

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \quad \text{Fließgrenze Betonstahl}$$

$$f_{pd} = \frac{f_{p0.1k}}{\gamma_s} \quad \text{Fließgrenze Spannstahl}$$

mit $\gamma_c = 1.5$, $\gamma_s = 1.15$ (als Widerstandsbeiwerte im Sinne von $\gamma_M = \gamma_m \cdot \gamma_R$)

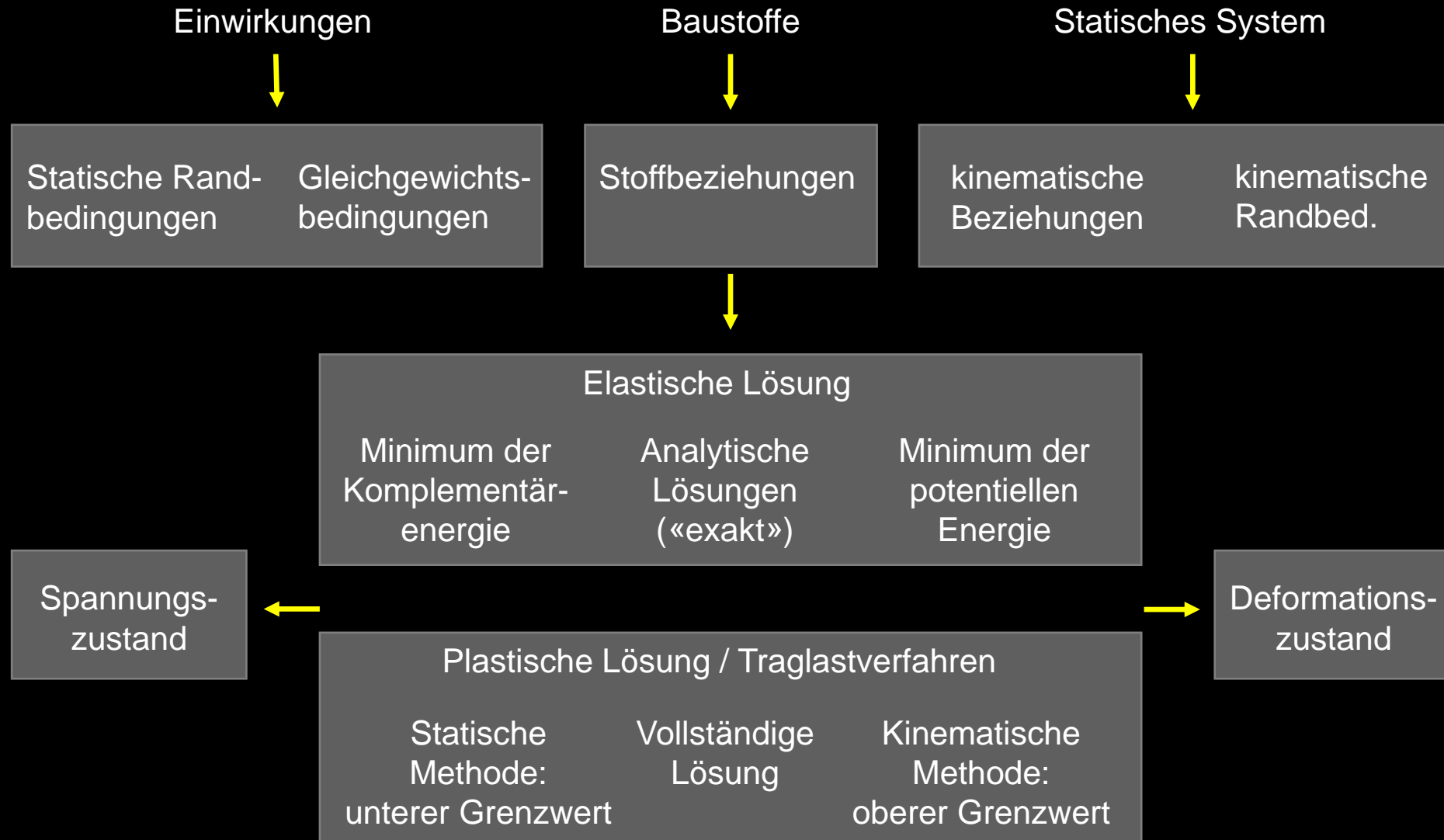
$$\eta_{fc} = \sqrt[3]{\frac{30 \text{MPa}}{f_{ck}}} \leq 1 \quad \text{(spröderes Verhalten höherfester Betone)}$$

$$\eta_t = 1.0 \text{ (normal)}, \quad \eta_t = 0.85 \text{ (>90\% ständige Lasten)}, \quad \eta_t = 1.2 \text{ (Stoss)}$$

$$\eta_t = 0.85 \frac{f_{cm}(t_L)}{f_{cm}(t_p)} \leq 1 \text{ bei Prüfalter } t_p > 28 \text{ d oder Alter bei Belastung } t_L < 28 \text{d}$$

In SIA 262 sind direkt die Bemessungswerte der Widerstände f_{cd} , τ_{cd} , f_{sd} , und f_{pd} angegeben (Umrechnungsfaktoren η und allf. Korrekturfaktoren k sind je nach Widerstandsmodell einsetzen)

Tragwerksanalyse



Traglastverfahren

Prinzip der maximalen Dissipationsarbeit

Fliessbedingung konvex, plastische Verzerrungsincremente orthogonal zur Fliessbedingung
→ Dissipationsarbeit maximal (= Basis der Grenzwertsätze der Plastizitätstheorie)

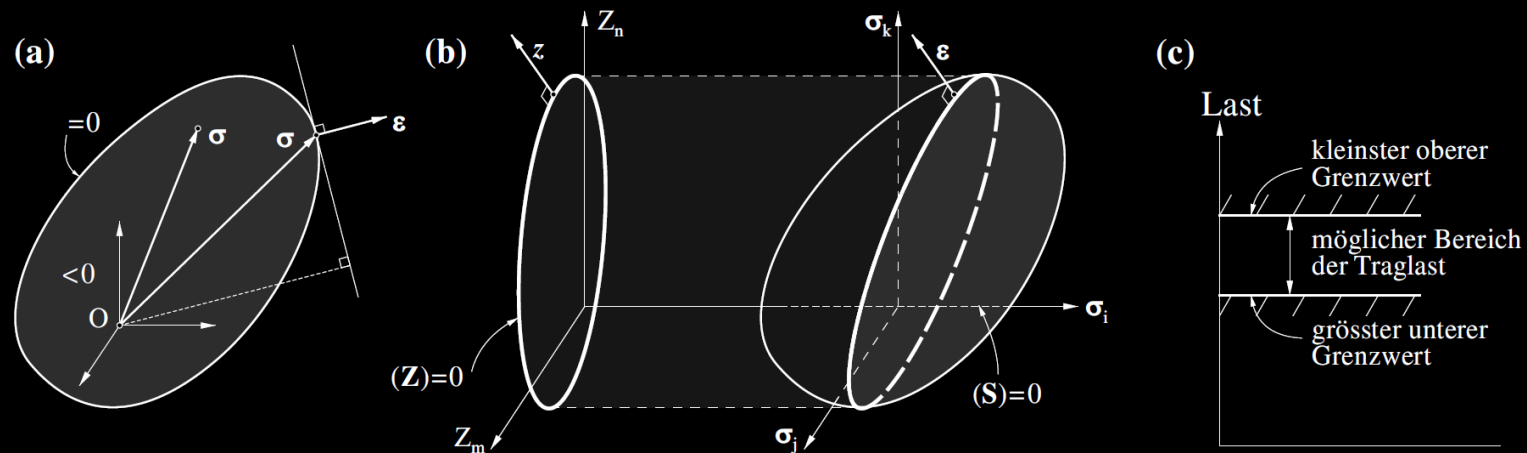
Verallgemeinerte Spannungen und Verzerrungen

Einführung kinematischer Bindungen ↔ Betrachtung von Projektionen der Fliessbedingung (Beispiel Hypothese von Bernoulli für Balkenbiegung: $\sigma \rightarrow \{M, N\}$ und $\dot{\varepsilon} \rightarrow \{\dot{\chi}, \dot{\varepsilon}_0\}$)

Projizierte Grössen = *verallgemeinerte Spannungen und Verformungen*

Bei Projektion «verlorene» Spannungskomponenten = *verallgemeinerte Reaktionen*

Prinzip der maximalen Dissipationsarbeit und Folgesätze sind auch in verallgemeinerten Grössen gültig



Traglastverfahren

Unterer (statischer) Grenzwertsatz

Jede Belastung, zu der sich ein statisch zulässiger Spannungszustand angeben lässt, der die Fließbedingung nirgends verletzt, liegt nicht höher als die Traglast.

(statisch zulässig: Gleichgewichtsbedingungen und statische Randbedingungen erfüllt)

Oberer (kinematischer) Grenzwertsatz

Jede Belastung, welche aus der Gleichsetzung der Arbeit der äusseren Kräfte bei einem kinematisch zulässigen Verformungszustand mit der zugehörigen Dissipationsarbeit resultiert, liegt nicht tiefer als die Traglast.

(kinematisch zulässig: kinematische Relationen und kinematische Randbedingungen erfüllt)

Verträglichkeitssatz

Jede Belastung, zu der eine vollständige Lösung angegeben werden kann, ist eine Traglast.

(vollständige Lösung: statisch zulässiger Spannungszustand, der die Fließbedingung nirgends verletzt, **und** mit diesem nach der Theorie des plastischen Potentials verträglicher, kinematisch zulässiger Verformungszustand)

Traglastverfahren

Wichtigste Folgerungen aus den Grenzwertsätzen

- Eigenspannungen haben keinen Einfluss auf die Traglast (solange die resultierenden Verformungen infinitesimal klein bleiben)
(NB: Gilt nur für Traglastverfahren; bei elastischen Analysen und insbesondere Stabilitätsproblemen ist die Versagenslast vom Eigenspannungen abhängig)
- Durch Erhöhen der Fließgrenze oder Hinzufügen von gewichtslosem Material wird die Traglast nicht erniedrigt
- Die auf der Grundlage einer der wirklichen Fließfläche umschriebenen (eingeschriebenen) Fließfläche berechneten Traglasten sind obere (untere) Grenzwerte der wirklichen Traglast

Anwendung der Grenzwertsätze

In der Praxis wird vorwiegend der untere Grenzwertsatz verwendet. Typische Anwendungen: Fachwerkmodelle und Spannungsfelder für Scheiben, Streifenmethode für Platten.

Viele nationale und internationale Normvorschriften beruhen (meist nur implizit und vielen Leuten nicht bewusst) auf dem unteren Grenzwertsatz.

Der obere Grenzwertsatz ist in der Praxis vor allem bei der Beurteilung der Tragsicherheit bestehender Bauwerke hilfreich (Eingrenzung der Traglast, oft mit deutlich geringerem Aufwand möglich als die Entwicklung eines statisch zulässigen Spannungszustandes, der die durch die bestehende Konstruktion gegebene Fließbedingung nirgends verletzt).

Traglastverfahren

Nutzen der Anwendung plastischer Bemessungsverfahren

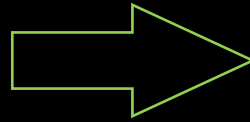
Die Anwendung plastischer Bemessungsverfahren im Stahlbetonbau ist Gegenstand der Vorlesungen Stahlbeton I und II. Sie vereinfacht die Bemessung neuer Tragwerke erheblich:

Duktil konstruieren

- spröde Versagen verhindern
- Anwendbarkeit plastischer Bemessungsverfahren gewährleisten

Plastisch bemessen

- Kraftfluss gezielt beeinflussen und konsequent verfolgen
- Tragwerkselemente übernehmen klar definierte Funktion



- einfache Modelle ausreichend
- Zwängungen vernachlässigbar
- Redundanz und Robustheit

Probleme konzeptionell lösen

Konstruieren statt berechnen

NB: Bei bestehenden Tragwerken sind dagegen die Voraussetzung für die Anwendung plastischer Bemessungsverfahren oft nicht erfüllt, so dass vertiefte Untersuchungen notwendig sind (Überprüfung des Verformungsverhaltens, Last-Verformungsanalysen etc.) → Advanced Structural Concrete

Bemessung neuer Bauwerke

Duktil konstruieren

→ spröde Versagen verhindern

→ Anwendbarkeit plastischer Bemessungsverfahren gewährleisten

Plastisch bemessen

→ Kraftfluss gezielt beeinflussen und konsequent verfolgen

→ Tragwerksknoten übernehmen klar definierte Funktion

«Der Ingenieur / die Ingenieurin legt fest, wie das Bauwerk tragen soll»

«Das Tragwerk bestimmt, was der Ingenieur / die Ingenieurin rechnen soll»

- einfache Modelle ausreichend
- Zwängungen vernachlässigbar
- Redundanz und Robustheit

Probleme konzeptionell lösen

Konstruieren statt berechnen

Stahlbeton I/II

→ Bachelorabschluss

→ Vertiefung ... (≠ Konstruktion)

