

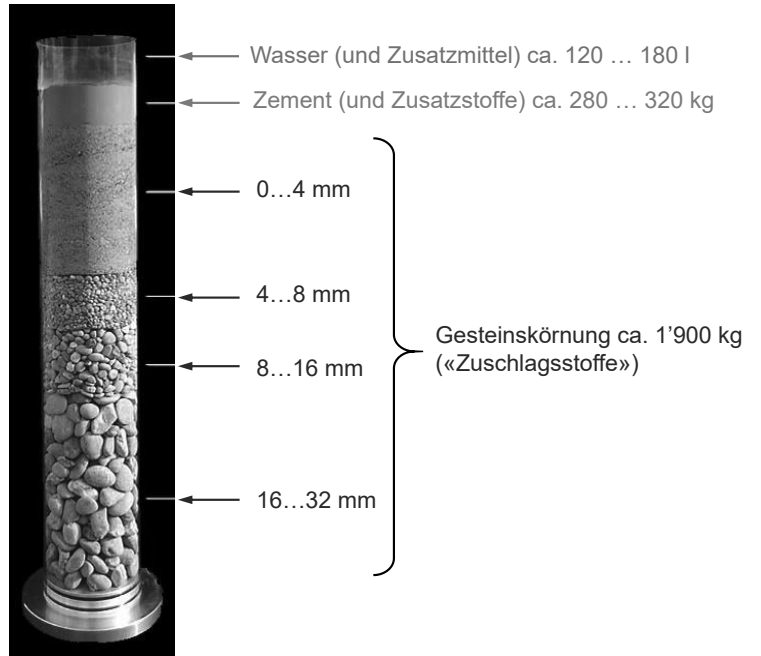
1 Einführung

1.1 Bestandteile und Herstellung von Stahlbeton

Beton

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

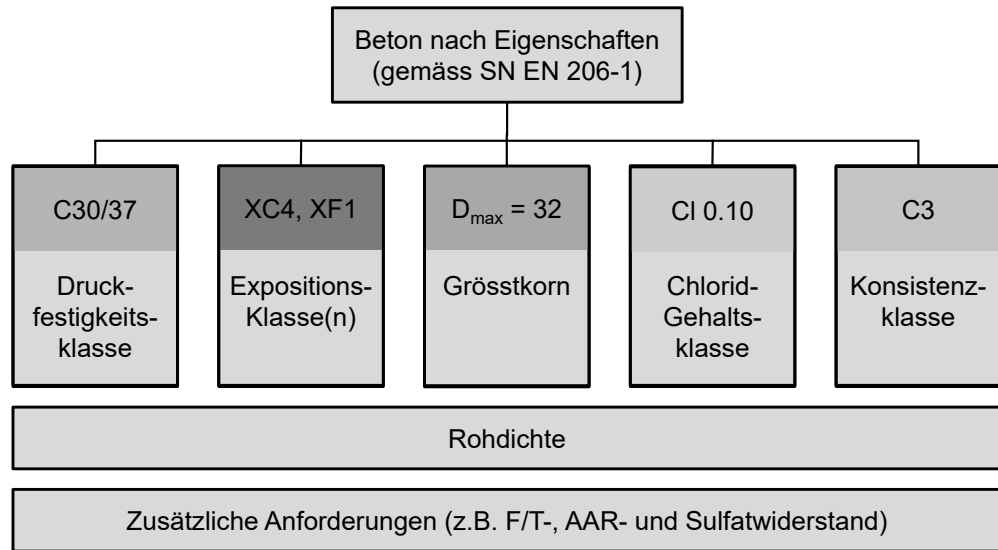
- Wasser
- Zement
- Gesteinskörnung



Die Abbildung zeigt die Zusammensetzung eines typischen Betons. Man beachte die kleine Menge an Wasser und Zement im Vergleich mit den Zuschlagsstoffen.

Beton

Beton wird heute meist nach Eigenschaften festgelegt.



In der Schweiz ist Beton nach der SN EN 206-1 geregelt: *Beton - Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität.*

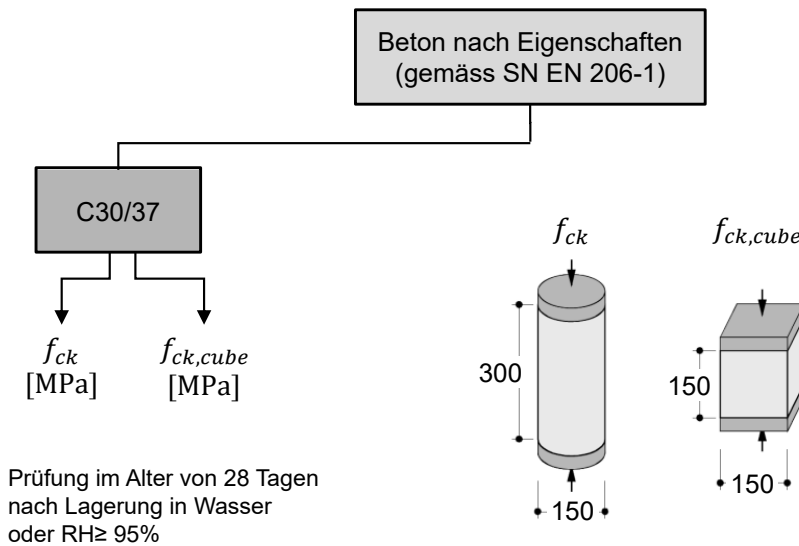
Es ist nicht sinnvoll, bei jedem Bauwerk andere Betone zu verwenden. Pro Bauwerk sollten möglichst wenige Sorten eingesetzt werden. Normalerweise werden daher Standardbetonsorten («NPK A-F») verwendet.

Nach SN-EN 206-1 ist der Normalfall «Beton nach Eigenschaften»; die Verantwortung für die Einhaltung der geforderten Betoneigenschaften liegt dann beim Betonwerk, welches dafür die Zusammensetzung selber festlegen darf (und muss). Beton nach Zusammensetzung wird nur selten eingesetzt, insbesondere da dann die Verantwortung für die Einhaltung der geforderten Betoneigenschaften beim Projektverfasser resp. Bauherrn bleibt (der die Zusammensetzung vorgegeben hat).

Beton

Beton wird heute meist nach Eigenschaften festgelegt.

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



Die wichtigste Eigenschaft des Betons, und damit auch die Hauptbezeichnung der Betonsorten, ist die Druckfestigkeitsklasse.

Angegeben wird die minimal geforderte charakteristische Zylinder- und Würfeldruckfestigkeit. Zur Ermittlung der Druckfestigkeit im Bauwerk aus diesen Normfestigkeiten werden Umrechnungsfaktoren verwendet.

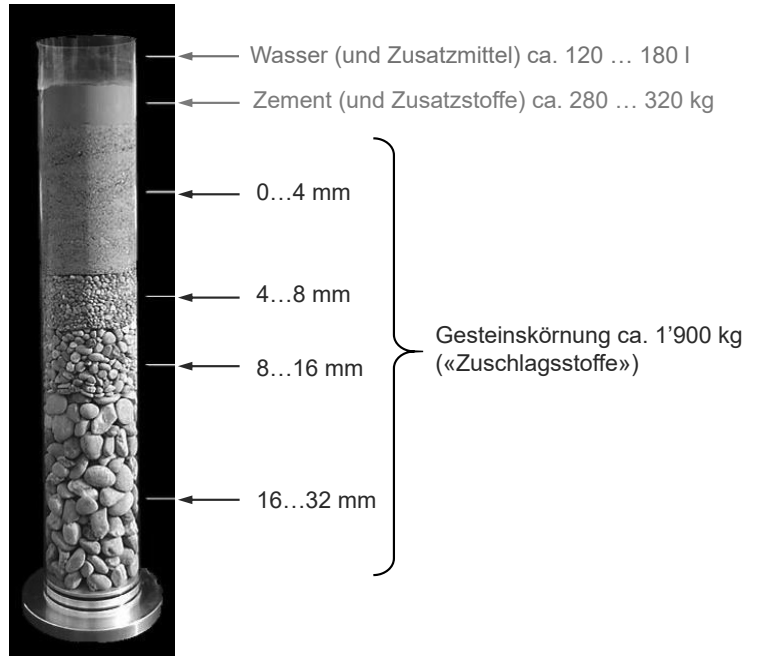
Beton

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

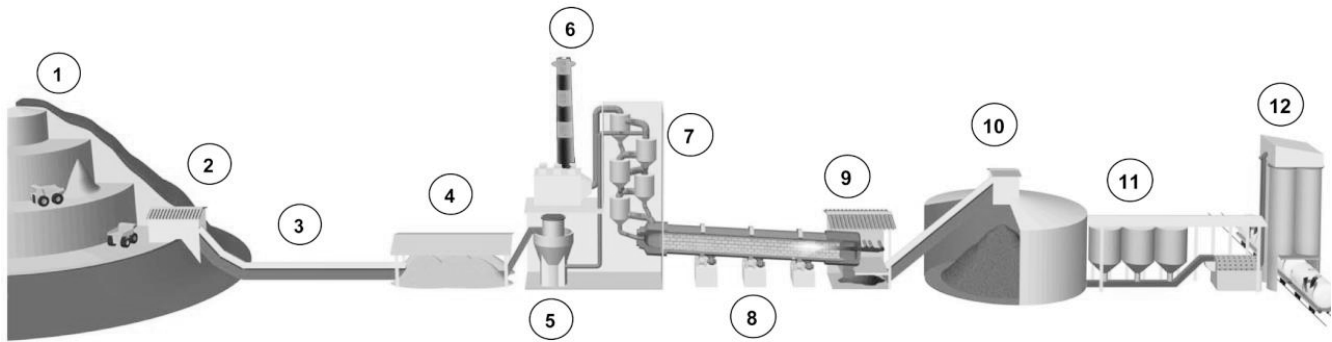
- Wasser
- Zement
- Gesteinskörnung

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 **Drehrohröfen**
Umwandlung von Rohmehl in Klinkermineralien bei ca. 1450°C
- 9 **Klinkerkühler**
- 10 **Klinkersilo**
- 11 **Zementmühle** mit Gipsbeigabe
- 12 **Logistik**
Transport in Waggons oder Säcken

16.09.2022

ETH Zürich | Prof. Dr. W. Kaufmann | Vorlesung Stahlbeton I

6

In obigem Schema und den Abbildungen auf der folgenden Seite sind die wichtigsten Schritte bei der Herstellung von Zement dargestellt (Quelle: Holcim).

Ergänzende Bemerkungen:

Das Rohmaterial besteht aus ca. 70% Kalkstein und 30% Mergel.

Der Drehrohröfen ist in Schweizer Werken üblicherweise eher kurz (ca. 60 m, Ø ca. 4 m). Es gibt auch Drehrohre mit bis zu 200 m Länge.

Der Energieverbrauch pro Tonne Klinker beträgt ca. 3.5 GJ, die CO₂-Emissionen ca. 680 kg. Seitens Zementindustrie gab und gibt es grosse Bemühungen, die CO₂-Emissionen zu reduzieren (Holcim setzt beispielsweise bereits mehrheitlich alternative Brennstoffe ein, zum Beispiel Klärschlamm). Allerdings ist der grösste Teil der CO₂-Emissionen geogen (Freisetzung von im Kalkstein gebundenem CO₂) und kann nicht vermieden werden.

Die Beigabe von ca. 3-5% Gips (Schritt 11) ist zur Verlangsamung der Reaktion notwendig; sonst würde der Zement viel zu schnell abbinden.

Einige Zementwerke haben Probleme, mittelfristig genügend Rohstoff abbauen zu können. Dies, da die Gebiete um die Steinbrüche herum vor einigen Jahren unter Naturschutz gestellt wurden («nationale Bedeutung»). Aktuell laufen Bestrebungen, eine Lösung zu finden, der Ausgang ist jedoch unsicher, trotz der grossen volkswirtschaftlichen Bedeutung der Zementindustrie. (Quelle: Holcim)

Zement



16.09.2022

ETH Zürich | Prof. Dr. W. Kaufmann | Vorlesung Stahlbeton I

7

Herstellung von Zement (Quelle: Jura Cement).

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	Gebannter 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

Während vor einigen Jahrzehnten mit «Zement» praktisch ausschliesslich Portlandzement (Klinker) gemeint war, sind heute sehr viele Zementsorten verfügbar. Von den Studierenden werden keine detaillierten Kenntnisse erwartet, es ist jedoch wichtig zu wissen, dass es nicht einfach nur «Zement» gibt.

Die Zementsorten werden primär nach dem Klinkergehalt klassifiziert (CEM I: praktisch reiner Klinkerzement, 95-100% Klinkeranteil; CEM II: 65-95% Klinkergehalt; CEM III: 5-64% Klinkeranteil). Je nach Anwendung sind die verschiedenen Zementsorten besser oder schlechter geeignet.

Beispielsweise eignet sich CEM III/B (mit hohem Anteil an Hüttensand, ein «Abfallprodukt» aus der Stahlindustrie) für dicke Bauteile, da er wenig Hydratationswärme entwickelt (Zusatz in Bezeichnung: LH). Andererseits weist Beton mit diesem Zement einen geringeren Karbonatisierungswiderstand auf, was sich bei bewitterten Bauteilen nachteilig auf die Dauerhaftigkeit auswirken kann. Eine Vorgabe dieser Zementsorte aus ökologischen Gründen (wegen kleinem Klinkergehalt geringere CO₂-Belastung) ist daher primär für Bauteile sinnvoll, die ständig trocken sind.

Da die Bezeichnungen eher kompliziert sind, werden oft Produktnamen der Hersteller verwendet, Beispiele Holcim:

Normo 4 = CEM I 42.5 N

Optimo 4 = CEM II/B-M (T-LL) 42.5 N

Robusto 4R-S = CEM II/B-M (S-T) 42.5 R

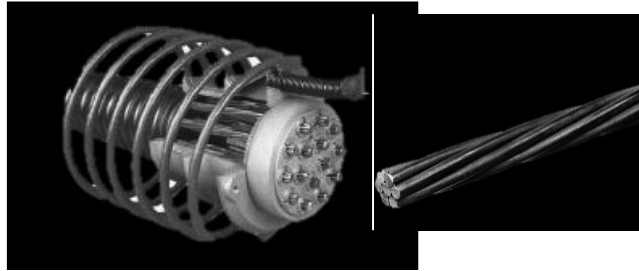
Bewehrung

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).



Je nach Herstellungsverfahren und Verarbeitung weist Betonstahl ein eindeutiges Fließplateau auf (naturharte, wärmebehandelte und mikrolegierte Stähle) oder nicht (kaltverformte, hochlegierte Stähle). Die Fließgrenze ist bei Stählen ohne Fließplateau als Last, bei welcher nach Entlastung 0.2% Dehnung verbleibt, definiert.

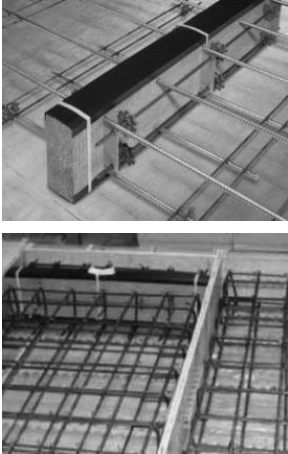
Der grösste Teil des in der Schweiz verwendeten Betonstahls wird aus rezykliertem Material (Schrott) hergestellt, über die Hälfte davon durch *Stahl Gerlafingen*. Dieser Hersteller produziert vor allem warmgewalzte, aus der Walzhitze vergütete Stäbe (Tempcore-Verfahren) der Duktilitätsklasse C sowie warmgewalztes, gerecktes Ringmaterial der Duktilitätsklasse B. Weiter produziert *Stahl Gerlafingen* Bewehrungsmatten in den Duktilitätsklassen A und B. *Swiss Steel* ist ein weiterer Produzent von Betonstahl, welcher sich auf innovative Produkte und Spezialitäten wie Betonstähle mit erhöhter Korrosionsbeständigkeit (Top12) und erhöhter Festigkeit (Top700) fokussiert hat. Weitere Produzenten von Bewehrungsmatten (i.d.R. Duktilitätsklasse A) sind die *RUWA* in Sumiswald und *Fischer* in Reinach.

Stahl Gerlafingen und *Swiss Steel* sind in den 1990er Jahren aus den Firmen *von Moos* (Emmenbrücke) und *von Roll* (Gerlafingen) hervorgegangen, zwischenzeitlich waren sie vereint. Vor der Strukturreform gab es weitere Produzenten, insbesondere *Monteforno* in Bodio.

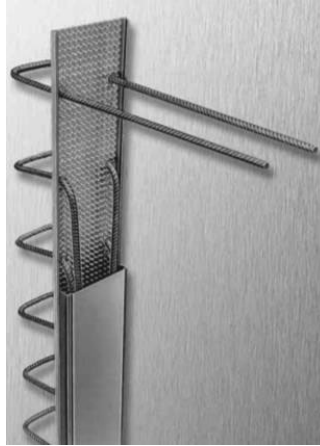
Bewehrungsprodukte

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

Kragplattenanschluss
(Abb: ACINOXplus)



Bewehrungsanschluss
(Abb: HalfenHBT)



Schraubbewehrung
(Abb: Bartec)



16.09.2022

ETH Zürich | Prof. Dr. W. Kaufmann | Vorlesung Stahlbeton I

10

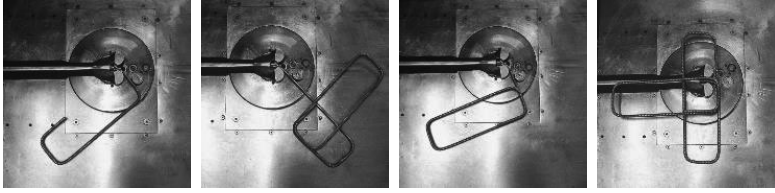
Neben geraden und gebogenen Bewehrungsstäben sowie geschweissten Matten kommt heute in der Schweiz eine ganze Palette von Bewehrungstechnikprodukten zum Einsatz. Einige Beispiele dafür sind:

- Kragplattenanschlüsse (Kraftübertragung über Wärmedämmebene, Korrosionsschutz muss gewährleistet sein)
- Vorgefertigte Bewehrungskörbe (meist geschweisst, Ermüdungssicherheit beachten)
- Schub- und Durchstanzbewehrung
- Schubdorne
- Bewehrungsanschlüsse (sogenannte Rückbiegeanschlüsse, Abschaltung ohne Bewehrungsdurchdringung v.a. im Hochbau eingesetzt, u.a. da das Rückbiegen Duktilität und Ermüdungssicherheit beeinträchtigt)
- Bewehrungskupplungen (Schraubbewehrung, Abschaltung ohne Bewehrungsdurchdringung, auch im Ingenieurbau bei Platzproblemen: Stosslänge entfällt)

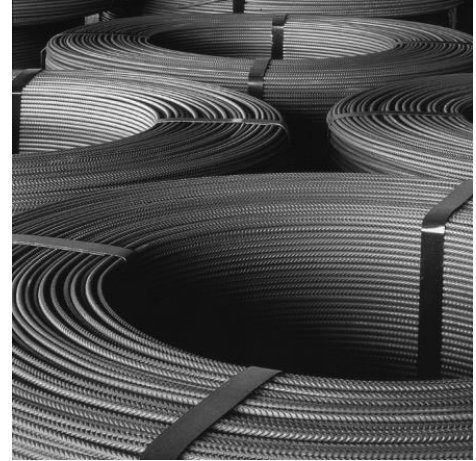
Dabei handelt es sich meist um patentgeschützte Systeme, die nicht direkt miteinander vergleichbar sind. Die Bemessung basiert oft auf Versuchen und produktspezifischen Gutachten. Die auf dem Markt verfügbaren Produkte sind selten gleichwertig. Oft wird im Rahmen der Ausführung aus Preisgründen ein anderes (billigeres) Produkt vorgeschlagen als ausgeschrieben wurde; in solchen Fällen ist es wichtig, dass die Gleichwertigkeit resp. Erfüllung der Anforderungen durch die Projektverfasser überprüft wird, insbesondere auch hinsichtlich Schubübertragung, Duktilität und ggf. Ermüdungsfestigkeit.

Biegewerke

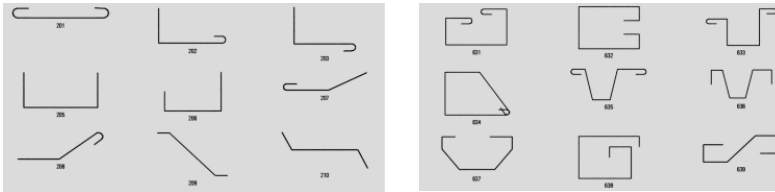
- **Abbiegen von Betonstahl (Biegerei, Baustelle unüblich)**



Effiziente Produktion aus Ringmaterial



- **Standardbiegeformen, Radien etc. → Eisenlisten**



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

16.09.2022

ETH Zürich | Prof. Dr. W. Kaufmann | Vorlesung Stahlbeton I

11

Als Betonstahl werden Stabstahl, gerichtetes Ringmaterial und geschweisste Matten eingesetzt. Die Stabdurchmesser liegen in der Schweiz zwischen 8 und 40 mm. Kleinere Durchmesser werden primär als Ringmaterial vertrieben (heute bis $\text{Ø}20$ mm, Tendenz steigend), grössere Durchmesser und Bewehrung mit hohen Duktilitätsanforderungen als Stabstahl. Alle Betonstähle weisen eine gerippte Oberfläche auf, um einen ausreichenden Verbund mit dem Beton zu gewährleisten.

Die Bewehrung kommt nicht von den Produzenten direkt auf die Baustelle, sondern wird durch Biegewerke (beispielsweise *Debrunner Acifer*) verarbeitet und geliefert. In den Biegewerken werden anhand von durch die Projektverfasser erstellten Eisenlisten (Positionslisten) die für ein Bauteil benötigten Bewehrungspositionen abgelängt, gebogen und verladen. Die Lieferung auf die Baustelle erfolgt zunehmend «just in time». Auf der Baustelle soll die Bewehrung nur in Ausnahmefällen angepasst (gebogen) werden, wobei besonders auf die Einhaltung der minimalen Biegeradien zu achten ist.

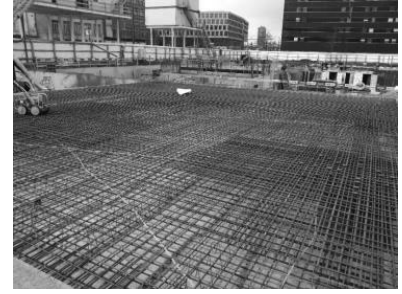
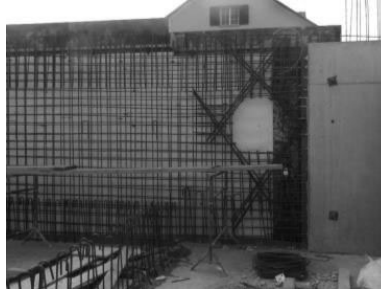
Biegewerke sind zunehmend automatisiert, wofür sich Ringmaterial (in 3- oder 5-t Kompaktringen) aufgrund der einfacheren Lagerung, dem kleineren Verschnitt Anteil (Schrott), sowie der höheren Produktivität in der Bearbeitung besser eignet als Stabmaterial; daher der Trend zu immer grösseren Durchmessern aus Ringmaterial. Aus dem gleichen Grund sind wenn immer möglich die durch die Biegewerke definierten standardisierten Biegeformen zu verwenden (Beispiele siehe Abbildung und abgegebene Unterlagen).

Nichtmetallische Bewehrungen (beispielsweise GFK) haben sich aus wirtschaftlichen Gründen sowie Schwierigkeiten beim Handling (kein Abbiegen möglich) bisher nicht durchsetzen 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.

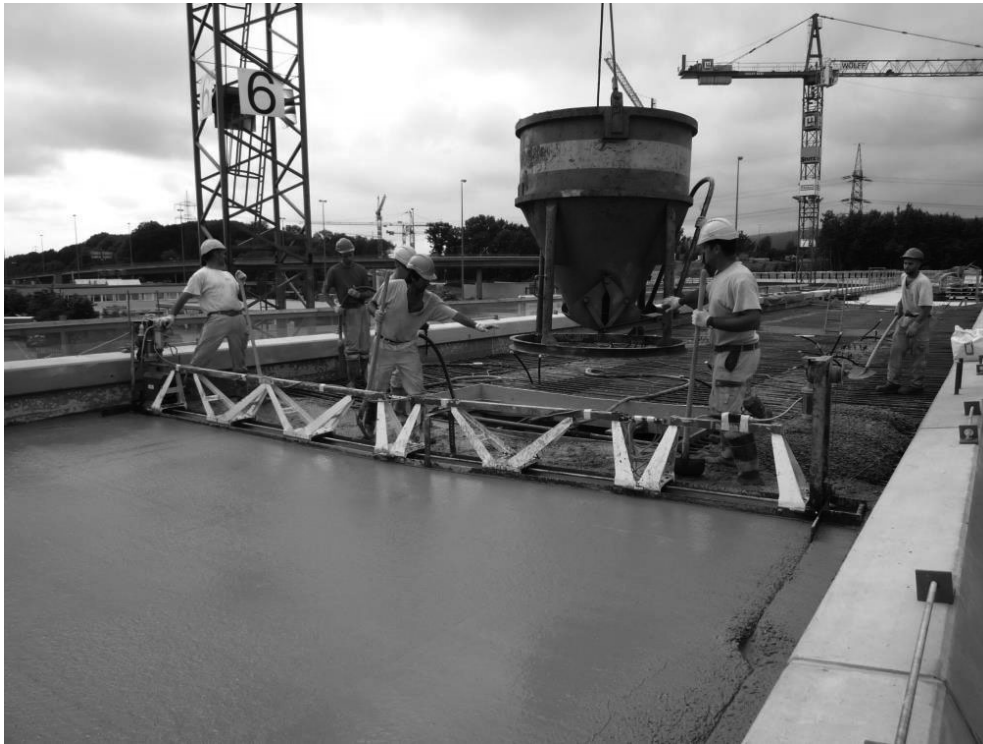
Alternativ dazu können Bauteile («Elemente») in einem Werk vorfabriziert, transportiert und versetzt werden.

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









16.09.2022

ETH Zürich | Prof. Dr. W. Kaufmann | Vorlesung Stahlbeton I

16

DFAB
HOUSE



86

1 Einführung

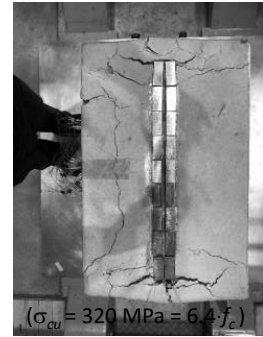
1.2 Tragverhalten von Stahlbeton

Beton – Druck

Beton hat ausgeprägt asymmetrische Festigkeitseigenschaften:

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

(Abbildungen: Versuche zu Teilflächenpressung, 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 mehrachsigem Druck wesentlich höher)
- Kleine Zugfestigkeit $f_{ct} \approx 0.1 f_c$
(bei Bemessung meist vernachlässigt)
→ unbewehrter Beton versagt spröd

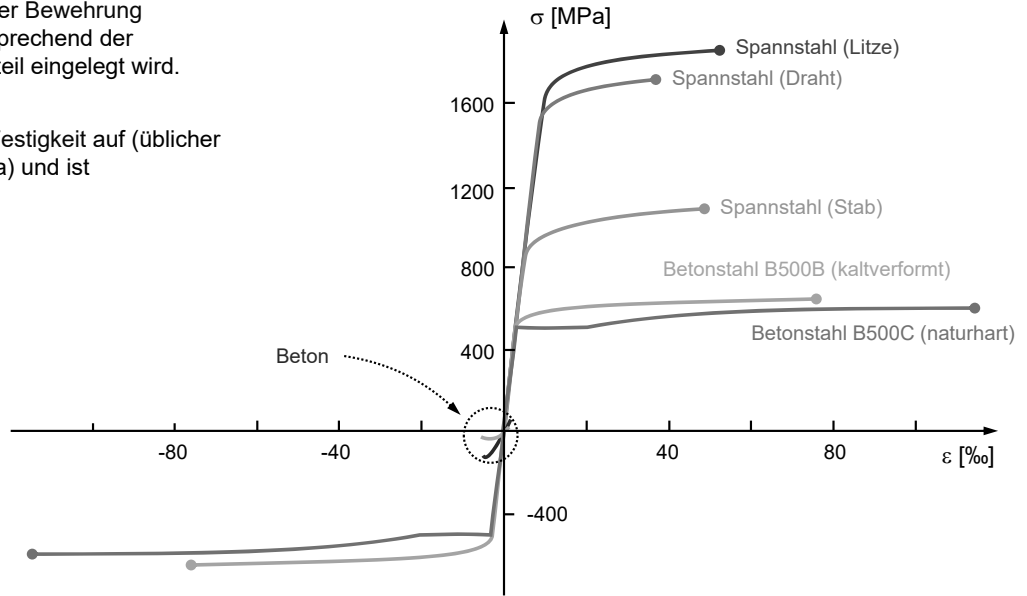
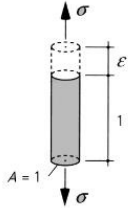
(Video: Spaltzugversuch mit sprödem Versagen)



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.



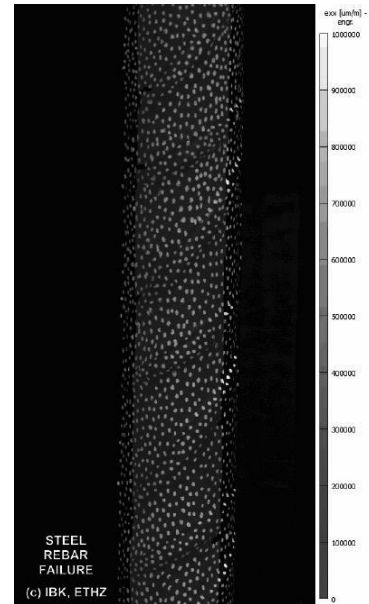
(Abbildung adaptiert aus Buch Ingenieur-Betonbau)

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)



Stahlbeton

In Stahlbeton wirken Beton und Betonstahl als Verbundwerkstoff zusammen.

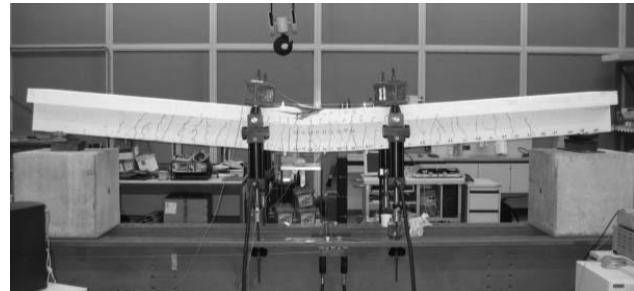
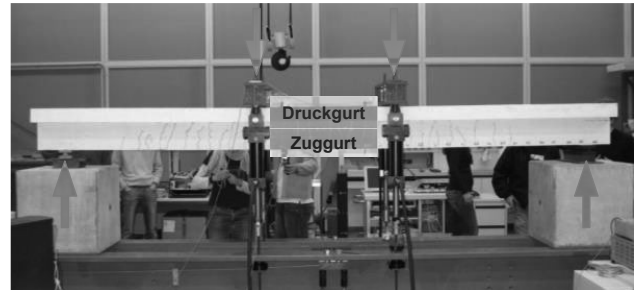
Vereinfacht gesagt übernimmt:

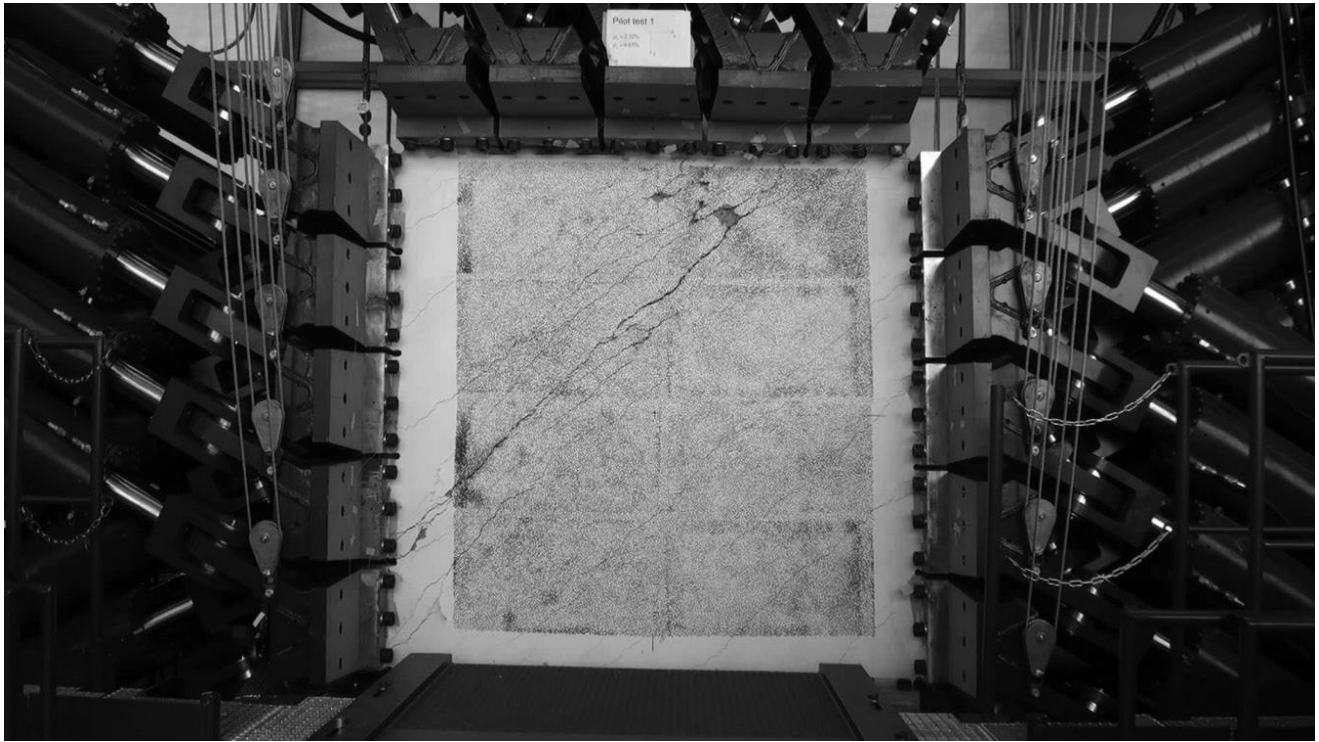
- Beton die Druckkräfte
- Bewehrung die Zugkräfte

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 Biegewiderstand sehr einfach ermittelt werden (siehe Wandtafel).







Stahlbeton

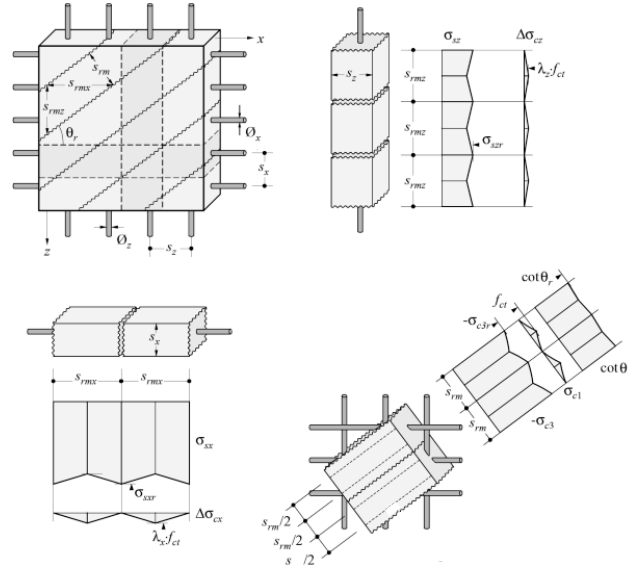
In den meisten Fällen kann das Verhalten jedoch mit einfachen mechanischen Modellen zutreffend erfasst werden.

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:

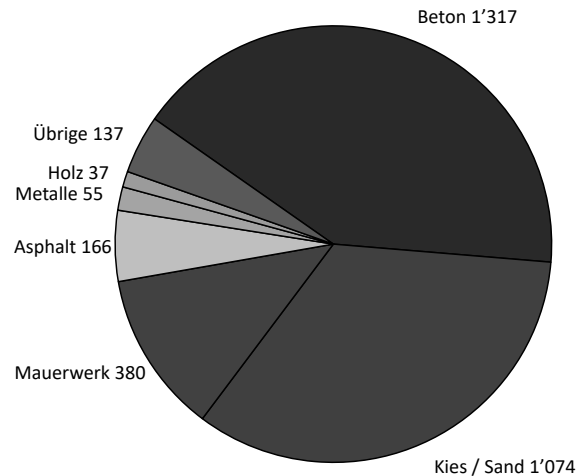
- Weltweiter Betonverbrauch 2009: $25 \cdot 10^9 \text{ m}^3$
- CH Betonverbrauch 2018 ca. $20 \cdot 10^6 \text{ m}^3$
 - pro Kopf Betonverbrauch ca. $2 \dots 3 \text{ m}^3/\text{a}$
($7.7 \cdot 10^9$ resp. $8.6 \cdot 10^6$ Bewohner)

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)



Die Betonbauweise ist die mit Abstand am weitesten verbreitete Bauweise, sowohl im Hoch- als auch im Brücken- und Ingenieurbau.

Auch Studierende, welche nicht die Vertiefungsrichtung Konstruktion wählen, benötigen daher mit hoher Wahrscheinlichkeit in ihrer zukünftigen Tätigkeit mindestens grundlegende Kenntnisse.

Quellenangabe Bauwerksbestand:

- P. Lunk, «Beton und Nachhaltigkeit in der Praxis» / Bundesamt für Statistik: Materialflussrechnung für die Schweiz.

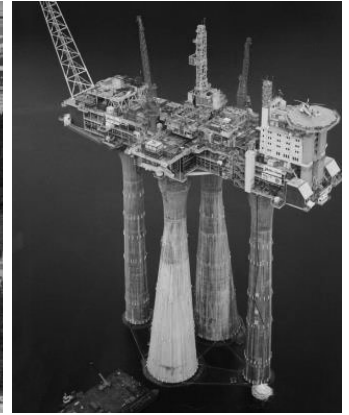
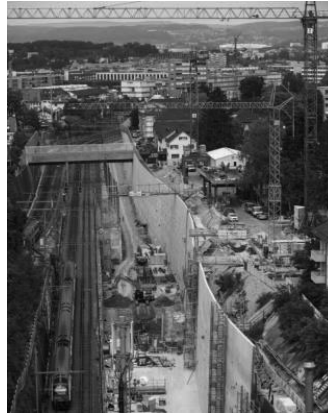
Quellenangaben Betonverbrauch:

- <https://www.fskb.ch/beton/daten-und-fakten/> (15 Mio Kubikmeter Beton pro Jahr, Anteil Transportbeton ca. 75%)
- World Business Council for Sustainable Development, The Cement Sustainability Initiative

Bedeutung und Vorzüge von Stahlbeton

Gründe für die grosse Verbreitung von Stahlbeton:

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





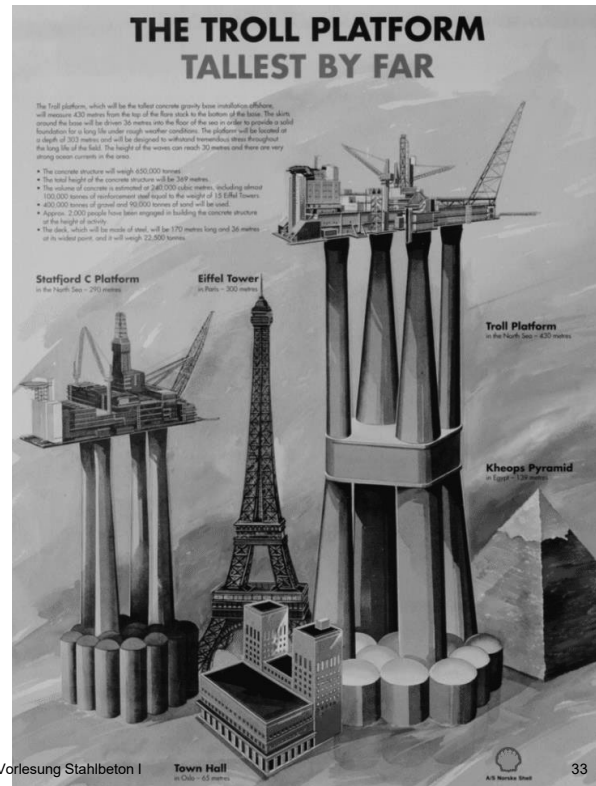
Gotthard Basistunnel (2016, Länge 57 km)

https://haerter-partner.ch/sites/default/files/styles/max_2600x2600/public/images/image-gotthard.jpg?itok=0vb0zFbf



Staumauer Grande Dixence (1951-1965, Höhe 285 m)

https://www.dixence-resort.ch/wp-content/uploads/2019/09/dixence-dam_stereografik.jpg



Offshore-Plattform Troll A (Höhe 472 m)

<https://www.portandterminal.com/the-largest-object-ever-moved-in-human-history/>

[https://www.reddit.com/r/europe/comments/f4qc1j/troll_a_platform_under_final_completion_befo
re/](https://www.reddit.com/r/europe/comments/f4qc1j/troll_a_platform_under_final_completion_before/)

Wolkenkratzer Burj Khalifa (Höhe 828 m, Tragwerk bis 156. Stockwerk = 606 m in Stahlbeton ausgeführt, d.h. alle Nutzflächen).

© By Donaldytong <https://en.wikipedia.org/w/index.php?curid=37469604>

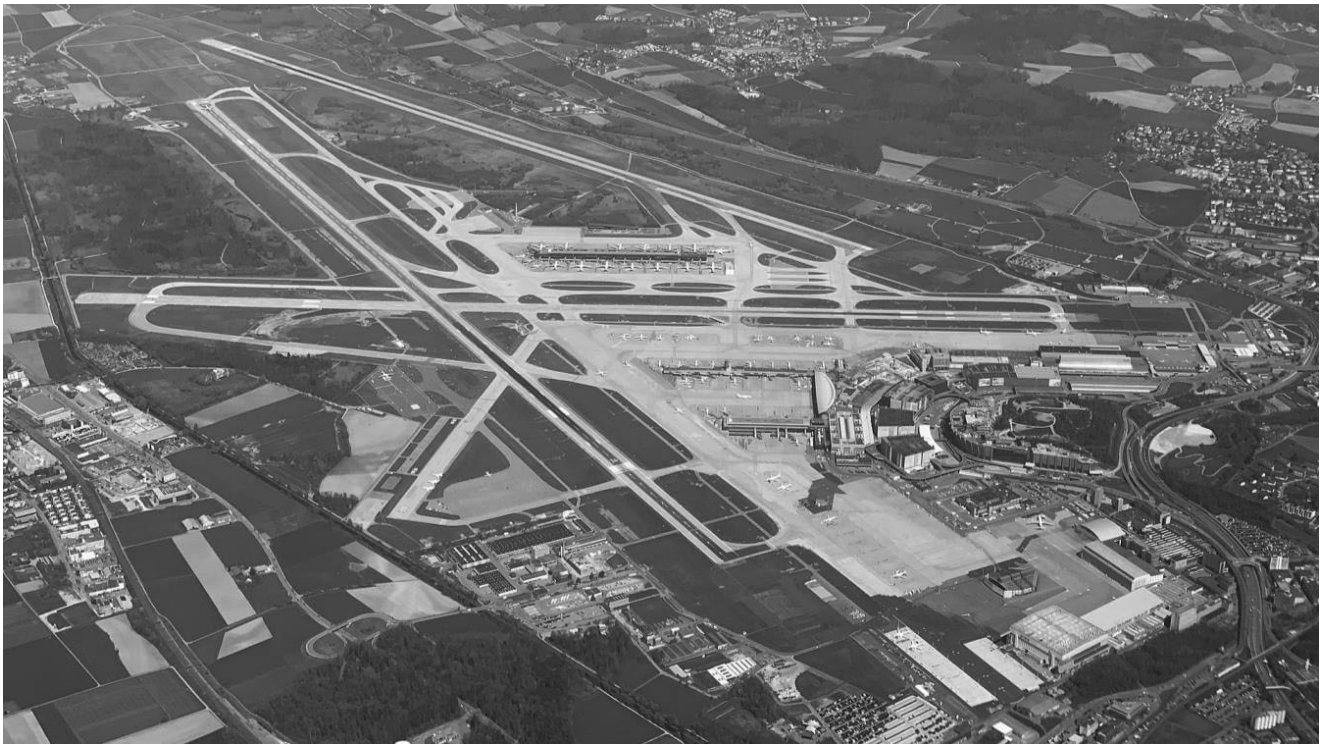


16.09.2022

ETH Zürich | Prof. Dr. W. Kaufmann | Vorlesung Stahlbeton I

34

Einbindung Oerlikon der Durchmesserlinie Zürich (2015, Ernst Basler Partner / dsp Ingenieure & Planer / TBF / F. Preisig / Dürig Architekten): Mehrere hundert Meter lange, bis 30 m hohe, teilweise überhängende Stützkonstruktion, in Unterfangungsbauweise (von oben nach unten) erstellt.



16.09.2022

ETH Zürich | Prof. Dr. W. Kaufmann | Vorlesung Stahlbeton I

35

Flughafen Zürich (Pisten in Beton, da Belastung für bituminöse Beläge zu gross)

Wikipedia, Von Henry Töpel - Eigenes Werk, CC BY-SA 4.0,
<https://commons.wikimedia.org/w/index.php?curid=82946024>

Bedeutung und Vorzüge von Stahlbeton

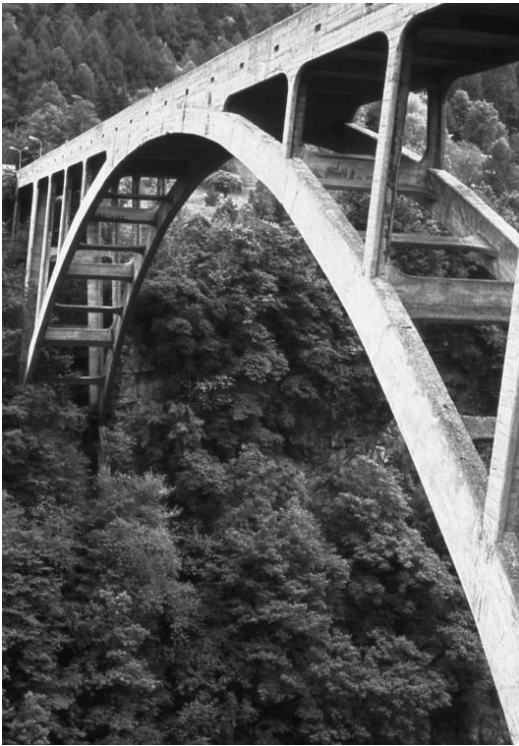
Gründe für die grosse Verbreitung von Stahlbeton:

- 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 Stahlbeton III)
 - ... Schalldämmung
 - ... etc.





Salginatobelbrücke (1930, L=133 m). Foto <https://mapio.net/wiki/Q580046-de/>. Robert Maillart.



16.09.2022

ETH Zürich | Prof. Dr. W. Kaufmann | Vorlesung Stahlbeton I

38

Pont de Gueuroz, Vernayaz (1934, $l = 99\text{m}$, $L = 168\text{ m}$); Pont de Meryen, Stalden (1930, $L = 118\text{ m}$). Alexandre Sarrasin.

Photos © P. Marti, O. Monsch, B. Schilling: Ingenieur-Betonbau



16.09.2022

ETH Zürich | Prof. Dr. W. Kaufmann | Vorlesung Stahlbeton I

39

Viaducto de Almonte (2017, L= 384 m), Arenas&Asociados (Foto ebenfalls).



16.09.2022

ETH Zürich | Prof. Dr. W. Kaufmann | Vorlesung Stahlbeton I

40

Sunnibergbrücke (Christian Menn, Bänziger Partner AG, 1998/2006).

Foto Tiefbauamt Graubünden.



16.09.2022

ETH Zürich | Prof. Dr. W. Kaufmann | Vorlesung Stahlbeton I

41

Schalentragwerke von Heinz Isler (1926-2009):

- Tankstelle Deitingen (1968)
- Fabrikhalle Sici Genf (1970)
- Überdachung Kilcher Rechterswil (1965)
- Hangars Dübendorf (1986, heute Flieger-/Flab-Museum)



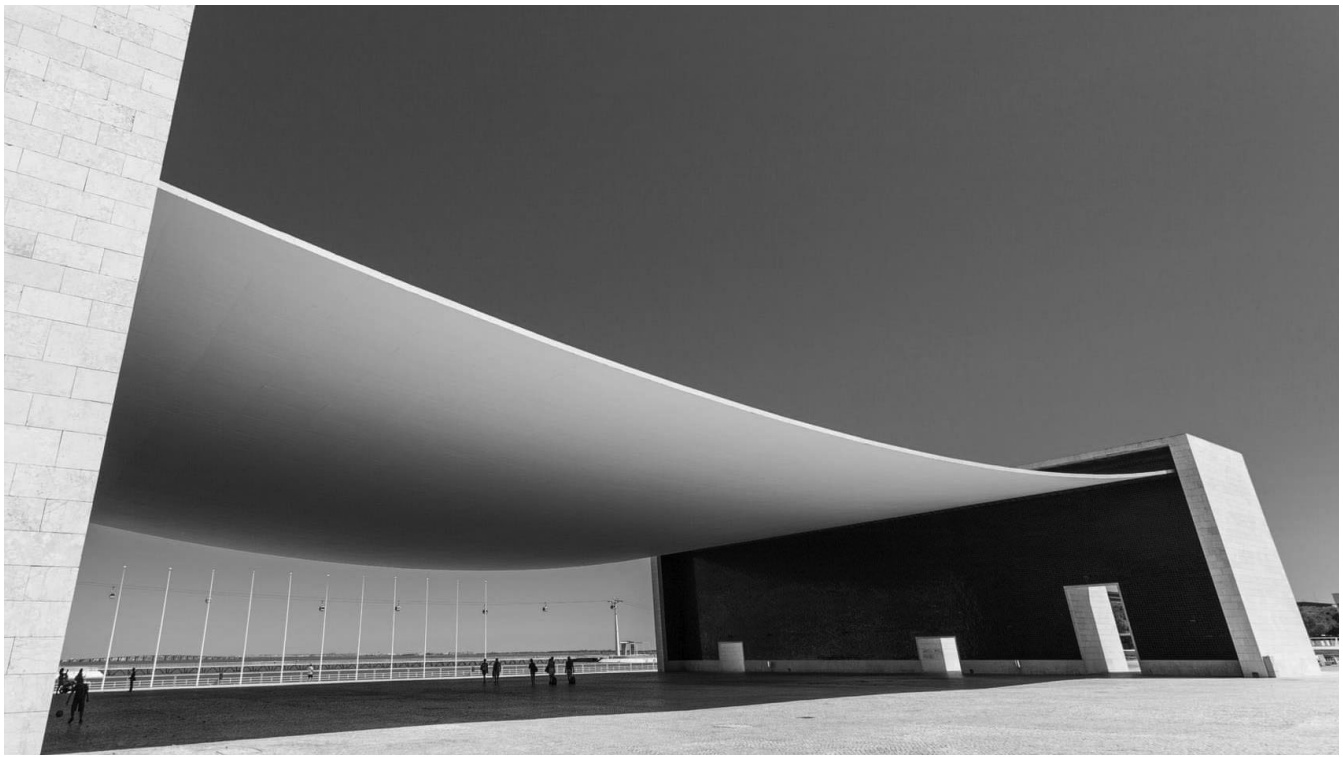
16.09.2022

ETH Zürich | Prof. Dr. W. Kaufmann | Vorlesung Stahlbeton I

42

Sydney Opera House (Jørn Utzon, 1973)

Foto © Wikipedia, Von Bernard Gagnon - Eigenes Werk, CC BY-SA 3.0,
<https://commons.wikimedia.org/w/index.php?curid=46408038>



16.09.2022

ETH Zürich | Prof. Dr. W. Kaufmann | Vorlesung Stahlbeton I

43

Portuguese National Pavilion, Expo 98, Lisbon, Álvaro Siza

Foto © <https://www.theguardian.com/artanddesign/2016/jan/08/10-best-concrete-buildings-architecture-pantheon-gaudi-corbusier>



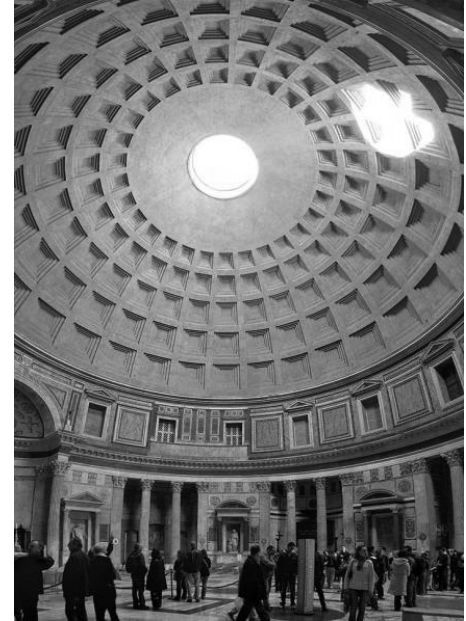
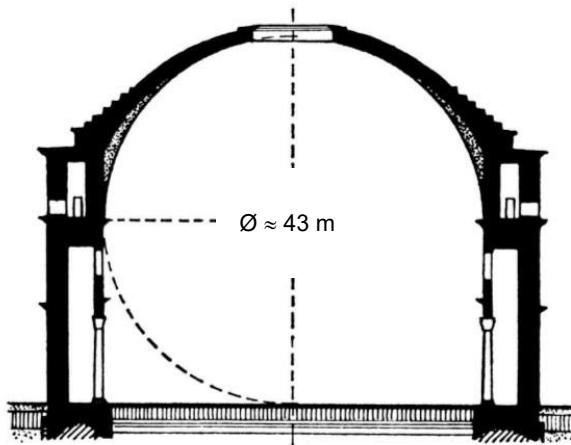
Villa in Buonas (2013). wild bär heule Architekten / dsp Ingenieure & Planer AG.

1 Einführung

1.4 Dauerhaftigkeit

Dauerhaftigkeit

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



Wohl der herausragendste Zeuge des römischen Betonbaus ist das Pantheon in Rom. Es wurde ursprünglich etwa im Jahr 25 n. Chr. gebaut, brannte dann aber zweimal ab; das heutige Pantheon stammt aus dem Jahr 120 n. Chr..

Die Kuppel mit einem Durchmesser von über 43 m ist imposant und wurde hinsichtlich Spannweite erst Anfang des 20. Jahrhunderts von der Kuppel der Breslauer Jahrhunderthalle übertroffen.

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).

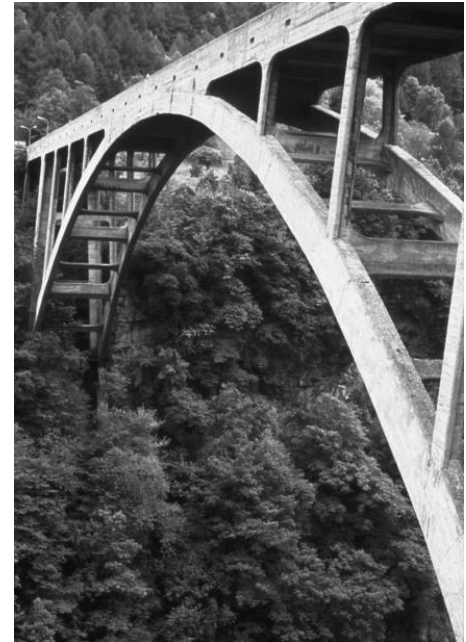
Wird der Unterhalt vernachlässigt, können die Folgen jedoch dramatisch sein (Schäden sind nicht immer visuell erkennbar).



16.09.2022



ETH Zürich | Prof. Dr. W. Kaufmann | Vorlesung Stahlbeton I



47

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

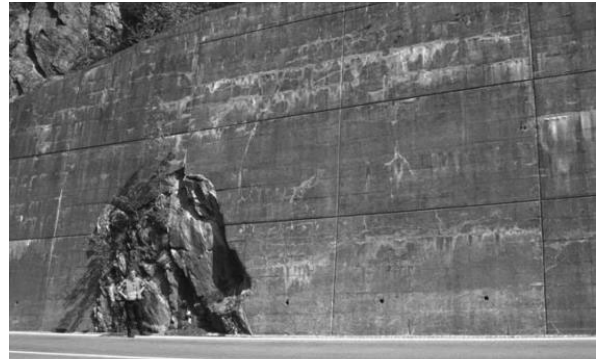
Auch bei unbewehrtem Beton können Dauerhaftigkeitsprobleme auftreten.

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)



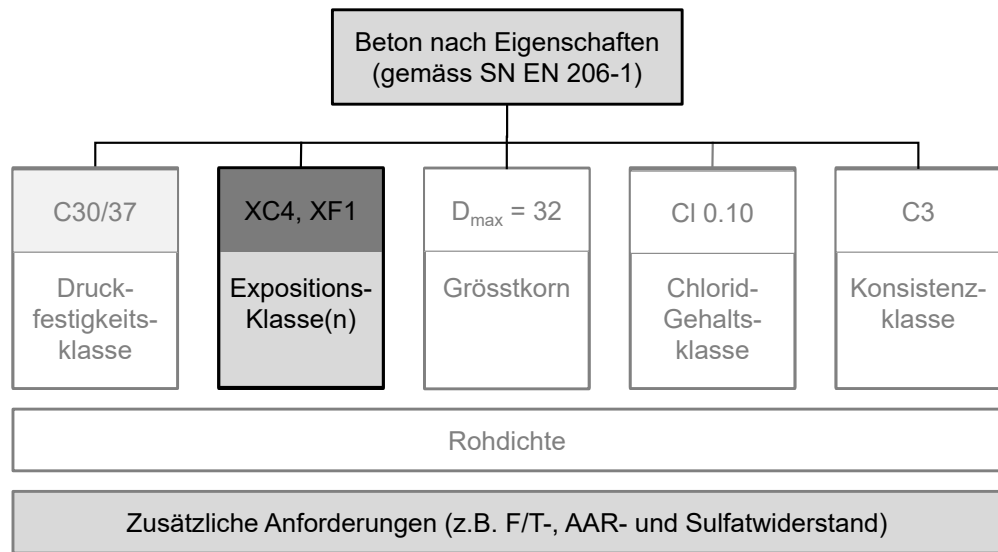
Dauerhaftigkeit

Um die Dauerhaftigkeit zu garantieren, werden heute bei der Festlegung von Beton Expositions-klassen und zusätzliche Anforderungen spezifiziert.

Die Expositions-klassen bestimmen die Grösse der Bewehrungsüberdeckung und die zu bestehenden Prüfungen:

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

Meist werden standardisierte «NPK Betone» verwendet.





Beispiele mit stark unterschiedlicher Exposition: Villa in Buonas (2013). wild bär heule Architekten vs. Dock in Meerwasser (Gezeitenbereich) <https://www.buildinganddecor.co.za/>

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 ≠ XC2)
- XD Bewehrungskorrosion induziert durch Chloride (z.B. Taumittel)**
 - XD1 mässig feucht (Sprühnebelbereich von Strassen)
 - XD2 nass, selten trocken (a/b: Süswasser-/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)**

Die Expositionsklassen (mit Eurocodes kompatibel) beschreiben, welchen Angriffen der Beton im Bauwerk ausgesetzt sein wird und daher standhalten muss («X»: exposure):

- XC carbonatisation (Karbonatisierung)
- XD de-icing salts (Tausalze)
- XS sea water (Meerwasser)
- XF freezing (Frost)
- XA acid (Säure)

Streng genommen sind die Expositionsklassen national definiert, so dass jeweils «(CH)» hinter der Expositionsklasse stehen muss, z.B. XC1(CH)

(SABA = Strassenabwasser-Behandlungsanlage)

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⁾	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

Die Tabelle zeigt die Standardbetonsorten in der Schweiz («NPK-Betone») und die Anforderungen, welche diese erfüllen.

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-Tausalwiderstand	Weiterer Unterschied: Frost-Tausalz-Beständigkeit							

Die Standardbetone (NPK-Betonsorten) unterscheiden sich primär in der Expositionsklasse und im F/T-Widerstand. Die übrigen Eigenschaften sind weitgehend identisch.

Beton nach SN EN 206-1

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

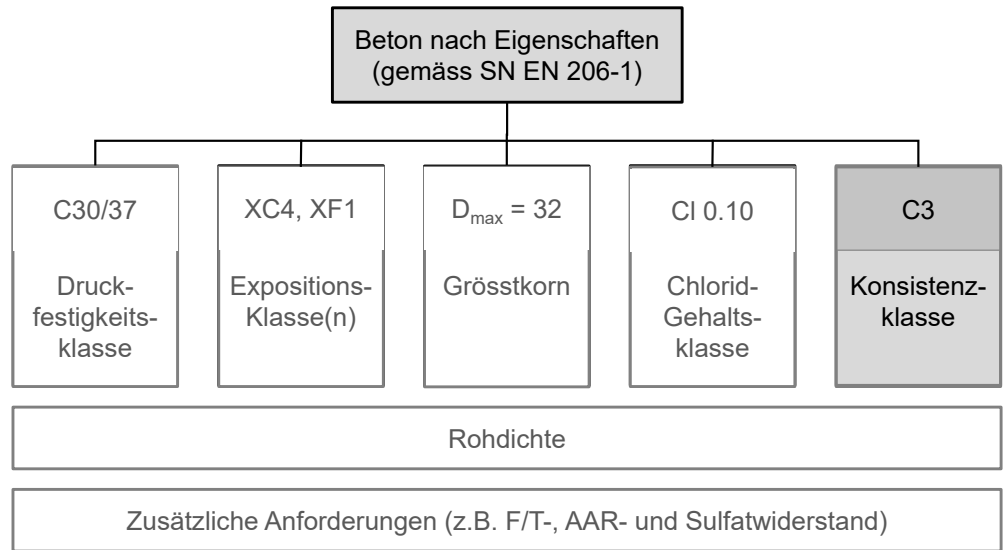
Bezeichnung	Sorte 0 (Null)	NPK A...C Hochbaubetone			NPK D...F Tiefbaubetone			
		Sorte A ¹⁾	Sorte B	Sorte C	Sorte D (T1) ^{2,3)}	Sorte E (T2) ³⁾	Sorte F (T3) ⁴⁾	Sorte G (T4) ⁴⁾
Grundlegende Anforderungen								
Übereinstimmung mit dieser Norm	Beton nach SN EN 206-1	Beton nach SN EN 206-1	Beton nach 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 XC2 / XC3	C30/37	C25/30	C25/30 XC4 XD1 / XD3	C30/37	C30/37
Expositionsklasse (Kombination der aufgeführten Klassen)	X0(CH)	XC2(CH)	XC3(CH) XF1	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

Beton

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

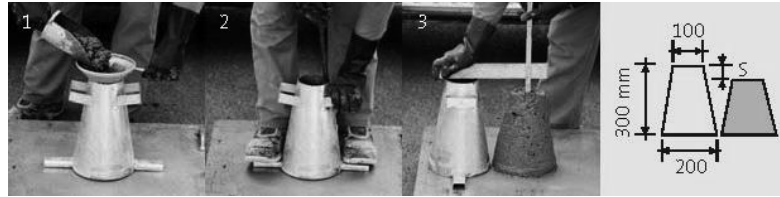
- Konsistenz des Frischbetons
- Verdichtung

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)



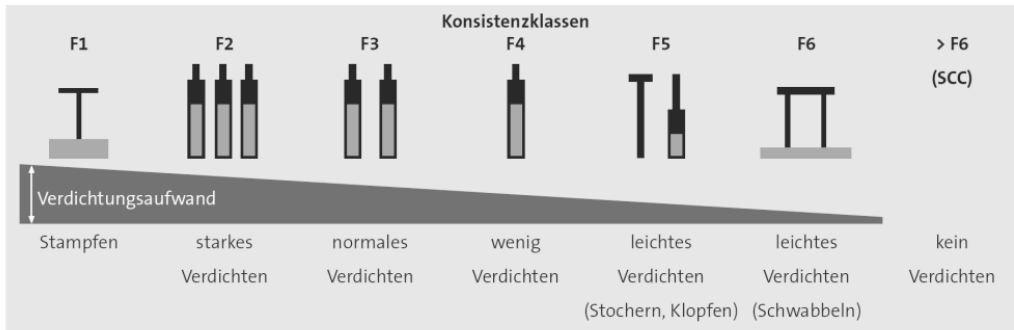
(Quelle Fotos: Holcim)

Die Konsistenzklasse kann wahlweise wie folgt vorgegeben resp. überprüft werden:

- **Setzmass:** Beton wird mit Stahlstab «verdichtet»
- **Verdichtungsmass:** Verdichtung mit Nadelvibrator
- **Ausbreitmass:** Beton wird mit Holzstampfer gestampft

Konsistenzklassen

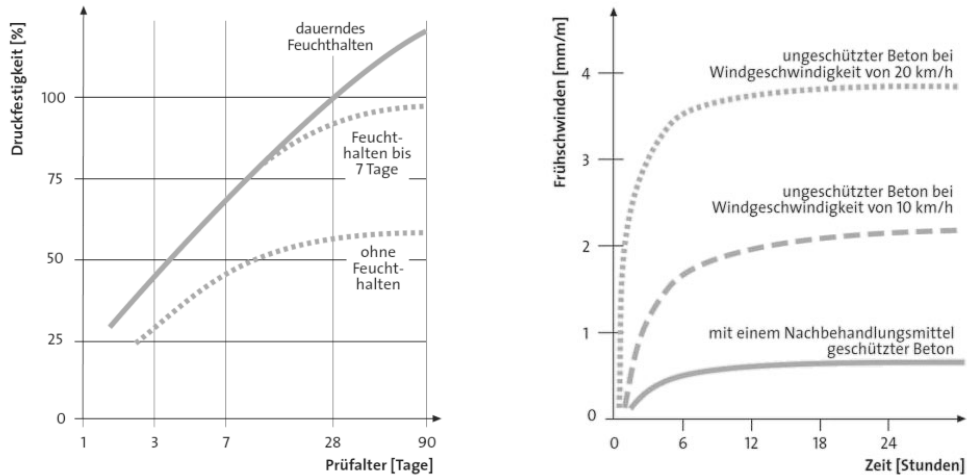
Fördermittel	Betonkonsistenz			
	C1	C2/F2	C3/F3	F4
Förderband	■	■		
Kübel		■	■	■
Betonpumpe		■	■	■
Kübel mit Fallrohr		■	■	■
Rinne oder Rutsche			■	■



(Quelle: Holcim (D) Betonpraxis)

Je nach Konsistenz eignet sich das eine oder andere Testverfahren.

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)

(Quelle: Holcim (D) Betonpraxis)

Die Nachbehandlung ist für die Dauerhaftigkeit absolut entscheidend.

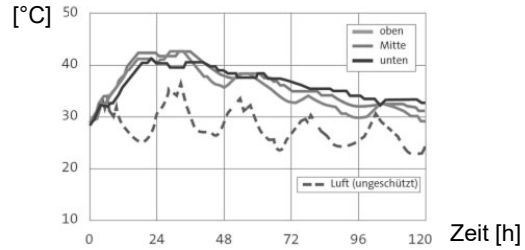
Eine hohe Druckfestigkeit korreliert nicht zwingend mit hoher Dauerhaftigkeit, wichtig ist die Dichtigkeit der Oberfläche. Diese kann bei fehlender oder schlechter Nachbehandlung insbesondere durch das Frühschwinden stark beeinträchtigt werden (Frühschwinden ist im «normalen» Schwindmass, das rechnerisch angesetzt wird, nicht enthalten!).

Die Nachbehandlung wird nicht mit dem Beton spezifiziert (da sie nicht durch das Betonwerk, sondern den Bauunternehmer ausgeführt wird). Sie ist jedoch unbedingt in den besonderen Bestimmungen jeder Ausschreibung vorzugeben und durch die Bauleitung durchzusetzen.

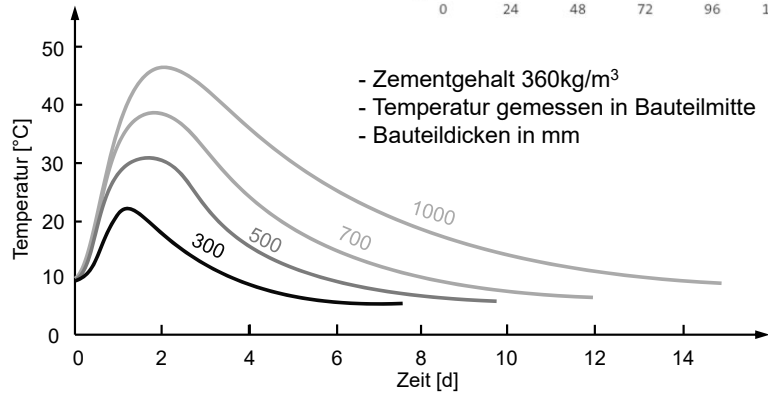
Bei der Ermittlung der Nachbehandlungsdauer gem. SIA 262/Tabelle 23 sind die zugehörigen Korrigenda zu konsultieren.

Betontemperaturentwicklung während der Zementhydratation

Beispiel (kein besonders dickes Bauteil)



Einfluss der Bauteildicke auf die Betontemperatur



Neben dem Schutz vor Austrocknung (Minimierung des Fröhschwindens) ist oft auch ein Schutz vor zu grossen Temperaturgradienten (Beton innen durch Hydratationswärme warm, aussen kalt) nötig. Andernfalls resultieren grosse Eigenspannungen, die zu Schäden (Risse) führen und die Dauerhaftigkeit beeinträchtigen können.

Vorsicht ist insbesondere bei dicken Bauwerken geboten: Grosse Temperaturunterschiede in Kombination mit hoher Temperatur infolge Hydratation kann zu grossen Rissen führen (abfliessende Hydratationswärme = Verkürzung des Bauwerks = Risse, wenn Verformung behindert ist). Bei besonders dicken Bauteilen sollte daher der Einsatz von Zementen mit niedriger Hydratationswärme (Zusatz «LH», beispielsweise CEM III/B LH) geprüft werden.

1 Einführung

1.5 Ressourcenverbrauch und Treibhausgasemissionen

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).



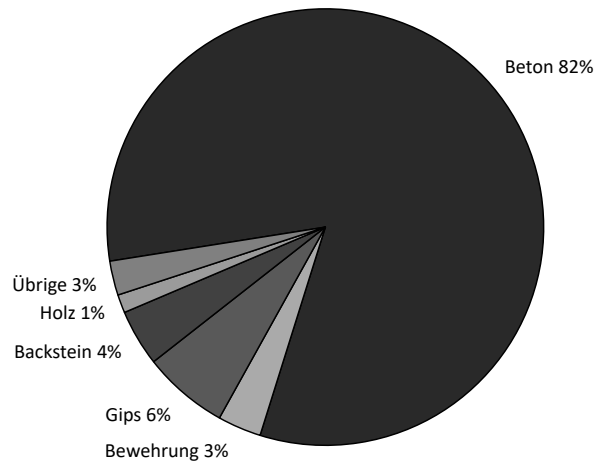
Treibhausgasemissionen

Beton ist für rund 5% der weltweiten Treibhausgasemissionen (primär CO₂) verantwortlich. Diese werden hauptsächlich durch den Zement (Klinker) verursacht, siehe nächster Abschnitt.

Auch 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)



Quellenangabe Abbildung (Daten): Armin Grieder, Michael Pöll: „Was muss der Beton der Zukunft können? Dauerhaftigkeit «trotz» Nachhaltigkeit,“ Stadt Zürich, Amt für Hochbauten, Holcim Betontagung 2018.

Treibhausgasemissionen

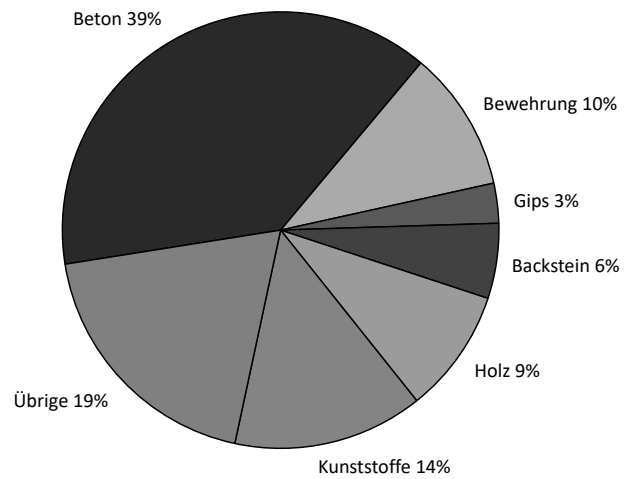
Beton ist für rund 5% der weltweiten Treibhausgasemissionen (primär CO₂) verantwortlich. Diese werden hauptsächlich durch den Zement (Klinker) verursacht, siehe nächster Abschnitt.

Auch 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)



Quellenangabe Abbildung (Daten): Armin Grieder, Michael Pöll: „Was muss der Beton der Zukunft können? Dauerhaftigkeit «trotz» Nachhaltigkeit,“ Stadt Zürich, Amt für Hochbauten, Holcim Betontagung 2018.

Zementverbrauch

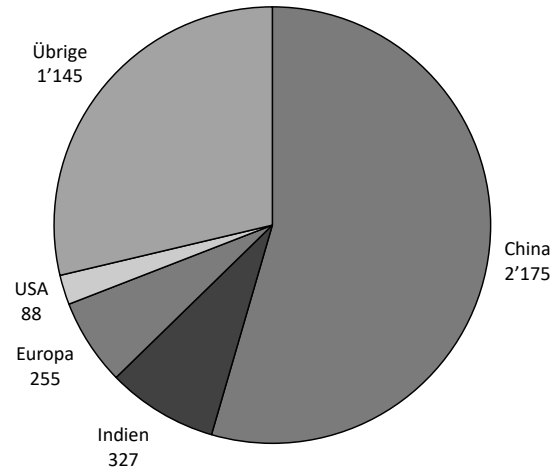
Entsprechend der grossen Verbreitung von Beton ist auch der Zementverbrauch sehr gross:

- 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)**



Quellenangabe Daten:

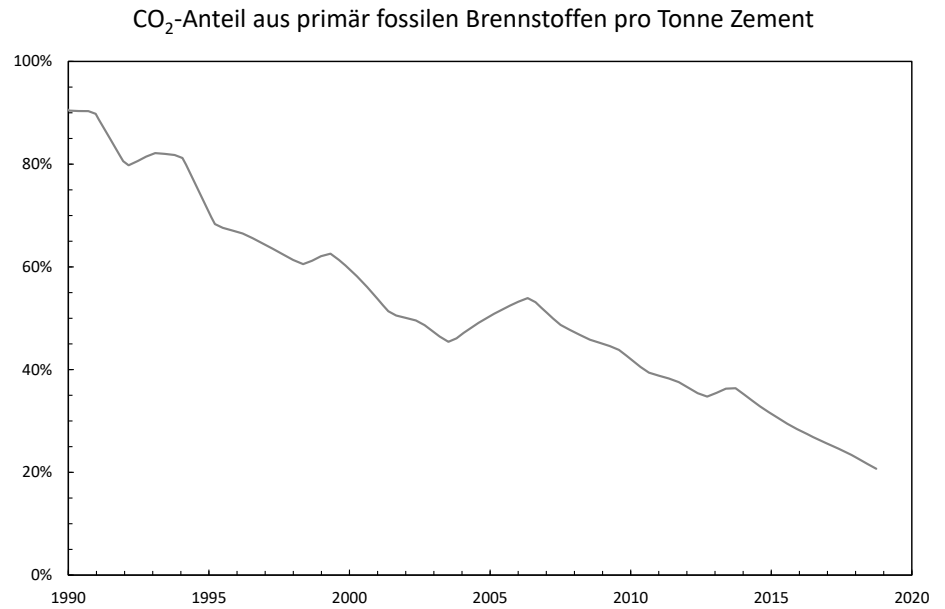
- <https://cembureau.eu/about-our-industry/key-facts-figures/>
- World Business Council for Sustainable Development, The Cement Sustainability Initiative

CO₂-Emissionen CH Zementproduktion in der CH

In Schweizer Zementwerken werden heute über 2/3 der Energie aus alternativen Brennstoffen bezogen (Altholz, Klärschlamm, Pneus, ...).

Dies ist ein sinnvoller Einsatz von Abfallverbrennung: Im Gegensatz zu Fernwärmekraftwerken besteht der Nutzen ganzjährig.

NB. Die Zementwerke müssen dabei die Luftreinhaltevorschriften (Filteranlagen etc.) natürlich ebenfalls einhalten.



16.09.2022

ETH Zürich | Prof. Dr. W. Kaufmann | Vorlesung Stahlbeton I

66

Quellenangabe Daten:

- cemsuisse facts and figures 2020 / zVg (langjährige Aufteilung nach Zementsorten)

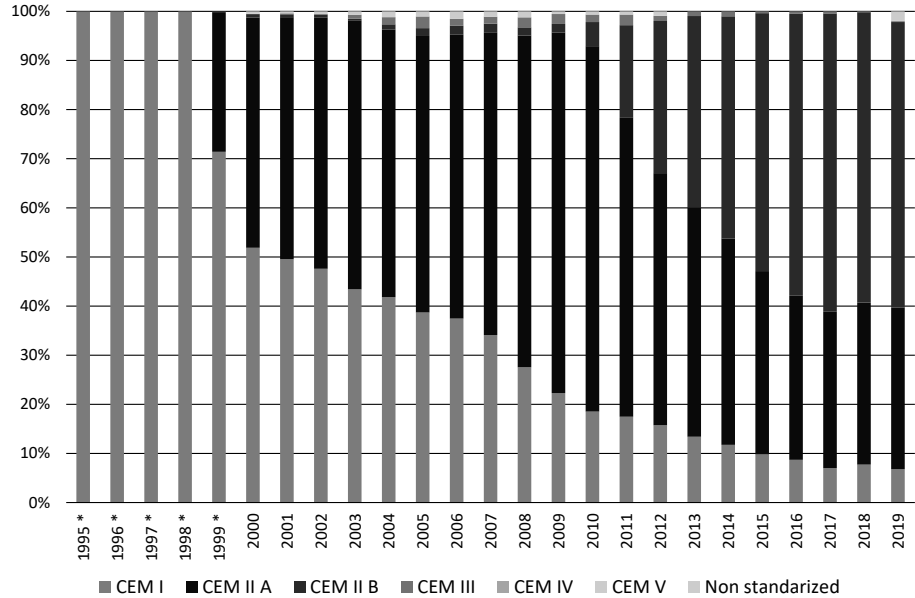
Entwicklung Verbrauch nach Zementsorte

Heute wird in der Schweiz zudem praktisch kein reiner Portlandzement (CEM I) mehr eingesetzt, sondern primär CEM II oder III mit wesentlich geringerem Klinkeranteil (siehe Baustoffe / Zementsorten).

Gegenüber einem Beton vor > 20 Jahren resultiert damit eine deutliche Reduktion der CO₂-Emissionen.

Pro m³ Beton mit 300 kg Zement betragen die Emissionen heute im Durchschnitt noch ≈160 kg CO₂/m³ anstatt früher ≈ 280 kg CO₂/m³ (Reduktion um > 40%).

In vielen anderen Ländern liegen die Emissionen jedoch noch heute viel höher.



Quellenangabe Daten:

- cemsuisse facts and figures 2020 / zVg (langjährige Aufteilung nach Zementsorten)

Ressourcenverbrauch und Emissionen

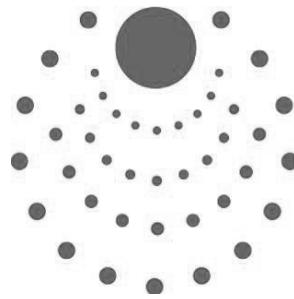
Die Schweiz nimmt, wie gezeigt, bei der Reduktion des Ressourcenverbrauchs und der CO₂-Emissionen eine Vorreiterrolle ein.

Zur Erreichung der Klimaziele sind aber weitere Anstrengungen erforderlich, um insbesondere die CO₂-Emissionen weiter zu reduzieren.

Erfolgsversprechender als alternative Bauweisen sind Lösungen zur Reduktion der Emissionen der Betonbauweise. Ein ganzheitlicher Ansatz dazu ist der «5C Approach» des Cembureau (siehe Abbildung).

Viele dieser Massnahmen sind in der Schweiz schon in der Umsetzung (vor Postulierung der «5C»).

NB. Diese Massnahmen dürfen nicht zu Lasten der Dauerhaftigkeit gehen (siehe vorhergehendes Kapitel). Andernfalls sind sie kontraproduktiv.



**CLINKER
CEMENT
CONCRETE
CONSTRUCTION
CARBONATION**

CLINKER	Alternative Brennstoffe zur Klinkerproduktion CO ₂ -Abscheidung im Zementwerk Alternative Klinkertypen
CEMENT	Einsatz klinkerarmer Zemente
CONCRETE	Reduktion Zementgehalt Rezyklierte Gesteinskörnung
CONSTRUCTION	Effiziente und dauerhafte Bauwerke
CARBONATION	Maximierung CO ₂ -Aufnahme durch Beton

Ressourcenverbrauch und Emissionen

Die Schweiz nimmt, wie gezeigt, bei der Reduktion des Ressourcenverbrauchs und der CO₂-Emissionen eine Vorreiterrolle ein.

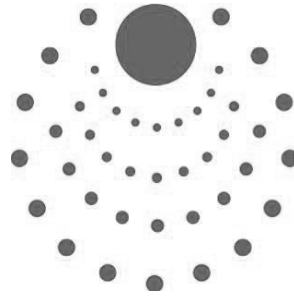
Zur Erreichung der Klimaziele sind aber weitere Anstrengungen erforderlich, um insbesondere die CO₂-Emissionen weiter zu reduzieren.

Erfolgsversprechender als alternative Bauweisen sind Lösungen zur Reduktion der Emissionen der Betonbauweise. Ein ganzheitlicher Ansatz dazu ist der «5C Approach» des Cembureau (siehe Abbildung).

Viele dieser Massnahmen sind in der Schweiz schon in der Umsetzung (vor Postulierung der «5C»).

Effiziente und dauerhafte Bauwerke sind Thema der Vorlesungen Stahlbeton.

NB. Diese Massnahmen dürfen nicht zu Lasten der Dauerhaftigkeit gehen (siehe vorhergehendes Kapitel). Andernfalls sind sie kontraproduktiv.



**CLINKER
CEMENT
CONCRETE
CONSTRUCTION
CARBONATION**

CLINKER	Alternative Brennstoffe zur Klinkerproduktion CO ₂ -Abscheidung im Zementwerk Alternative Klinkertypen
CEMENT	Einsatz klinkerarmer Zemente
CONCRETE	Reduktion Zementgehalt Rezyklierte Gesteinskörnung
CONSTRUCTION	Effiziente und dauerhafte Bauwerke
CARBONATION	Maximierung CO ₂ -Aufnahme durch Beton

1 Einführung

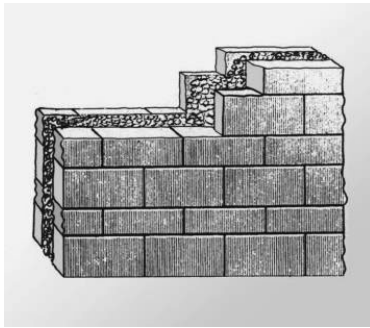
1.6 Entwicklung des Betonbaus

Der vorliegende Teil 1 der Einführung zur Lehrveranstaltung Stahlbeton beinhaltet einen kurzen Überblick über die Geschichte des Betonbaus, ohne jeglichen Anspruch auf Vollständigkeit. Der Inhalt orientiert sich am Buch Ingenieur-Betonbau (Quellenangabe siehe Einleitung) von P. Marti et al.

Auch wenn historisches Wissen für das Verständnis des Tragverhaltens von Stahlbeton unnötig sein mag, gehört es doch zur Allgemeinbildung der ETH-Absolventinnen und Absolventen. Es steht den Studierenden frei, den Inhalt dieses Teils der Einführung zu ignorieren oder umgehend wieder zu vergessen (im Sinne des 300 Jahre später von Albert Einstein adaptierten, ursprünglich wohl auf George Savile, Marquess of Halifax, 1633-1695 zurückgehenden Mottos: Education is what remains when we have forgotten all that we have been taught).

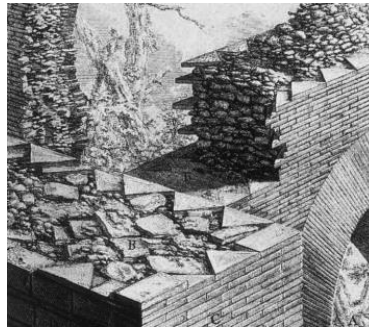
Vorläufer der Betonbauweise

Emplekton (Süditalien ca. 200 v. Chr.)

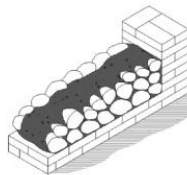


Massive Verkleidungsmauern, gefüllt mit Schutt, Steinen und «Mörtel»

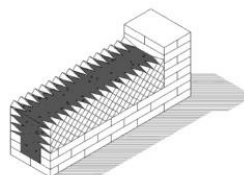
Opus Caementitium (als Füllung)



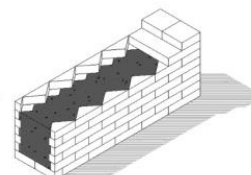
Steine, Sand und gebrannter Kalk mit Zugabe von gemahlene Ziegeln und Puzzolanen (Vulkanasche aus Pozzuoli bei Neapel), reagieren mit Kalkhydrat hydraulisch



OPUS INCERTUM



OPUS RETICULATUM



OPUS LATERICIUM

Der Betonbau hat Wurzeln im Lehm- und Mauerwerksbau. Bereits die Phönizier verfügten mehr als tausend Jahre v. Chr. über wasserfesten Mörtel, den sie aus Kalk, Sand, vulkanischer Asche und Wasser herstellten. Reine Kalkmörtel (bei ca. 1000°C gebrannter, gemahlener Kalkstein, mit Wasser gelöscht) wurden schon viel früher verwendet, diese binden aber nur an der Luft ab (Trocknung) und verwittern bei Kontakt mit Wasser.

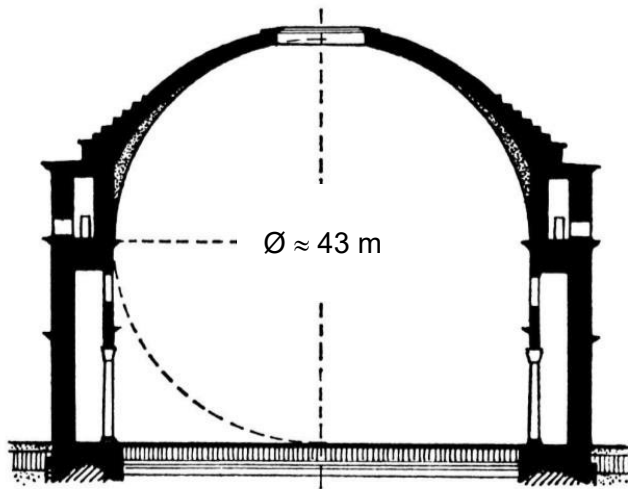
In der Zeit um 200 v. Chr. wurde das griechische «Emplekton» nach Süditalien eingeführt: Zwischen gemauerte Wandschalen wurden schichtweise Bruchsteine und Schutt eingefüllt und mit Kalkmörtel übergossen. Die Römer machten die Wandschalen dünner, den Kern dafür dicker und gaben dem Kalkmörtel Puzzolane und Ziegelmehl zu, so dass dieser hydraulisch wurde (d.h. durch Wasseraufnahme erhärtete). Die Füllung aus Tuffsteinen, Ziegelbrocken und hydraulischem Mörtel, das sogenannte Opus Caementitium, kann als erster «Beton» betrachtet werden.

Je nach Art der Verkleidung verwendeten die Römer für Opus Caementitium unterschiedliche Bezeichnungen.

Vorläufer der Betonbauweise

Opus caementitium

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



Wohl der herausragendste Zeuge des römischen Betonbaus ist das Pantheon in Rom. Es wurde ursprünglich etwa im Jahr 25 n. Chr. gebaut, brannte dann aber zweimal ab; das heutige Pantheon stammt aus dem Jahr 120 n. Chr..

Die Kuppel mit einem Durchmesser von über 43 m ist imposant und wurde hinsichtlich Spannweite erst Anfang des 20. Jahrhunderts von der Kuppel der Breslauer Jahrhunderthalle übertroffen.

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 <ul style="list-style-type: none">• Bezeichnung «Portlandcement» wegen Farbe• Sein Sohn William Aspdin erreicht in einer neuen Fabrik für «Portlandcement» Temperaturen >1450°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

In der Abbildung sind die wichtigsten Eckdaten der Entwicklung moderner Zemente zusammengestellt.

Einige der Vorläufer moderner Zemente werden immer noch verwendet, beispielsweise Trassmörtel für das Verfugen von Natursteinen (gibt weniger Aussinterungen als Portlandzement, könnte heute als «Portland-Komposit-Zement» klassifiziert werden).

Auslöser für die Entwicklung des Romankalks war, dass J. Smeaton (1724 – 1792) für den Bau des Eddystone-Leuchtturms vor Plymouth einen unter Wasser härtenden und wasserbeständigen Mörtel suchte. Romankalk ist zwar hydraulisch, aber nicht optimal da er bei einer Temperatur unterhalb des Sinterungspunkt von 1450°C gebrannt wird.

Der Name «Portlandcement» wurde von Joseph Aspdin eingeführt, da die Farbe der von ihm hergestellten Steine dem damals oft verwendeten Kalkstein von der englischen Halbinsel Portland an der Kanalküste entsprach. Erst sein Sohn William Aspdin stellte aber den ersten eigentlichen Portlandzement im heutigen Sinn her, dies noch ohne die Bedeutung der Sinterung zu erkennen.

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

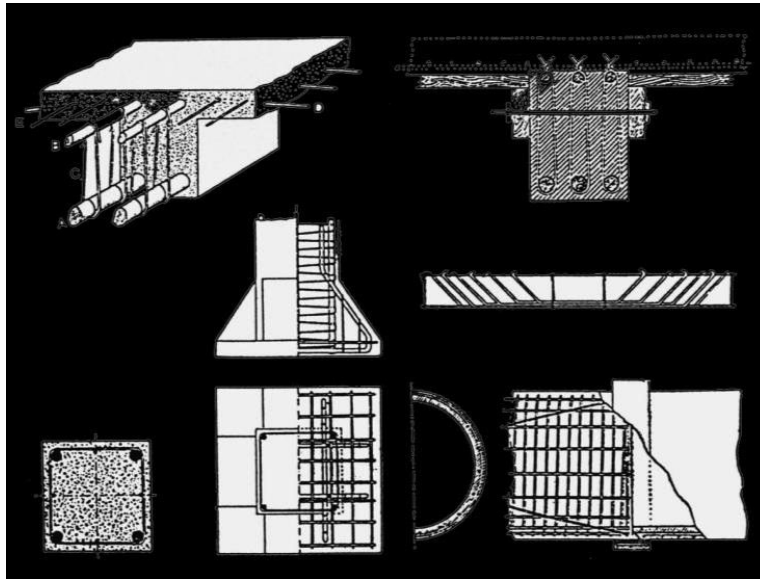
Die Schweiz war bei der Entwicklung der modernen Zemente vorne mit dabei. Dies insbesondere, da visionäre Industrielle die Vorzüge des Jura-Südfusses für die Zementproduktion erkannten (Kalk, Mergel und Wasserkraft vorhanden).

In der Schweiz wird auch heute noch weitgehend einheimischer Zement eingesetzt: Einer der wenigen Schweizer Rohstoffe. Der Zement stammt aus sechs Zementwerken, welche den Firmen Holcim Schweiz (Teil von Lafarge-Holcim, CH-F), Jura Cement (Teil der CRH-Gruppe, IRL) und Vigier Ciments (Teil der Vicat-Gruppe, F) gehören. Sie produzieren zusammen jährlich rund 4.5 Mio t Zement (Holcim ca. 2.7 Mio t, Jura Cement und Vigier Ciments je ca. 1 Mio t).

Lafarge-Holcim ist einer der ganz wenigen, erfolgreich weltweit tätigen Industriekonzerne mit massgeblicher Schweizer Beteiligung.

Erste Anwendungen von bewehrtem Beton

François Coignet (1853/1855)



16.09.2022

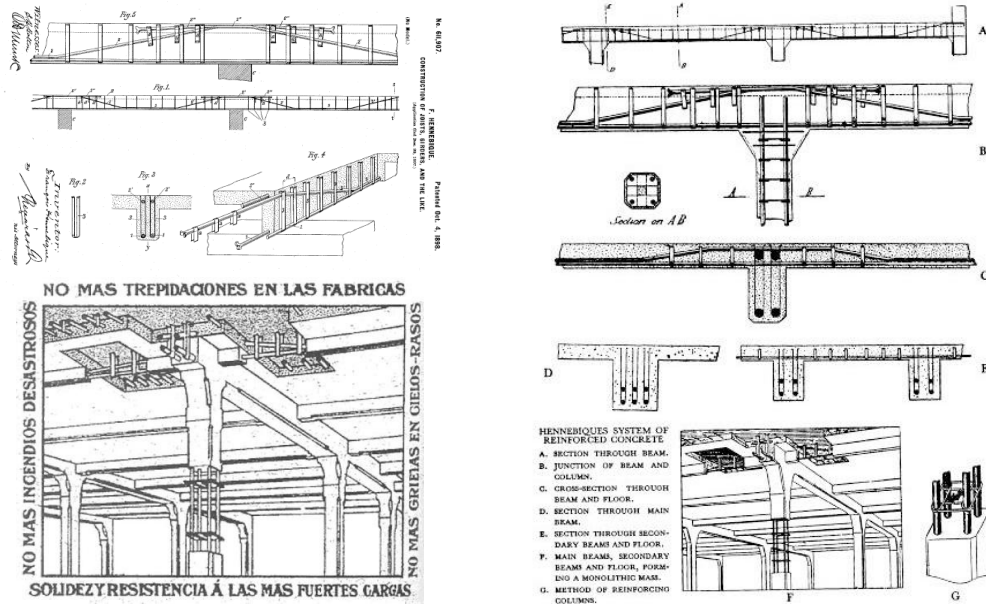
ETH Zürich | Prof. Dr. W. Kaufmann | Vorlesung Stahlbeton I

75

Das erste bekannte Gebäude mit bewehrtem Beton wurde von Francois Coignet im Jahr 1853 in Paris an der Adresse 72 rue Charles Michels gebaut und existiert noch heute. Versuche "dem Beton Zugfestigkeit zu verleihen" gab es schon viel früher, sie scheiterten aber alle aus verschiedenen Gründen

Coignet ist auch in der Fachwelt eher unbekannt. Als erste Anwendungen von Stahlbeton wurden stattdessen oft das Betonboot von Lambot (1848) oder die Pflanzgefäße von Monier (1850) aufgeführt.

System Hennebique

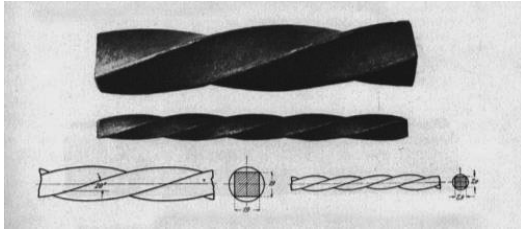


In der Anfangszeit des Stahlbetons gab es verschiedene patentierte Systeme. Das bekannteste und wohl erfolgreichste System von François Hennebique (1842-1921) war ab 1892 international patentiert und hatte diverse Lizenznehmer.

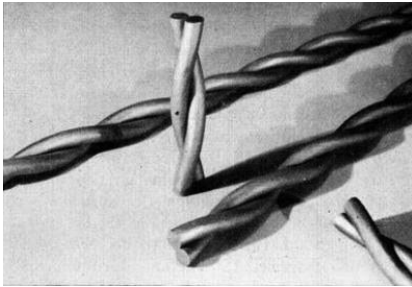
Die neue Bauweise hatte gegenüber ihren Vorläufern viele Vorteile (insbesondere Brandsicherheit und hohe Tragfähigkeit) und wurde in der Tagespresse sowie in Fachzeitschriften entsprechend vermarktet (Bild unten links).

Bewehrung

Ransome-Eisen

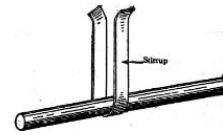
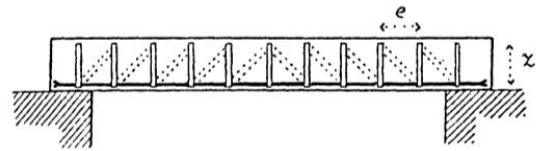


Isteg-Eisen



System Hennebique

Fig. 19.



(glatte Rundeisen)

Kahn Trussed Concrete Steel Co.



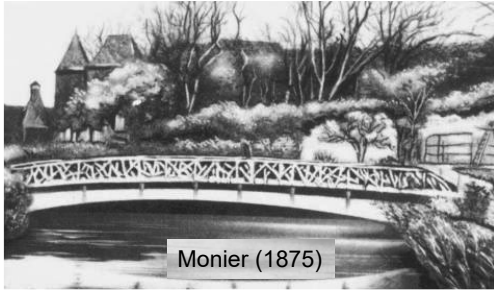
In der Anfangszeit gab es noch keine standardisierte Betonstähle, sondern jedes System verwendete andere Arten der Bewehrung.

François Hennebique (1842-1921) verwendete beispielsweise glatte Rundeisen und vertikale Flachstahl-Bügel, Ernest Leslie Ransome (1852–1917) setzte verdrillte Drähte («Isteg-Eisen») und tordierte Stäbe mit quadratischem Querschnitt («Torstahl») ein. Im System von Julius Kahn (1874–1942) wurden ebenfalls quadratische, aber nicht tordierte Stäbe mit geneigten Bügeln quasi als Fachwerk einbetoniert.

Bemerkenswert sind die von Ransome verwendeten Bewehrungsstäbe, welche als Vorläufer heutiger Betonstähle gesehen werden können. Durch die Kaltverformung bei der Verdrillung resp. Tordierung resultierte eine rund 50% höhere Festigkeit als in den anderen Systemen (rund 300 gegenüber 200...240 MPa), und auch die Verbundwirkung wurde verbessert.

Bei der Überprüfung bestehender Bauten ist es nützlich zu wissen, dass «Isteg-Eisen» auf den Plänen oft mit der spezieller Signatur (statt \emptyset z.B. o|o oder auch « \emptyset » mit zwei Schrägstrichen) gekennzeichnet wurden. Mit «o|o 6» ist dann beispielsweise ein Isteg-Eisen mit zwei Drähten $\emptyset 6$ gemeint.

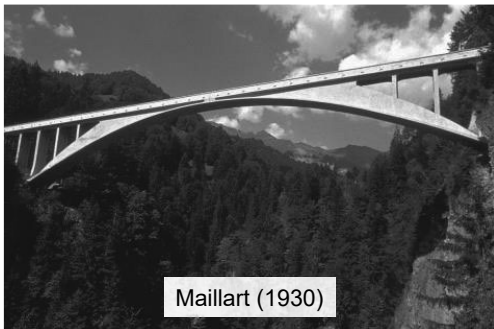
Bedeutende frühe Betonbauten (Auswahl)



Monier (1875)



Juracementwerke Wildegg (1890)



Maillart (1930)



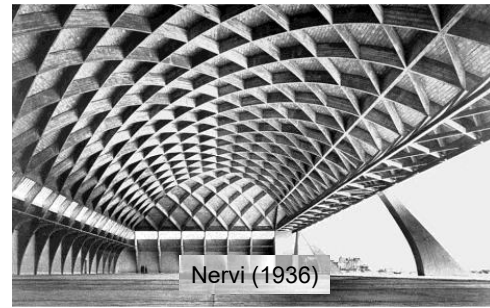
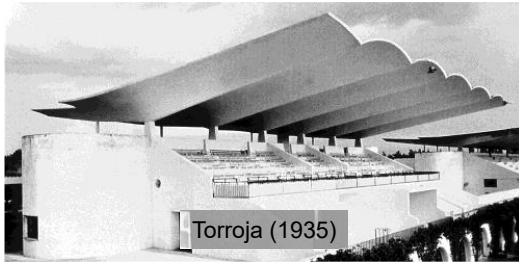
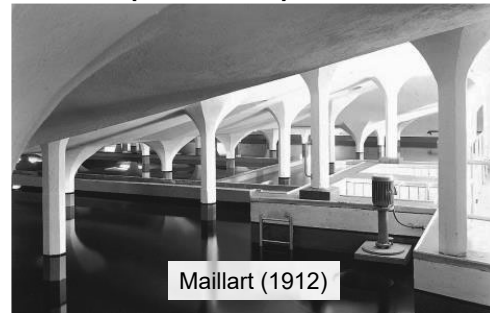
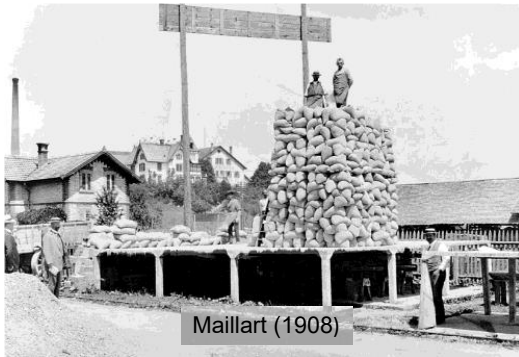
Sarrasin (1934)

Die Abbildung zeigt einige der bekanntesten frühen Stahlbetonbrücken, drei davon in der Schweiz:

- Brücke in Chazelet, Joseph Monier, 1875
- Kanalbrücke der Juracementwerke, 1890
- Salginatobelbrücke bei Schiers im Prättigau GR, Robert Maillart, 1930 (war im Wettbewerb die günstigste Brücke)
- Pont du Gueuroz zwischen Martigny und Salvan VS, Alexandre Sarrasin, 1934

Der Pont du Gueuroz und die Salginatobelbrücke existieren noch und man kann (an der Vertiefung Konstruktion interessierte Bauingenieur-Studierende sollten) sie besuchen. Beide wurden vor Kurzem instand gesetzt, mit sehr unterschiedlichen Konzepten (Gueuroz minimal, Salginatobel umfassend).

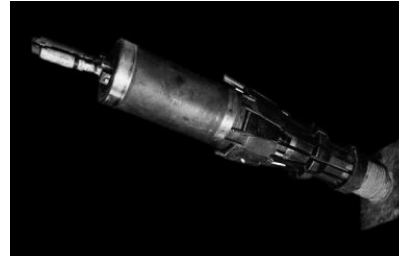
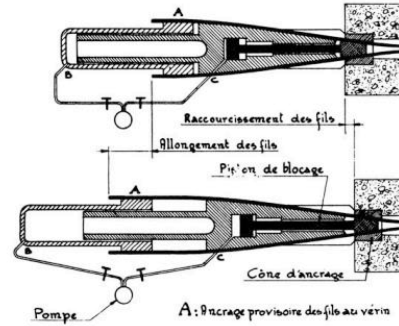
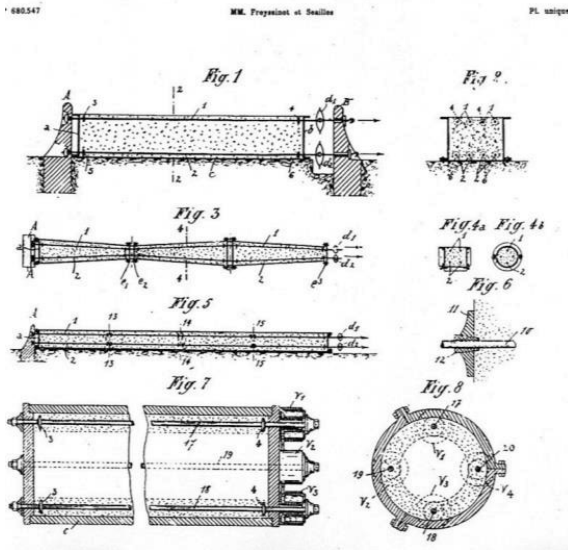
Bedeutende frühe Betonbauten (Auswahl)



Die Abbildung zeigt drei der bekanntesten, frühen Stahlbetonbauwerke, eines davon in der Schweiz:

- Belastungsversuch Filtergebäude Rorschach, Robert Maillart, 1908
- Filtergebäude Rorschach, Robert Maillart, 1912
- Hipódromo de la Zarzuela in Madrid, Eduardo Torroja, 1935
- Flugzeughangar in Orvieto, Pier Luigi Nervi, 1936

Vorspannung



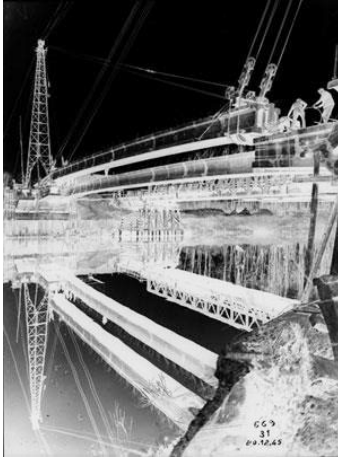
Die Spannweiten von Stahlbetonbauten sind wegen der Rissbildung und den Langzeitverformungen (Kriechen) begrenzt, da die Verformungen bei grossen Schlankheiten, wie sie weitgespannte Tragwerke erfordern, unzulässig gross werden.

Bereits sehr früh versuchten findige Ingenieure, diesem Problem durch Vorspannung entgegenzuwirken. Diese Versuche scheiterten jedoch, da die Vorspannung durch die Langzeitverformungen des Betons (Schwinden und Kriechen) und der Bewehrung (Relaxation) fast vollständig abgebaut wurde.

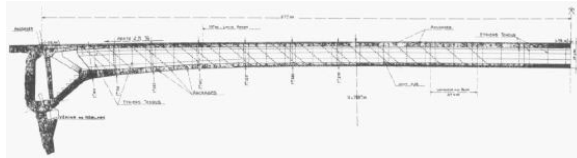
Der Durchbruch erfolgte erst zur Zeit des Zweiten Weltkriegs durch den Einsatz von (für damalige Verhältnisse) hochfestem Stahl, der auf rund 400 MPa vorgespannt werden konnte. Bekannte Pioniere des Spannbetonbaus sind Freyssinet (F), Dischinger (D), Leonhardt (D) und Torroja (E); in der Schweiz bekannt war beispielsweise Roš.

Es entstanden in dieser Zeit verschiedene patentgeschützte Systeme. Eines der ersten war das System Freyssinet (patentiert 1928-1936: Kabel, Pressen, Verfahren). Insbesondere wurden auch in der Schweiz Systeme entwickelt, welche noch heute bestehen, beispielsweise BBR (Birkenmaier, Brandaestini, Roš), VSL (Vorspann-System Losinger) und Stahlton.

Frühe vorgespannte Betonbauten



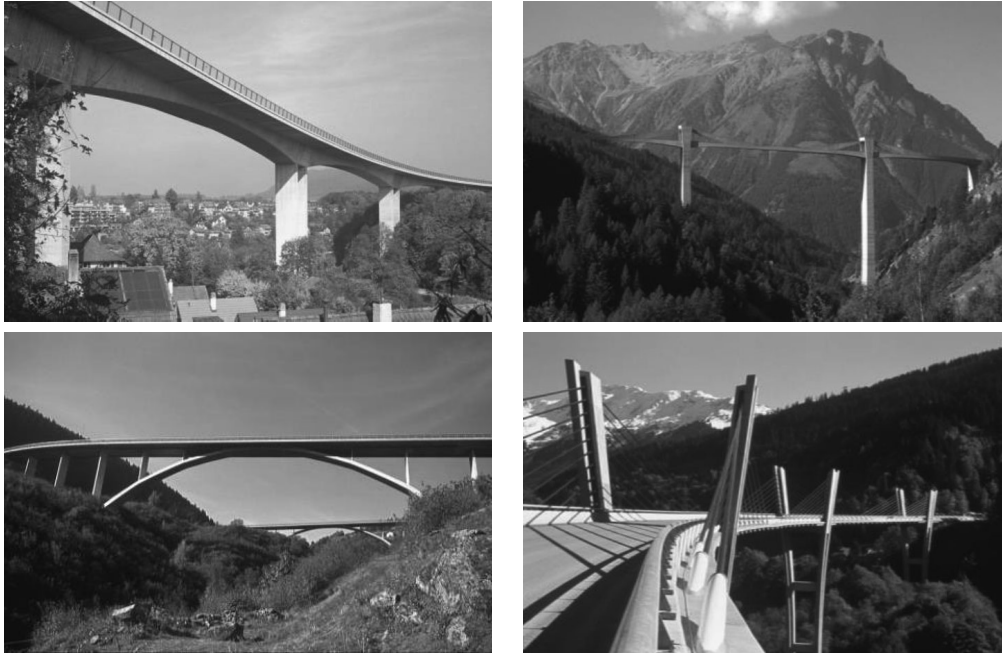
Marnebrücke Luzancy (1941-46)
Eugène Freyssinet



Die Abbildung zeigt die Marnebrücke in Luzancy (1941-1946) von Freyssinet, ein Meilenstein des Betonbrückenbaus: Die weitgehend aus vorgefertigten Elementen bestehende Spannbetonbrücke ist ausserordentlich schlank und dadurch elegant (Spannweite 55 m, Trägerhöhe lediglich 1.22 ... 1.75 m). Erwähnenswert ist auch das statische System und dessen konstruktive Umsetzung in den Widerlagerbereichen (Betongelenke).

Nach dem gleichen Prinzip (Serienfabrikation) wurden in den Jahren 1947-1951 fünf weitere Marnebrücken in Ussy, Anet, Trilbardou, Changis und Esbly gebaut, alle mit einer gegenüber Luzancy nochmals deutlich grösseren Spannweite von 74 m.

Bekannte Betonbauten in der Schweiz – Ch. Menn



16.09.2022

ETH Zürich | Prof. Dr. W. Kaufmann | Vorlesung Stahlbeton I

82

In der Schweiz wurden viele innovative, elegante vorgespannte Betonbrücken ausgeführt, welche weltweite Beachtung fanden und von interessierten Studierenden ohne grossen Aufwand besucht werden können. Dies betrifft insbesondere die Bauwerke von Christian Menn (*1927, Professor an der ETH Zürich 1971-1992), beispielsweise die abgebildeten Bauwerke:

Felsenauviadukt (1974): Die Freivorbaubrücke in Bern ist sehr elegant, insbesondere da sie trotz breitem Überbau (Autobahn, beide Fahrrichtungen) nur einen Längsträger aufweist, der zudem durch die geneigten Stege und die Grundrisskrümmung sehr dynamisch wirkt. Bemerkenswert sind auch die Pfeiler, welche dank der Auflösung in je zwei schlanke Scheiben eine hohe Biegesteifigkeit aufweisen und zugleich die Längsverschiebungen des Überbaus infolge Temperatur, Schwinden und Kriechen ohne grosse Zwängungen aufnehmen können; dies wurde später bei vielen Bauwerken übernommen, beispielsweise beim Viaduc du Millau.

Ganterbrücke (1980): Mit ihren einbetonierten Schrägseilen (was unter anderem durch die gekrümmte Linienführung begründet ist) ist diese elegante Brücke einzigartig. Auch die hohen Pfeiler, teilweise in instabilem Terrain fundiert, sind beachtenswert.

Ponte Nanin / Ponte Casciella (1967-68): Die beiden ausserordentlich schlanken Betonbrücken sind ein Erkennungsmerkmal der A13 Südrampe des San Bernardino

Sunnibergbrücke (1998): Diese Brücke ist mit ihren hohen Pfeilern und den flach geneigten Schrägseilen sehr elegant. Zudem ist sie trotz der grossen Länge von über 500 m integral ausgebildet (monolithisch verbundene Widerlager ohne Fahrbahnübergänge und Lager); Längenänderungen des Überbaus werden durch radiale Verschiebungen desselben aufgenommen.

Aktuelle Betonbauten in der Schweiz



16.09.2022

ETH Zürich | Prof. Dr. W. Kaufmann | Vorlesung Stahlbeton I

83

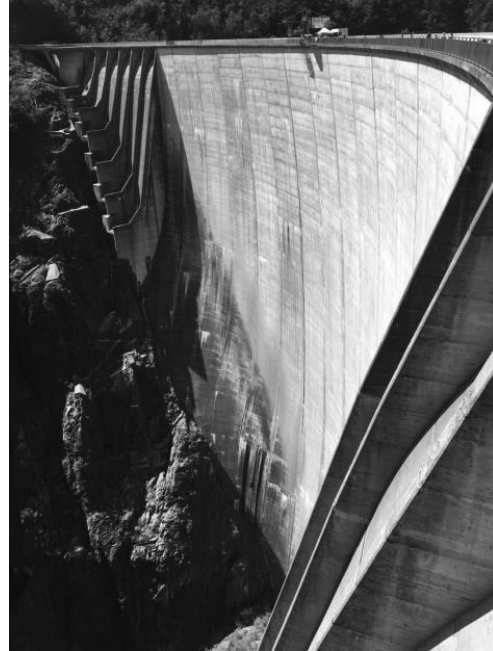
Neben weltweit bekannten Bauwerken aus vergangenen Jahrzehnten gibt es auch viele neuere interessante Bauwerke, deren nähere Betrachtung sich lohnt.

Grundsätzlich gilt: Wer mit offenen Augen durch die Schweiz fährt, wird viele interessante Bauwerke entdecken. Es gibt nicht nur gute Beispiele, aber lernen kann man von den schlechten oft ebenso viel (es müssen nicht alle Fehler selber begangen werden, um daraus zu lernen). Exemplarisch sind auf dieser und der folgenden Seite zwei Brücken und zwei weitere Bauwerke dargestellt, an denen der Verfasser selber beteiligt war.

Versamertobelbrücke (2013, dsp Ingenieure & Planer): Die moderne Sprengwerkbrücke über die Rabiusa-Schlucht setzt einen Kontrapunkt zur Stahlbrücke aus dem Jahr 1897, die für den Langsamverkehr erhalten bleibt. Diese Brücke hat eine interessante Geschichte: Nachdem die ursprüngliche Holzbrücke (Baujahr 1828/29) von Richard La Nicca im Jahr 1896 eingestürzt war (Teile des Mauerwerks der Widerlager sind noch heute sichtbar) wurde 1897 die Stahlbrücke mit dem ersten grossen Lehrgerüst des bekannten Gerüstbauers Richard Coray errichtet, welches dieser der Legende nach erst in der Nacht vor der Eröffnung wegsprengte. Dieser Aktion sei ein Disput mit dem Bauherrn vorangegangen, welcher ein nicht realisierbares Konzept für den Lehrgerüstausbau vorgeschrieben hatte. Die neue Brücke wurde im Jahr 2012 betoniert ... mit einem Lehrgerüst der Firma Coray, welche nach der Versamertobelbrücke die Lehrgerüste für viele weitere bekannte Brücken ausführte (u.a. Salginatobelbrücke, Gerüst durch Richard Coray Jun. konzipiert).

Innbrücke Vulpera (2010, dsp Ingenieure & Planer, ACS Partner, Dr. Vollenweider Geotechik, E. Imhof Architekt): Die Freivorbaubrücke mit 104 m Hauptspannweite ist eine Neuinterpretation eines altbekannten Konzepts (Freivorbau), Details siehe Vorlesung Stahlbeton II (Kapitel Kabelvorspannung im Brückenbau).

Aktuelle Betonbauten in der Schweiz



16.09.2022

ETH Zürich | Prof. Dr. W. Kaufmann | Vorlesung Stahlbeton I

84

Auch im Tunnel- und Wasserbau gibt es viele bemerkenswerte Betonbauten, stellvertretend sind abgebildet:

- Gotthard Basistunnel
- Staumauer im Verzascatal

1 Einführung

1.7 Bemessungskonzepte

In diesem Teil der Einführung werden die wichtigsten Grundlagen der Bemessung nach modernen Tragwerksnormen anhand des SIA-Normenwerks «Swisscodes» erläutert. Die Konzepte sind mit den Eurocodes weitgehend kompatibel.

Frühere Normen

Tragwerksnormen 1892-1956

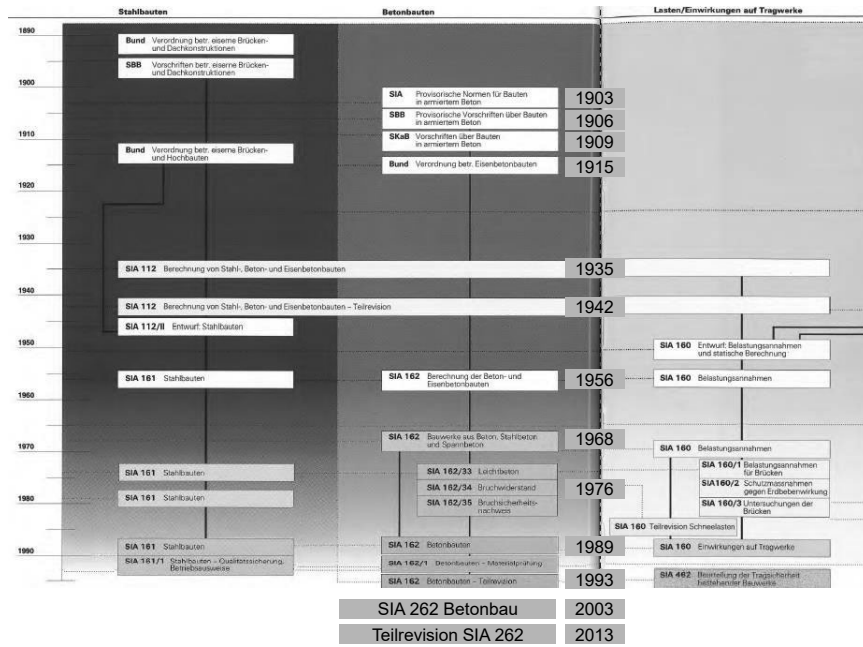
Eine Sammlung der in der Schweiz
zwischen 1892 und 1956 erlassenen
Verordnungen, Vorschriften und
Normen für Tragwerke aus Stahl,
Beton, Mauerwerk und Holz.

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

In der Schweiz gab es bereits sehr früh Tragwerksnormen. Bei der Überprüfung bestehender Bauwerke ist es nützlich, die alten Normen zu kennen; die abgebildete Publikation des SIA ist dabei sehr hilfreich.

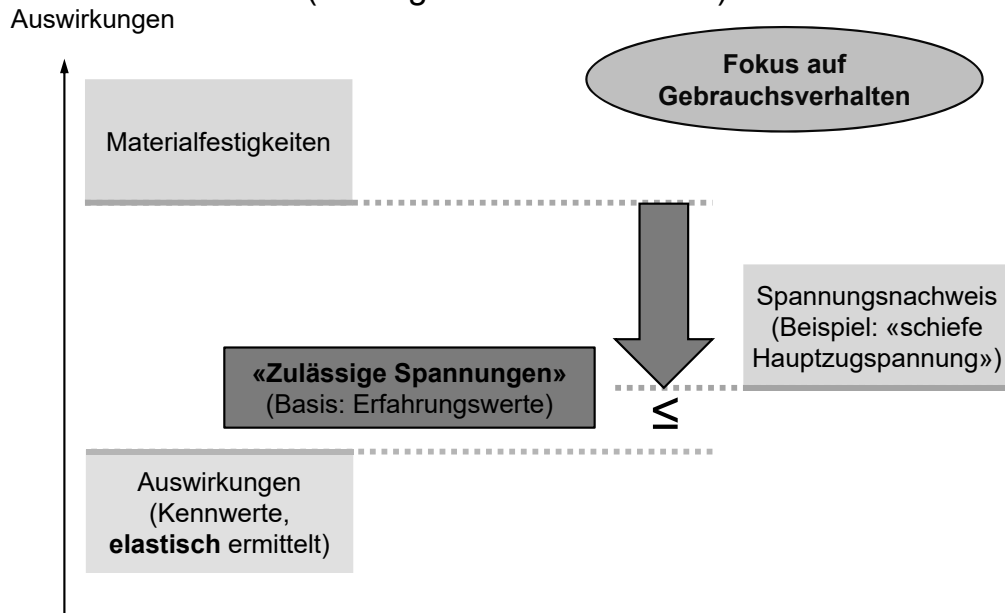
Die auf der folgenden Seite dargestellte Übersicht wurde dieser Publikation entnommen.

Frühere Normen



Bereits kurz nach der Jahrhundertwende trat die erste Norm für Betonbauten in Kraft. Noch früher gab es bereits Qualitätsnormen für Zement (1883).

Sicherheitskonzepte frühere Normen (Anfänge bis 1960er Jahre)



Die frühen Tragwerksnormen basierten auf (linear elastischen) Spannungsberechnungen unter Gebrauchslasten.

Die resultierenden Spannungen wurden mit sogenannten «zulässigen Spannungen» verglichen. Die zulässigen Spannungen waren dabei nicht konstant, sondern abhängig von der Belastung (man unterschied Haupt- und Nebenbelastungen, vergleichbar mit den heutigen Reduktionsbeiwerten) und der mechanischen Beanspruchung. Von einem einheitlichen Sicherheitsniveau (Versagenswahrscheinlichkeit), wie dies heute angestrebt wird, war man damit sehr weit entfernt.

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".

Jede Spannungsberechnung – und damit auch die Ermittlung von Verformungen – im Gebrauchszustand wird durch initiale Spannungszustände (Eigenspannungen) erschwert, die vielfältige Ursachen haben (insbesondere Herstellungsprozess) und praktisch nur unscharf erfassbar sind. Dadurch werden elastische Spannungsberechnungen grundsätzlich in Frage gestellt.

Die Traglast ist hingegen bei ausreichend duktilem Verhalten von der Belastungsgeschichte unabhängig, sofern keine Stabilitätsprobleme auftreten.

Diese grundlegenden Tatsachen sind leider nicht allgemein bekannt und werden oft nicht gebührend beachtet. Dies bringt die Gefahr mit sich, dass die Genauigkeit von (nichtlinearen FE-)Berechnungen überschätzt und die Wichtigkeit der Duktilität verkannt wird, insbesondere bei «neuen» Baustoffen mit fehlender oder begrenzter Duktilität (CFK, GFK und andere Faserverbundwerkstoffe; Stahlfaserbeton und ultrahochfester Faserbeton).

(Zitat in Abbildung aus: Melan, E., "Der Spannungszustand eines Mises-Henckyschen Kontinuums bei veränderlicher Belastung", Sitz. ber. Akad. Wiss. Wien, Abt. IIa, 147 (1938), pp. 73-87)

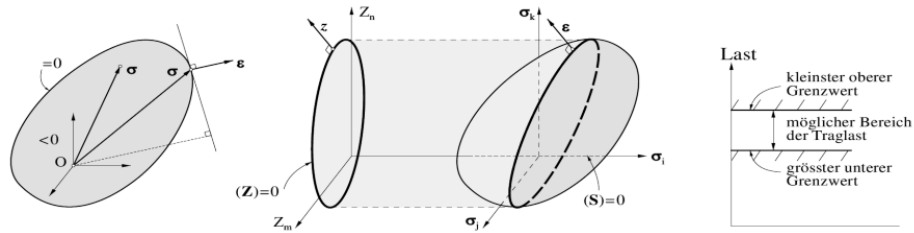
Plastische Bemessungsverfahren

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»

Aus den aufgeführten Gründen erfolgte in den 1960er Jahren ein Paradigmenwechsel.

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».

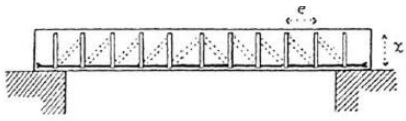
Viele heutige Normvorschriften, insbesondere im Betonbau, basieren auf der Plastizitätstheorie (Traglastverfahren). Dieses Bewusstsein ist nicht in allen Ländern so verbreitet wie in der Schweiz (und ist es nicht bei allen Ingenieur:innen gleich ausgeprägt wie bei ETH-Absolventen).

Die ETH Zürich hat hier eine zentrale Rolle gespielt, angefangen mit Prof. Bruno Thürlimann, dem eigentlichen Pionier der plastischen Berechnung von Stahlbeton: Er wagte es vor gut 50 Jahren, die Plastizitätstheorie auf Beton anzuwenden – wo doch die ganze Fachwelt wusste, dass dieser Baustoff keineswegs ideal plastisch ist. Sein Nachfolger Peter Marti, der auch schon als Doktorand von Bruno Thürlimann einen wesentlichen Beitrag geleistet hatte, führte diese Arbeiten fort und untersuchte insbesondere die Anwendungsgrenzen plastischer Bemessungsmodelle (weder Beton noch Bewehrung sind wirklich ideal plastisch, also unbegrenzt duktil).

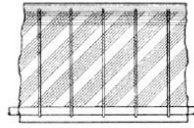
International ist dies als Zürcher Schule bekannt, die sich durch konsistente mechanische Modelle auszeichnet, aber insbesondere auch durch deren Überprüfung mit Grossversuchen.

Plastische Bemessungsverfahren

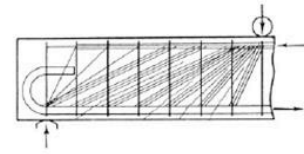
Frühe Fachwerkmodelle (anschaulich)



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

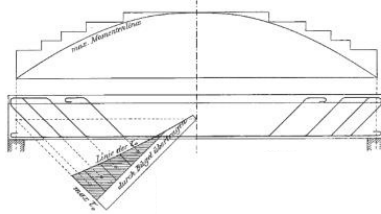


Mörsch, «Der Eisenbetonbau» (1908)
E. Mörsch, «Der Eisenbetonbau» (1908)

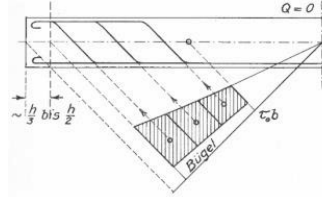


Mörsch, «Der Eisenbetonbau» (1922)
E. Mörsch, «Der Eisenbetonbau» (1922)

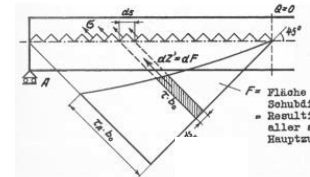
Elastische Bemessung mit Hauptzugspannungen (semi-empirisch)



E. Mörsch, «Der Eisenbetonbau» (1908)



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



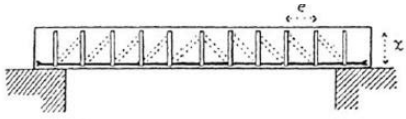
P. Lardy, «Vorlesung Massivbau» (1951)

Zur Illustration der Tatsache, dass viele Bemessungsmodelle auf der Plastizitätstheorie beruhen, sind Modelle für den ebenen Spannungszustand gut geeignet.

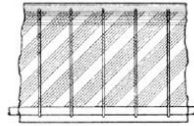
Auch wenn es manchmal so dargestellt wird, werden Fachwerkmodelle nicht seit über 100 Jahren für die Bemessung eingesetzt, auch wenn bereits Ritter und Mörsch das Tragverhalten anschaulich mit solchen Modellen erläuterten. Vielmehr wurden diese «einfachen» Modelle bis in die 60er Jahre zwar von herausragenden Ingenieuren insbesondere in der Praxis angewendet, dies aber eher «hinter vorgehaltener Hand», da sie nicht als wissenschaftlich galten. Offiziell erfolgte die Bemessung seit den Anfängen der Betonbauweise bis in die 1960er Jahre anhand elastischer Spannungsberechnungen, zum Beispiel mit schiefen Hauptzugspannungen (siehe Abbildungen).

Plastische Bemessungsverfahren

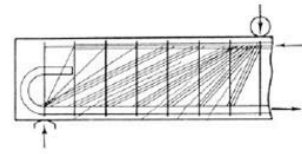
Frühe Fachwerkmodelle (anschaulich)



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

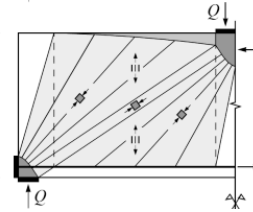
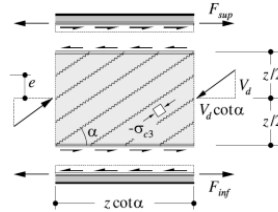
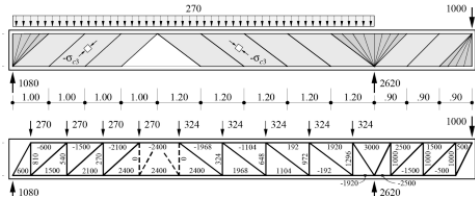


Mörsch, «Der Eisenbetonbau» (1908)
E. Mörsch, «Der Eisenbetonbau» (1908)



Mörsch, «Der Eisenbetonbau» (1922)
E. Mörsch, «Der Eisenbetonbau» (1922)

Heutige Fachwerkmodelle / Spannungsfelder: Plastizitätstheorie = konsistente Grundlage



Erst durch die Plastizitätstheorie erhielten diese Fachwerkmodelle eine saubere, mechanisch konsistente Grundlage, und dank Pionieren wie Prof. Thürlimann sind sie heute Bestandteil diverser Normvorschriften.

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)



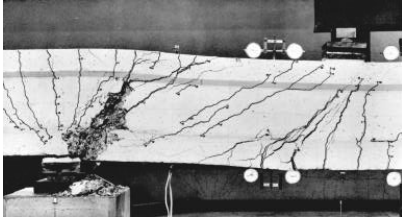
Christian Menn
1927-2018
Prof. 1971-1992
(→ Vogel)



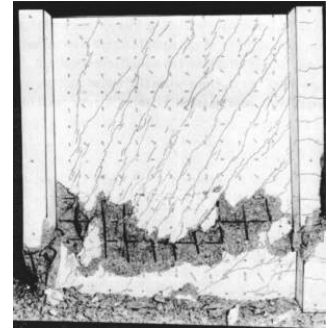
Peter Marti
1949
Prof. 1990-2014
(→ Kaufmann)

Als Absolvent:in der ETH schadet es nicht, die Namen der früheren Professoren zu kennen. Darunter sind einige, die weltweiten Bekanntheitsgrad auch über das Bauingenieurwesen hinaus genießen.

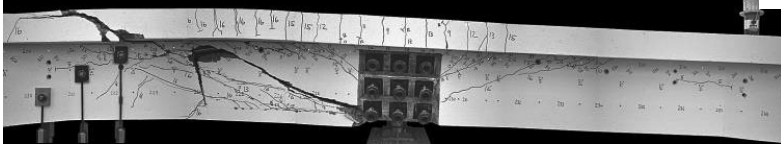
Plastische Bemessungsverfahren



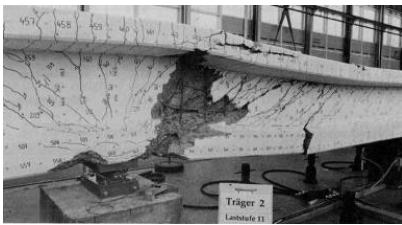
Bachmann / Thürlimann
(1965)



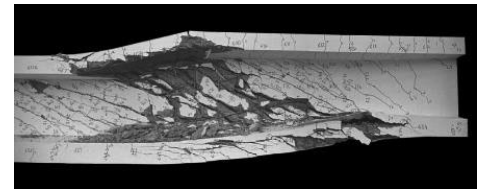
Maier / Thürlimann
(1985)



Stoffel / Marti
(1995)



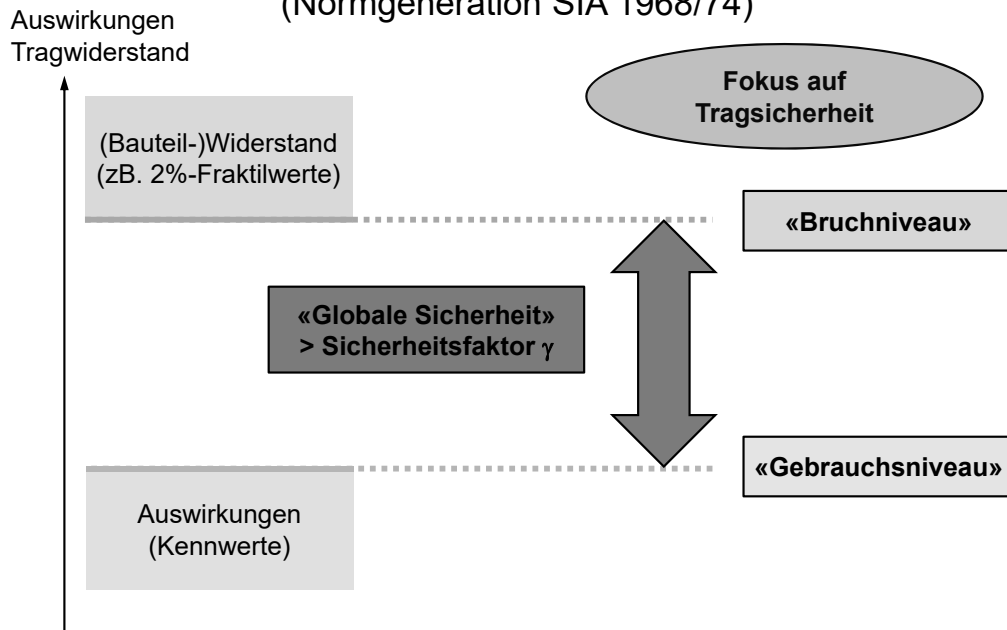
Sigrist / Marti
(1992)



Kaufmann / Marti
(1995)

Beispiele grossmassstäblicher Versuche an der ETH Zürich, durchgeführt zur Validierung konsistenter mechanischer Modelle.

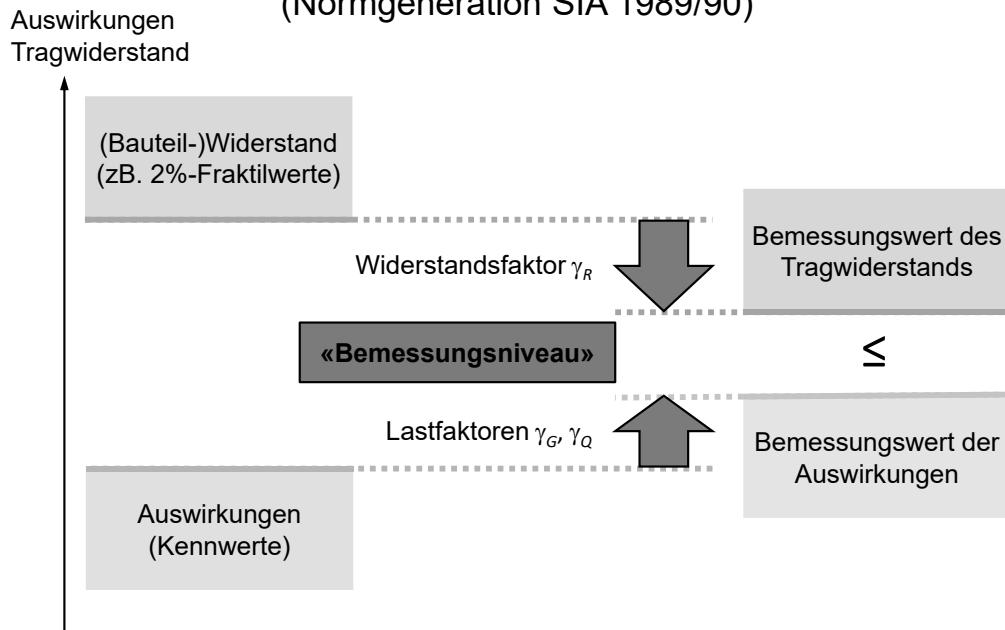
Sicherheitskonzepte frühere Normen (Normgeneration SIA 1968/74)



In der ersten auf der Tragsicherheitsbemessung basierenden Normgeneration wurde die Sicherheit über einen «globalen» Sicherheitsfaktor gewährleistet.

Die Bauteilwiderstände wurden mit Fraktilwerten der Baustoffkennwerte ermittelt, die Einwirkungen als Kennwerte ohne Erhöhung angesetzt.

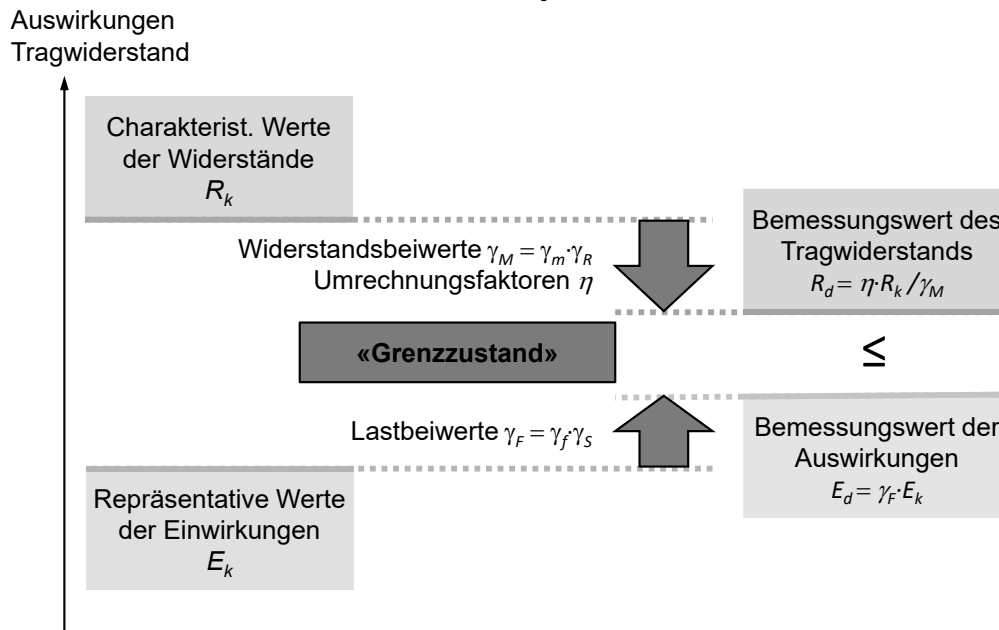
Sicherheitskonzepte frühere Normen (Normgeneration SIA 1989/90)



Das Sicherheitskonzept der Normgeneration 1989/90 entsprach bereits deutlich besser den heutigen Normen. Der globale Sicherheitsfaktor wurde durch einen Widerstandsfaktor und Lastfaktoren abgelöst.

Im Unterschied zu den heutigen Normen war der Widerstandsfaktor «einheitlich»: Der Widerstand wurde mit den nicht abgeminderten Baustoffkennwerten ermittelt und anschliessend als ganzes durch 1.2 geteilt (nicht Betondruckfestigkeit durch 1.5 und Festigkeit der Bewehrung durch 1.15). Einen ähnlichen Ansatz verfolgte bereits die Richtlinie RL34 (1976) zur SIA 162 (1968).

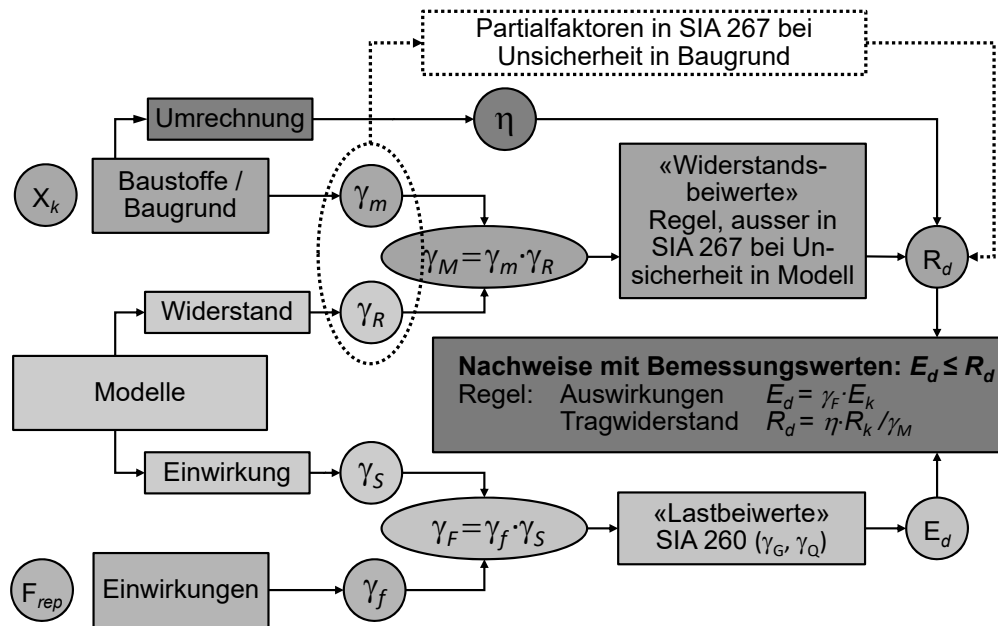
Sicherheitskonzept Swisscodes



Im Unterschied zur früheren Normgeneration werden in den Swisscodes die Widerstandsbeiwerte pro Material (Beton 1.5, Bewehrung 1.15) unterschiedlich angesetzt.

Die Lastbeiwerte sind je nach Grenzzustand und Art der Einwirkung unterschiedlich (Beispiel Grenzzustand 2: ständige Lasten 1.35, veränderliche Lasten 1.5).

Swisscodes: Bemessungskonzept (vereinfacht)

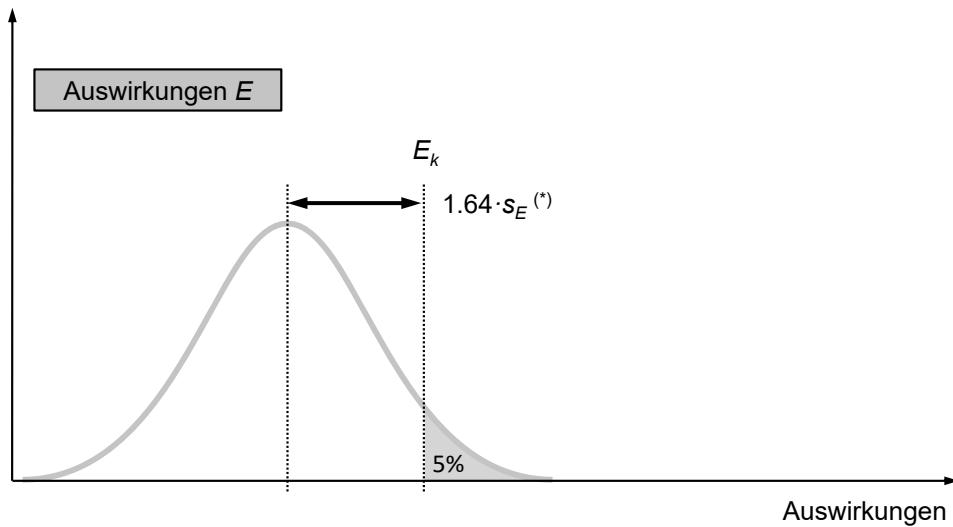


F_{rep} = repräsentativer Wert der Einwirkungen (z.B. Schnee: 50-jährig)

X_k = charakteristischer Wert (5%-Fraktilwert, bei Baugrund vorsichtiger Erwartungswert)

Probabilistisches Bemessungskonzept (schematisch)

Dichtefunktion
(Wahrscheinlichkeit)



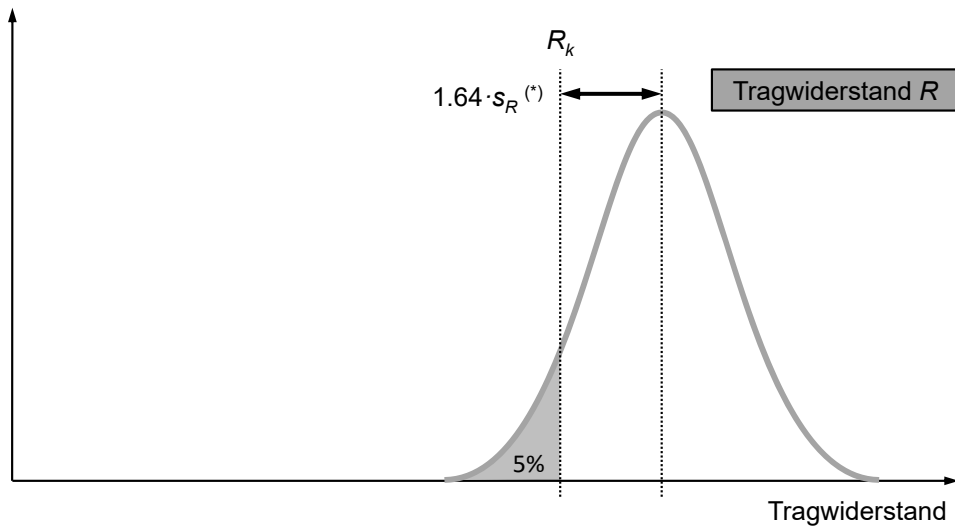
(*) bei Normalverteilung

X_k = charakteristischer Wert (5%-Fraktilwert) = 1.64 Standardabweichungen vom Mittelwert

(gilt nur, falls eine Normalverteilung vorliegt, was eigentlich selten der Fall ist; Verkehrslasten folgen beispielsweise eher einer Gumbel-Verteilung, Windlasten einer Weibull-Verteilung).

Probabilistisches Bemessungskonzept (schematisch)

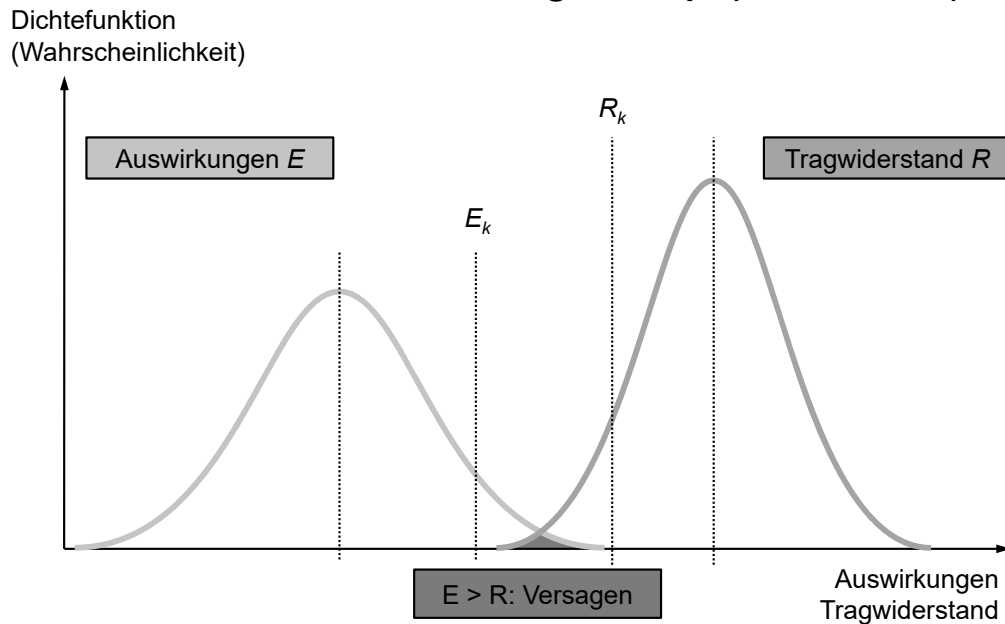
Dichtefunktion
(Wahrscheinlichkeit)



(*) bei Normalverteilung

(auch hier liegt eigentlich selten eine Normalverteilung vor, zudem sind die Modellunsicherheiten je nach Versagensart stark unterschiedlich, z.B. ist bei Stahlbeton die Streuung bei der Ermittlung des Biegegewiderstands viel kleiner als beim Schubwiderstand).

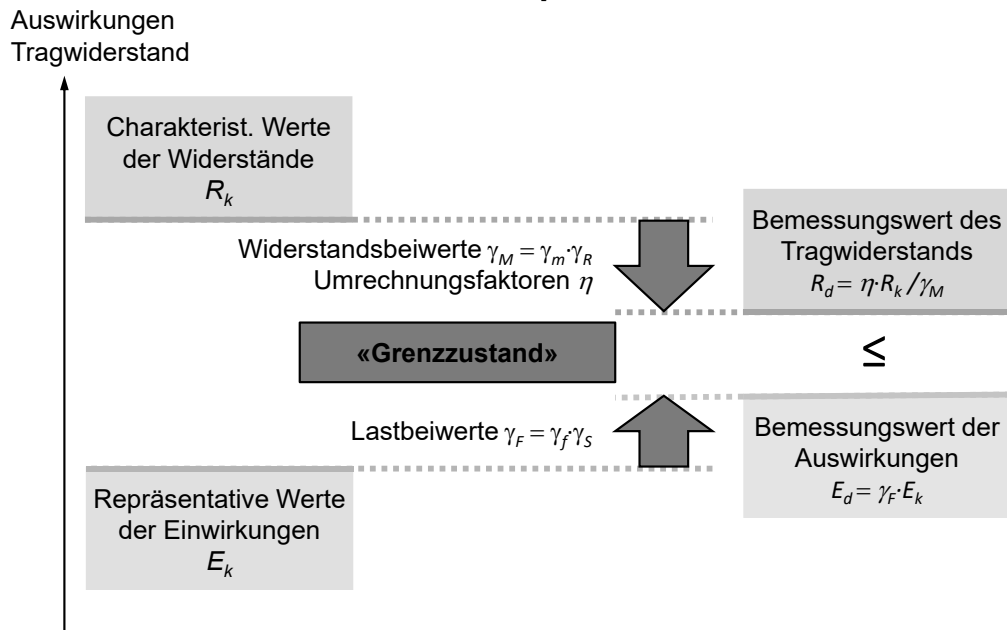
Probabilistisches Bemessungskonzept (schematisch)



Als Zielwert für die Festlegung der Widerstands- und Lastbeiwerte wurde grundsätzlich eine Versagenswahrscheinlichkeit von beispielsweise $< 10^{-6}$ p.a. vorgegeben. Faktisch wurde (die Versagenswahrscheinlichkeit) so kalibriert, dass die «globale Sicherheit» (Lastbeiwert \times Widerstandsbeiwert) insgesamt etwa gleich bleibt wie früher. Dies wurde bereits früher, beim Übergang von einem globalen Sicherheitsfaktor zu Last- und Widerstandsfaktoren, so gehandhabt.

Grundsätzlich ist damit eine probabilistische Bemessung möglich, in der Praxis ist dies jedoch sehr unüblich. Sie ist für normale Anwendungen zu aufwändig und täuscht eine höhere Genauigkeit vor als tatsächlich vorhanden (insbesondere sind beispielsweise die Verteilungen de facto meist unbekannt, sowohl auf Einwirkungs- als auch auf Widerstandsseite, insbesondere hinsichtlich Modellunsicherheit).

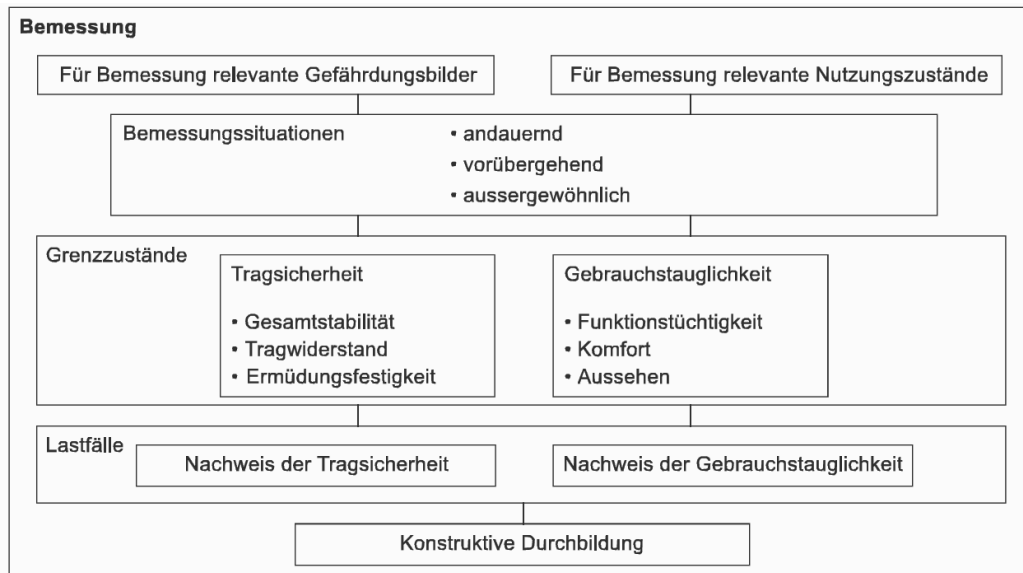
Sicherheitskonzept Swisscodes



In der Praxis erfolgt die Bemessung mit Grenzzuständen unter Anwendung von Last- und Widerstandsbeiwerten gemäss Norm.

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)

$$E_d \leq R_d$$

Typisches Beispiel Typ 1: Auftriebsnachweis

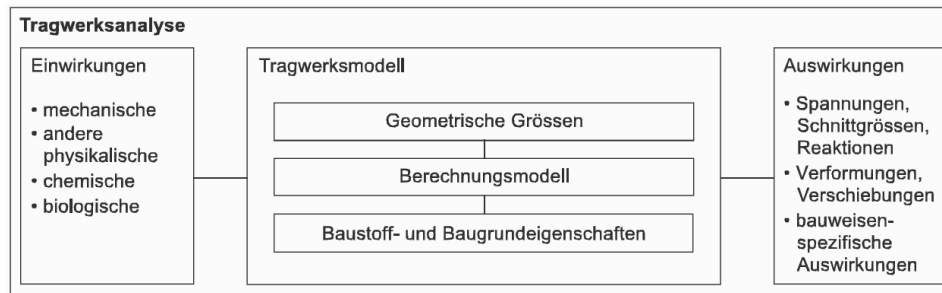
«E» steht für «effect», nicht «Einwirkung»

(Auswirkungen = Antwort des Tragwerks auf Einwirkungen)

(Auswirkungen können Spannungen, Schnittgrößen, Reaktionen, Verformungen etc. sein)

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 duktileres 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				
Erdaufflasten				
– 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

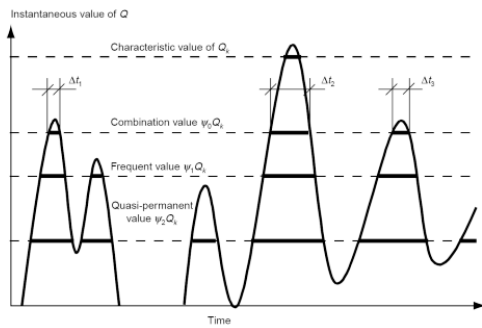
Weitaus am häufigsten verwendet!

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)

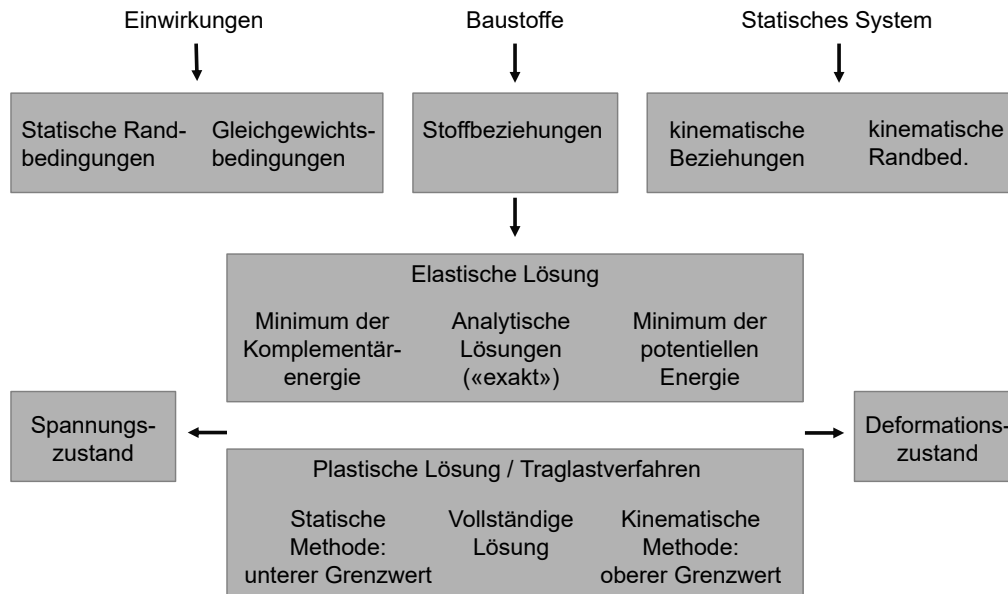
Bemerkungen zur Abbildung

Anstelle der Fließgrenze wird bei Spannstahl die 0.1%-Dehngrenze verwendet ($f_{p0.1k} = 0.1\%$ bleibende Dehnung nach Entlastung)

Der Beiwert η_t wurde bei der Revision der SIA 262 (2013) eingeführt, um zu unterbinden, dass für alte Bauwerke extrem hohe Druckfestigkeiten (bestimmt anhand kleiner Prüfkörper) verwendet werden; in EC2 gab es diesen Faktor schon vorher. Im Normalfall ist der Beiwert 1, da die Zunahme der Druckfestigkeit die Festigkeitsreduktion bei langer Einwirkungsdauer (analog langsamer Belastung, sogenannter Rüschi-Effekt) kompensiert.

Nicht bei allen Baustoffen sind wie im Betonbau die Bemessungswerte der Widerstände in der Norm direkt angegeben, siehe z.B. SIA 263.

Tragwerksanalyse



Die Abbildung zeigt die verschiedenen möglichen Verfahren zur Bemessung im Stahlbetonbau. In vielen Fällen werden (oft auch implizite) plastische Berechnungsverfahren angewendet.

Bemerkungen zur Abbildung

Elastische Lösungen erfordern den Einbezug von Gleichgewichtsbedingungen, Stoffbeziehungen und kinematischen Beziehungen; exakt sind sie trotzdem nicht, da der Spannungszustand nicht bestimmt werden kann (siehe unten).

Plastische Lösungen erlauben, den Spannungszustand (statisch zulässiges Spannungsfeld) und den Deformationszustand (Kollapsmechanismus) voneinander unabhängig zu ermitteln; dies vereinfacht die Behandlung in der Regel wesentlich

Der wichtigste Vorteil der Traglastverfahren ist jedoch nicht die Einfachheit, sondern die Eindeutigkeit:

Jede Spannungsberechnung (und damit auch die Ermittlung von Verformungen) im Gebrauchszustand wird durch initiale Spannungszustände (Eigenspannungen) erschwert, die vielfältige Ursachen haben (insbesondere Herstellungsprozess) und praktisch nur unscharf erfassbar sind. Dadurch werden elastische Spannungsberechnungen grundsätzlich in Frage gestellt.

Die Traglast ist hingegen bei ausreichend duktilem Verhalten von der Belastungsgeschichte unabhängig, sofern keine Stabilitätsprobleme auftreten.

Traglastverfahren

Prinzip der maximalen Dissipationsarbeit

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

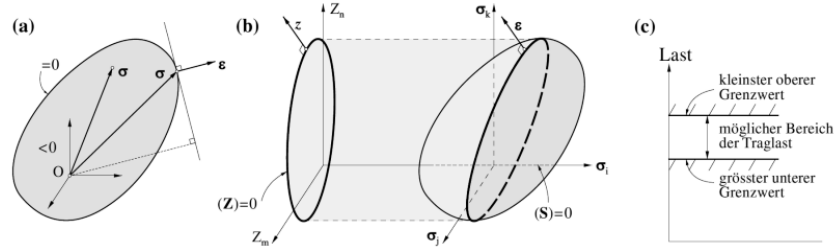
Verallgemeinerte Spannungen und Verzerrungen

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

Projizierte Grössen = *verallgemeinerte Spannungen und Verformungen*

Bei Projektion «verlorene» Spannungskomponenten = *verallgemeinerte Reaktionen*

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



Ergänzende Bemerkungen zur Abbildung

Eine verallgemeinerte Reaktion r kann einen beliebigen Wert annehmen; dies entspricht einer Projektion der Fliessbedingung in eine beliebige Ebene $r = \text{konst.}$ (beispielsweise $r = 0$).

(Im Gegensatz zur Annahme eines konstanten Wertes einer verallgemeinerten Spannung, beispielsweise $\sigma = 0$, was einem Schnitt der Fliessbedingung mit der entsprechenden Ebene entsprechen würde)

Das Prinzip der maximalen Dissipationsarbeit folgt aus der Konvexität der Fliessbedingung und der Orthogonalität der Verzerrungszinkremente (grafisch lässt sich am zweidimensionalen Beispiel leicht verifizieren, dass für konkave Bereiche der Fliessbedingung oder nicht orthogonale Verzerrungszinkremente die Dissipationsarbeit nicht maximal ist). Umgekehrt folgen Konvexität und Orthogonalität, wenn maximale Dissipationsarbeit postuliert (vorausgesetzt) wird. Letzteres lässt sich auch thermodynamisch begründen (siehe Zweidler, 2016).

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)

Ergänzende Bemerkungen zur Abbildung

Für die sichere Bemessung eignet sich in erster Linie der untere Grenzwertsatz.

Die meisten Bemessungsverfahren im Stahlbeton basieren daher auf dem unteren Grenzwertsatz der Plastizitätstheorie. Die Plastizitätstheorie legitimiert somit die Anwendung der entsprechenden Bemessungsverfahren, beispielsweise

- Fachwerkmodelle und Spannungsfelder
- Gleichgewichtslösungen für Platten (u.a. Streifenmethode)
- Fließbedingungen für Scheiben und Platten
- etc.

Der Vorteil des Verträglichkeitssatzes besteht darin, dass keine umfassende Kontrolle der Verträglichkeit durchgeführt werden, d.h. weder muss für den gefundenen Mechanismus eine Plastizitätskontrolle durchgeführt werden, noch für den Gleichgewichtszustand ein verträglicher Mechanismus.

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

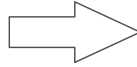
Die Anwendung plastischer Bemessungsverfahren im Stahlbetonbau ist Gegenstand der Vorlesungen Stahlbeton I und II. Sie vereinfacht die Bemessung neuer Tragwerke erheblich:

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.) → Stahlbeton III

Dank der Plastizitätstheorie wird die Bemessung im Neubau überschaubar.

Grundsatz bei der Bemessung neuer Tragwerke

«Der Ingenieur / die Ingenieurin legt fest, wie das Bauwerk tragen soll und konstruiert dieses entsprechend (Abmessungen, Bewehrung)»

(und nicht: «das Tragwerk bestimmt, was der Ingenieur / die Ingenieurin rechnen soll»)

Bemessung neuer Bauwerke

Duktil konstruieren

→ spröde Versagen verhindern

→ Anwendbarkeit plastischer Bemessungsverfahren

Plastisch bemessen

→ Kraftfluss gezielt beeinflussen und konsequent verfolgen

→ Tragwerkselemente übernehmen klar definierte Funktion

• einfache Modelle ausreichend

• Zwangungen vernachlässigbar

• Redundanz und Robustheit

Probleme konzeptionell lösen

Konstruieren statt berechnen

Stahlbeton I/II

→ Bachelorabschluss

→ Vertiefung ... (≠ Konstruktion)

«Der Ingenieur / die Ingenieurin legt fest, wie das Bauwerk tragen soll»
«Das Tragwerk bestimmt, was der Ingenieur / die Ingenieurin rechnen soll»

Die gleiche Aussage nochmals plakativ.

Zu beachten ist, dass diese Aussage für Neubauten gilt. Bei bestehenden Tragwerken (deren Bemessung und konstruktive Durchbildung gegeben sind), sind die Verhältnisse komplexer, siehe Stahlbeton III.



16.09.2022

118

Schlussbemerkung zu den Tragwerksnormen

Die Verantwortung der Bauingenieurinnen resp. Bauingenieure kann auch durch ein noch so kompliziertes Konstrukt zur Nachweisführung nicht abgegeben werden. Unsere Bauwerke müssen auf Anhieb funktionieren, ohne dass wir – wie beispielsweise im Maschinenbau üblich – das Verhalten vor der Produktion mittels Prototypen überprüfen und gegebenenfalls optimieren könnten. Falls Bauwerke nicht funktionieren, hat dies gravierende Konsequenzen.

Dies wird einem spätestens beim ersten Bauwerk, das man selber bemessen hat, bewusst.

Dafür können und sollen die Projektverfasserinnen und Projektverfasser auf gelungene Bauwerke stolz sein!